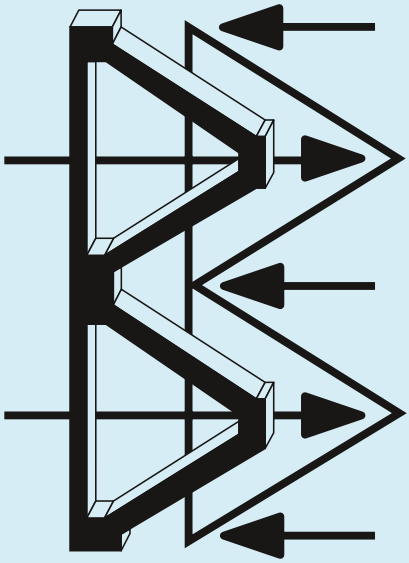
Baustatik – Baupraxis 15



Bastian Oesterle, Annette Bögle,
Wolfgang Weber, Lukas Striefler

Technische Universität Hamburg

Baustatik – Baupraxis 15

Berichte der Fachtagung

Baustatik – Baupraxis 15

04. und 05. März 2024, Hamburg

Herausgeber

Bastian Oesterle
Institut für Baustatik, Technische Universität Hamburg

Annette Bögle
Entwurf und Analyse von Tragwerken, HafenCity Universität Hamburg

Wolfgang Weber
Professur für Statik und Dynamik, Helmut-Schmidt-Universität / Universität der Bundeswehr Hamburg

Lukas Striefler
Institut für Baustatik, Technische Universität Hamburg

Die Autoren tragen die Verantwortung für die abgedruckten Beiträge.

Veröffentlicht durch das

Institut für Baustatik
Technische Universität Hamburg

Denickestraße 17
21073 Hamburg

Telefon: +49 (040) 42878-3976
E-Mail: sekretariat_bs@tuhh.de
Internet: https://www.tuhh.de/bs/

ISBN: 978-3-00-077808-7

Umschlaggestaltung mit Erlaubnis des Verlags
A.A. Balkema Publishers, Rotterdam, Niederlande
übernommen vom Tagungsband Baustatik – Baupraxis 7

© 2024, Institut für Baustatik, Technische Universität Hamburg

Komitees

Organisationskomitee

Bastian Oesterle, Vorsitzender

Annette Bögle, Vorsitzende

Wolfgang Weber, Vorsitzender

Lukas Striefler, Konferenzsekretariat

Timon Burgwedel

Moritz Hoffmann

Sven Reinhart

Axel Seils

Abdou Diasso

Jürgen Priebe

Max Rottmann

Inge Spahn

Programmkomitee

Carolin Birk, Universität Duisburg-Essen

Steffen Freitag, Karlsruher Institut für Technologie

Arndt Goldack, Bergische Universität Wuppertal

Sven Klinkel, Rheinisch-Westfälische Technische Hochschule Aachen

Carsten Könke, Bauhaus-Universität Weimar

Roland Wüchner, Technische Universität Braunschweig

Inhaltsverzeichnis

Komitees v

Inhaltsverzeichnis vii

Grußworte xvii

Danksagung xxv

Plenarvorträge 1

Numerische Strukturmodellierung mit Polygon-Elementen
Carolin Birk, Rama Assaf, Muhammad Danish Iqbal, Hauke Gravenkamp 3

Die Zukunft der Statik
Manfred Bischoff, Kai-Uwe Bletzinger 11

Wandel der baustatischen Prüfung durch neue Planungsmethoden
Markus Hennecke 19

Ressourcenschonendes und zukunftsfähiges Weiterbauen – am Beispiel der Alsterschwimmhalle in Hamburg
Sven Plieninger, Sandra Niebling, Sebastian Grotz 27

Geometric Optimization for Cost-effective Paneling of Architectural Freeform Skins
Helmut Pottmann, Victor Ceballos Inza, Davide Pellis, Florian Rist 35

smartBRIDGE Hamburg – die Brückeninstandhaltung der Zukunft
Marc Wenner, Steffen Marx, Markus Meyer-Westphal, Martin Herbrand, Christof Ullerich 43

Hoch hinauf oder tief hinunter – Querungen der Unterelbe
Gerhard Zehetmaier, Per Dost 57

Nachwuchs-Plenarvorträge **65**

Alternative Beurteilung von Tragwerken mit Hilfe der Redundanzmatrix
David Forster, Malte von Scheven, Manfred Bischoff 67

Kompatibilität von BIM- und FE-Modellen für die Tragwerksanalysen
Iryna Rudenko 75

Minisymposium
Adaptive Tragwerke **83**

Der Beitrag der Regelungstechnik zum Entwurf und Betrieb von adaptiven Tragwerken
Michael Böhm, Oliver Sawodny 85

Zeitveränderliche Zwangsbedingungen in der Baustatik: Herausforderungen, neue Methodik und Anwendungen
Jonas Boungard, Jens Wackerfuß 93

Baustatische Methoden für Entwurf, Auslegung und Betrieb adaptiver Tragwerke
Lisa-Marie Krauß, Mathias Maierhofer, Tamara Prokosch, Axel Trautwein, Malte von Scheven, Achim Menges, Manfred Bischoff 101

Kriterien zur Dimensionierung adaptiver Stahlbetonplatten mit integrierten fluidischen Aktoren
Markus Nitzlader, Matthias J. Bosch, Hansgeorg Binz, Matthias Kreimeyer, Lucio Blandini 109

Minisymposium
Außergewöhnliche Belastungen und Tragwerkszuverlässigkeit **119**

Betrachtungen zum Tragverhalten von Seilauffangsystemen zur Gefahrenabwehr für Fenster unter Luftstoßwellenbeanspruchung
Matthias Andrae, Jan Dirk van der Woerd, Achim Pietzsch, Matthias Wagner, Norbert Gebbeken 121

Sprengabbruch eines 170 m hohen Schornsteins durch Dreifach-Faltung – Erschütterungsschutz durch Prognose von Bauwerksspannungen
Arthur Feldbusch, Clarissa Rapps 129

Einfluss der Sprengladungsgeometrie auf die Geschwindigkeit von Betonbruchstücken
Moritz Hupfauf, Norbert Gebbeken 137

Systemzuverlässigkeit von Verbundfugen mit spröden und duktilen Verbundmitteln
Kevin Wolters, Markus Feldmann 145

Minisymposium
Außergewöhnliche Tragwerke **153**

Ein Beitrag zu Möglichkeiten der Realisierung multistabiler Tensegrity-Strukturen in Verbindung mit formadaptiven Tragwerken
Valter Böhm, David Herrmann 155

Hybridtürme von Windenergieanlagen: Einfluss der Fugenimperfektionen auf Biegemoden
Clemens Jonscher, Marlene Wolniak, Benedikt Hofmeister, Tanja Grießmann, Raimund Rolfes 163

Félix Candela's last shell in Valencia
Carlos Lázaro 171

Windenergieanlagen wirtschaftlich bemessen – Ein innovatives Nachweismodell zu klaffenden Segmentfugen unter Querkraft und Torsion
Lutz Loh, Andreas Garg 179

Optimierung und additive Fertigung von ressourceneffizienten Modellbrückenkörpern
Daniela Masarczyk, Tizian Arold, Thomas Niendorf, Detlef Kuhl 187

Design Framework for Suction Bucket Jacket Foundations of Offshore Wind Turbines
Karsten Schürmann, Arthur Curi, Patrick Gütz 195

Minisymposium
Baudynamik **203**

Problemstellungen der menscheninduzierten Einwirkungen auf Tragwerke in der Praxis: Lastansätze und Bewertungskriterien
Nouman Elias, Hamid Sadegh-Azar, Frank Klimaszyk 205

Neues dynamisches Lastmodell für die dynamische Berechnung von Eisenbahnbrücken – Modellbeschreibung und vereinfachte Prognosemodelle
Andrei Firus, Maciej Kwapisz, Michael Reiterer, Maximilian Rupp, Roman Kemmler, Geert Lombaert, Alois Vorwagner, Jens Schneider 213

Messung und Berechnung der Übertragung von Erschütterungen auf Stockwerksdecken unter Berücksichtigung der Eigenschaften von schwimmendem Estrich
Kira Holtzendorff, Marc Oliver Rosenquist 223

Quantifizierung polymorpher Unschärfen am Beispiel eines abgespannten Masts
Simon Marwitz, Volkmar Zabel, Tom Lahmer 233

Automatic Time Step Selection for Structural Dynamic Analysis of Train Crossing Events
Alexander Paolini, Michael Vogl, Holger Heidkamp 241

Mehrschichtwand zum Schutz von kerntechnischen Anlagen und kritischer Infrastruktur
Viktor Vlaski, Anna Gallinat, Jörg Moersch 249

Minisymposium
Bauen im und am Wasser **257**

Herausforderungen und erste Ergebnisse bei der Optimierung permeabler Wellenbrecher zum Schutz von baulichen Anlagen
Abdou Diasso, Wolfgang Weber 259

1. Hochbrücke Levensau: außergewöhnliche Uferwand – Konzeption, Bemessung, Bauabläufe und Details
Andreas Meisel, Johannes Albiker, Olaf Drude, Andreas Rasmus, Malte Seppmann 267

Minisymposium
Bauen mit Glas **275**

Glas in sicherheitsrelevanten Bauanwendungen | Der Weg zum erfolgreichen Nachweis der Standsicherheit
Mascha Baitinger, Marius Goos, Jasmin Reichert 277

Glaskantenfestigkeit – Beitrag zur Berücksichtigung des Herstellungsprozesses in der Bemessung
Paulina Bukieda, Michael Engelmann, Bernhard Weller 287

Numerische und experimentelle Analyse des Tragverhaltens von kaltgebogenem Glas
Markus Feldmann, Maximilian Laurs 295

Spannungsermittlung bei Mehrscheiben-Isolierglas und Vakuumisolierglas-Hybriden aufgrund von Temperatureinwirkungen
Franz Paschke, Gregor Schwind, Matthias Seel, Miriam Schuster 303

Verbundsicherheitsglas im gebrochenen Zustand
Frank Wellershoff, Marcus Illguth 313

Minisymposium Flächentragwerke **321**

Stuttgarts Bahnhof der Zukunft – Der Bau des Schalendachs
Rolf Becker 323

Vergleich zwischen isogeometrischen und spektralen Reissner-Mindlin Schalenelementen
Wolfgang Dornisch, Nima Azizi 333

Berechnungsmethoden zur Analyse von innerlich aufgelösten Schalenstrukturen
Georgia Kikis, Leonie Mester, Simon Klarmann, Rostislav Chudoba, Sven Klinkel 341

Erfahrungen aus der Neubewertung beulsensitiver Stahlhohlkastenbrücken
Sven Nagel, Max Spannaus, Michael Volz 349

Hierarchische Formulierungen für statische und dynamische Analysen von Flächentragwerken
Bastian Oesterle, Rebecca Thierer, Lisa-Marie Krauß, Manfred Bischoff . . 357

Eine schubversteifungsfreie Reissner-Mindlin-Plattenformulierung mittels Hu-Zhang-Elemente
Adam Sky, Michael Neunteufel, Jack S. Hale, Andreas Zilian 367

Minisymposium
Formfindung und Formoptimierung **375**

Parametrischer Entwurf in der Tragwerksplanung
Anna Bauer, Ann-Kathrin Goldbach 377

Neue Hybride – Formfindung und Konstruktionsentwicklung des Turms des Bauhaus-Archivs Berlin
Christoph Gengnagel, Moritz Heimrath 385

Ringträgerkonstruktionen in Theorie und Praxis
Katharina Kunz, Roman Kemmler 395

Formen entwickeln
Julian Lienhard 405

Geometrische Optimierung von Gitterschalen
Eike Schling 413

Minisymposium
Holztragwerke **421**

Bäume statt Beton – Realisierung von Wohnkörpern im Baumbestand
Simon Loske, Ingo Münch 423

Statik und konstruktive Details einer Gitterschale aus Holz
Ingo Münch, Simon Loske 431

Numerische Versagensanalyse von Holzkonstruktionen unter hygromechanischer Kurz- und Langzeitbelastung
Josef Stöcklein, Daniel Konopka, Marcel May, Diah Puspita Rahmi, Michael Kaliske 439

Bauen mit Rohholz
Martin Trautz, Kevin Moreno Gata, Florian Spahn, Sven Klinkel 447

Holzbewehrtes Holz – Von der Forschung zur Baupraxis
Niklas Kainz, Stefan Winter, Markus Lechner 457

Minisymposium
Lebensdauer, Monitoring, digitaler Zwilling und BIM **465**

Digital twin architectures in civil engineering: A systematic review
Heba Al-Nasser, Muhammad Ekbal Ahmad, Patricia Peralta Abadía, Carlos Chillón Geck, Thamer Al-Zuriqat, Kosmas Dragos, Kay Smarsly 467

Smartphones als Schwingungsmesser – Anwendungstauglichkeit für Brücken
Maximilian Garsch 475

Erste Ansätze zum BIM-basierten Structural Health Monitoring (SHM)
Martin Köhncke, Al-Hakam Hamdan, Stefan Wege, Sylvia Keßler, Sascha Henke 483

Monitoring an der Floßgrabenbrücke in Zeitz – Experimente zur Systemidentifikation
Armin Lenzen, Max Moeller, Maximilian Rohrer 491

Identifikation inhomogener Materialeigenschaften von Flächentragwerken mit Physics Informed Neural Networks
Lukas Lippold, Niklas Rödiger, Thomas Most, Carsten Könke 499

Identifikation von Parameterstreuungen in kalibrierten Simulationsmodellen
Thomas Most 509

Schadensmodellierung mittels nichtlinearer FE-Simulationen zur Bauwerksüberwachung im Rahmen eines Digitalen Zwillings
Bjarne Sprenger, Martina Schnellenbach-Held 517

Verknüpfung globaler und lokaler Verfahren zur Schädigungsidentifikation am Beispiel einer schrittweisen geschädigten Stahlbetonstruktur
Paul Winkler, Lukas Lippold, Volkmar Zabel, Carsten Könke 525

Minisymposium
Modelle für neue Werkstoffe **533**

Datenbasierte Parameteridentifikation und Modellierung von superelastischen Formgedächtnislegierungen
Okyay Altay, Niklas Lenzen 535

Nanostrukturierte metallische Multilayer zur signifikanten Steigerung der Ermüdungsfestigkeit – eine neue Schweißnahtnachbehandlung
Jakob Brunow, Niclas Spalek, Fawad Mohammadi, Marcus Rutner 543

Computational modeling of fiber orientation during 3D-concrete-printing
Koussay Daadouch, Janis Reinold, Vladislav Gudžulić, Günther Meschke . 551

Herausforderungen bei der Entwicklung von Werkstoff- und Strukturmodellen für additiv gefertigte Betonbauteile
Yuri Petryna, Theresa Glotz, Christoph Wolf 559

Aktueller Überblick bei der Verwendung von nichtmetallischer Bewehrung im Neubau und beim Bauen im Bestand
Alexander Schumann, Maximilian May, Tilo Senckpiel-Peters 567

Daten-basierte Materialmodellierung und Simulation von Holztragwerken mit künstlichen neuronalen Netzen
Patrick Weber, Werner Wagner, Steffen Freitag 577

Minisymposium
Softwaregestützte Tragwerksberechnung und parametrisches Entwerfen 585

Bewertung nichtlinearer Berechnungen – Erkenntnisgewinne aus dem Abgleich verschiedener Softwarelösungen mittels EvaDAT
Casimir Katz, Kirsten Stopp, Bert Ziems 587

Brandbemessung von Kreis- und Kreisringstützen mit der erweiterten Zonenmethode
David Krybus, Marcus Achenbach, Roland Sauer, Livia Prifti 595

Ist das angewandte Baustatik oder kann das weg?
Martina Matzen, Steffen Roth, Jascha Reeg, Eric Wente 603

Modellierungsstrategien bei der Gesamtmodellbetrachtung – Untersuchung von Problemfällen und ein Beispiel aus der Praxis
Silvio von Spiess, Henning Oltmanns 611

Kletterwände – Datenschleifen- und Workflowoptimierung
Agnes Weilandt, Ljuba Tascheva, Andreas Rutschmann 619

Minisymposium
Tragwerksanalyse mit unscharfen Parametern **627**

Dynamische Tragwerksanalyse von Fußgängerbrücken mit unscharfen Parametern
Marc Fina, Maximilian Schweizer, Werner Wagner, Steffen Freitag 629

Algorithms for Robust Gradient-free Multicriteria Optimization
Abhinav Khedkar, Selina Heinzig, Julien Stöcker, Michael Kaliske 637

Streuung der Traglast von Kreiszylinderschalen unter kombinierter Belastung
Benedikt Kriegesmann, Nikas Reuter, Stefan Panek, Tobias Hartwich, Dieter Krause 645

Versuchstechnische Bestimmung von Kennwerten im Gerüstbau
Stefan Lauterbach 653

Optimierung der Rissbildung von Stahlbetonbrücken durch Verstärkung mit Faserbeton unter Berücksichtigung von Unschärfen
Stefanie Schoen, Philipp Edler, Vladislav Gudžulić, Steffen Freitag, Günther Meschke 661

Minisymposium
Tunnelbau **669**

Ingenieurpraktische Methoden zur Ermittlung von Schnittgrößen in Tübbingtunnelschalen
Oliver Fischer, Fabian Rauch 671

Berücksichtigung transversal isotropen Materialverhaltens des Gebirges bei der numerischen Simulation von Tunnelvortrieben
Thomas Mader, Magdalena Schreter-Fleischhacker, Günter Hofstetter . . . 679

Entwurf faserbewehrter Tunnelsegmente mit reduziertem Emissionsgehalt durch Verknüpfung von Schädigungsanalysen und Optimierungsverfahren
Gerrit Neu, Vladislav Gudžulić, Günther Meschke 687

Feuerinduziertes Zugrisswachstum in druckbeanspruchten Stahlbetonstützen
Maximilian Sorgner, Lukas Seeliger, Bernhard Pichler 695

Minisymposium
Windingenieurwesen und gekoppelte Probleme **703**

Neue Normenverfahren für die Berechnung windinduzierter, dynamischer Tragwerksreaktionen
Rüdiger Höffer 705

3D-Effekte bei der winddynamischen Schwingungsanregung kragförmiger Strukturen mit Quadratquerschnitt
Wolfgang Hubert, Norbert Hölscher 715

Das neue WTG-Merkblatt zur numerischen Simulation von Windströmungen
Casimir Katz 723

Interferenzeffekte für Türme von Windenergieanlagen in Gruppenanordnung beim Seetransport
Francesca Lupi, Dimitrios Livanos, Joris Daamen, Marc Seidel, Rüdiger Höffer 731

Windlastansätze für Agrivoltaiksysteme
Daniel Markus, Rolf-Dieter Lieb 739

Aspekte und Hintergründe von abgesicherten numerischen Strömungs- und Sensitivitätsanalysen im Windingenieurwesen
Roland Wüchner, Suneth Warnakulasuriya, Cornelia Kalender, Ulf Winkelmann 747

Autorenverzeichnis **755**

Grußworte

Grußwort des Präsidenten der Hamburgischen Ingenieurkammer-Bau

Wir leben in turbulenten Zeiten. Immer deutlicher wird, wie schnell und effizient die Ingenieurinnen und Ingenieure die vor ihnen liegenden, großen Anforderungen angehen müssen. Die Bauwende wird Realität, Klimaschutz und Ressourcenschonung werden zu zentralen Aspekten unserer Arbeit.

Dabei sind ganz neue Ansätze und Antworten erforderlich, für die der Innovationsgeist unseres Berufsstandes gefragt ist: Wir müssen einerseits sehr schnell unsere Städte, Dörfer und Infrastrukturen resilienter gegen die bereits jetzt schon erkennbaren Folgen des Klimawandels gestalten und zum anderen durch umweltgerechtes Planen und Bauen den Klimawandel so stark begrenzen wie nur irgendwie möglich. Wir Ingenieurinnen und Ingenieure sind gut beraten, uns diesbezüglich bestmöglich mit der Forschung zu vernetzen.

Klar ist: Die Reduzierung von Treibhausgasen und die Schonung von endlichen Ressourcen werden unsere Planungsarbeit maßgeblich bestimmen. Diese Faktoren haben immer stärkeren Einfluss auf die Materialwahl, die Gestaltung, den Energieverbrauch und die Lebensdauer unserer Tragwerke und Konstruktionen. Das nachhaltigste Bauwerk ist stets jenes, was die Zeiten am längsten und besten überdauert. Durabilität, Adaptivität und Suffizienz sind heute entscheidende Planungsparameter. Ein gutes Beispiel hierfür ist die Planung einer neuen Köhlbrand-Querung im Hamburger Hafen: Die 1974 in Betrieb genommene Köhlbrandbrücke weist nach gerade einmal 50 Jahren intensiver Nutzung durch Schwerlastverkehr so viele Schäden auf, dass ein adäquater Ersatzneubau aller Voraussicht nach unausweichlich wird. Erfreulich ist, wie intensiv die Brücke untersucht wurde, um zu ermitteln, ob sie nicht doch durch Sanierungsmaßnahmen ertüchtigt werden kann. Hier zeigt sich der große Wert intensiven Monitorings, um faktenbasierte Entscheidungen fällen zu können. Und ebenso wichtig ist das Versprechen der Hamburger Regierung, dass in die Planung eines neuen Bauwerks zur Querung des Elbearms wichtige Aspekte der Nachhaltigkeit einfließen

sollen: CO_2-Minimierung, Sparsamkeit bei Material und Energie, auf größtmögliche Lebensdauer angelegte Konstruktion.

Angesichts dieser Herausforderung bedarf es intensiver Forschung in der Tragwerkslehre, auf deren Basis wichtige Veränderungen bei unseren Normen und Richtlinien im Sinne einer Effizienzsteigerung des Planens und Bauens durchzuführen sind. Hier sind neben den Hochschulen auch die Politik und die Verwaltung gefragt. Und natürlich: Ohne gut ausgebildeten Nachwuchs, der auf dem neuesten Stand von Forschung und Planung ist, werden wir die kommenden Herausforderungen nicht bewältigen. Wir benötigen angesichts des Fachkräftemangels im Ingenieurwesen eine echte Nachwuchs-Förderinitiative von Bund und Ländern mit Werbung für den Ingenieurberuf und einen quantitativen und qualitativen Ausbau des Studienangebots. Dies auch zur Stärkung des Ansehens unseres Berufsstandes in der Gesellschaft. Ich bin überzeugt: Wenn wir alle, Kammern, Verbände, Politik, Verwaltung, Hochschulen, diese Aufgaben beherzt angehen, werden wir die gewaltigen gesellschaftlichen Herausforderungen gemeinsam bewältigen.

Ich wünsche der Fachtagung Baustatik-Baupraxis 2024 in Hamburg viel Erfolg.

Peter Bahnsen
Präsident der Hamburgischen Ingenieurkammer-Bau

Grußwort des Vorsitzenden der Forschungsvereinigung Baustatik – Baupraxis e.V.

Liebe Kolleginnen und Kollegen,

die 15. Fachtagung Baustatik – Baupraxis zeigt, dass die Baustatik ein weites Feld an Themenschwerpunkten abdeckt. Bauwerke im und am Wasser, Tunnelbauwerke, Flächentragwerke, außergewöhnliche und adaptive Tragwerke sind Themenschwerpunkte der Minisymposien. Einwirkungen auf die Tragwerke sind ein wichtiger Aspekt für die sichere Auslegung von Tragwerken und werden in den Schwerpunkten außergewöhnliche Belastungen und Tragwerkszuverlässigkeit, Windingenieurwesen und Baudynamik behandelt. Das Werkstoffverhalten und die Auswirkung auf das Tragwerksverhalten werden in Bauen mit Glas, Holztragwerke, Modelle für neue Werkstoffe thematisiert. Methoden zur Strukturanalyse werden in den Minisymposien Softwaregestützte Tragwerksberechnung und parametrisches Entwerfen, Formfindung und -optimierung, Tragwerksanalyse mit unscharfen Parametern behandelt. Aber auch das Bauen mit Bestand, Lebensdauer, Monitoring, digitaler Zwilling und BIM sind im Focus der 15. Fachtagung Baustatik und Baupraxis. Es zeigt, dass die Baustatik im Kernbereich sämtlicher konstruktiver Themen des Bauingenieurwesens steht.

Das Bauen steht aber vor großen Herausforderungen. Das Ziel der Europäischen Union ist es, Klimaneutralität und somit keine Netto-CO2 Emissionen ab dem Jahr 2050 zu erreichen. Das Bauwesen verursacht laut *UN Global Status Report 2022* im Jahr 2021 40% der globalen C02-Emissionen. Ein erheblicher Teil der Emissionen entsteht bei der Herstellung der Baukörper. Stahlbeton, Mauerwerk und Stahl sind die in Deutschland am meisten verwendeten Baustoffe. Bei der Herstellung werden große Mengen an CO2 freigesetzt. Bei der Herstellung einer Tonne Zement entsteht ca. 0,5 Tonnen CO2. Die Herausforderung besteht darin, neue Emissions-neutrale Materialien zu entwickeln, die vorhandenen Materialien extrem sparsam zu verwenden, Bauteile wieder zu verwenden, statt zu entsorgen. Um dieser Herausforderung gerecht zu werden, bedarf es neuer Konstruktionsprinzipen für minimalen Materialverbrauch bzw.

um die Eigenschaften neuer Materialien optimal zu nutzen. Hierbei ist es die Aufgabe der Baustatik und Baupraxis, die zugehörigen Tragwerke sicher und wirtschaftlich auszulegen und die mit der speziellen Nutzung von Ingenieurbauwerken verbundenen Anforderungen aufzugreifen, dafür geeignete Methoden und Modelle zu entwickeln und innovative Lösungen bereitzustellen.

In diesem Sinne tragen wir zu gesellschaftlicher Entwicklung bei und gestalten das Bauen der Zukunft.

Sven Klinkel
Vorsitzender Forschungsvereinigung Baustatik – Baupraxis e.V.

Grußwort der Herausgeber

Liebe Kolleginnen und Kollegen,

wir freuen uns, Sie in der Freien und Hansestadt Hamburg zur 15. Fachtagung Baustatik – Baupraxis begrüßen zu dürfen!

In Hamburg befinden sich mit der Technischen Universität Hamburg, der HafenCity Universität und der Helmut-Schmidt-Universität / Universität der Bundeswehr Hamburg drei Universitäten, an denen auf dem Gebiet des Bauingenieurwesens geforscht wird und an denen in Bachelor- und Masterstudiengängen Bauingenieurinnen und Bauingenieure ausgebildet werden. Damit leisten wir einen wichtigen Beitrag zur Ausbildung der nächsten Generation von Ingenieurinnen und Ingenieuren. Die Herausforderungen in unserer Welt werden nicht weniger. Die große ökologische und gesellschaftliche Bedeutung des Bauens verlangt von uns die Bereitschaft zu stetiger Weiterentwicklung.

Hamburg weist eine lange Tradition herausragender Bauwerke auf. Mit der *Ehemaligen Hauptkirche St. Nikolai* verfügte Hamburg vor 150 Jahren (von 1874 bis 1877) sogar über das höchste Bauwerk der Welt, welches allerdings im zweiten Weltkrieg zerstört wurde. Vor 120 Jahren wurden der Hamburger Bürgerschaft die Pläne zum Bau des *Alten Elbtunnels* vorgelegt, welcher im Jahr 1911 eröffnet wurde. Im Jahr 2007 wurde er als Wahrzeichen der Ingenieurbaukunst in Deutschland ausgezeichnet. Seit 50 Jahren verbindet die *Köhlbrandbrücke*, über deren Nachfolgebau derzeit beraten wird, die BAB 7 mit dem Stadtteil Wilhelmsburg. Seit etwa drei Monaten erstrahlt mit der *Alsterschwimmhalle* ein bedeutendes Schalentragwerk in neuem Glanz. Wir würden uns freuen, wenn Sie abseits der Fachtagung die Gelegenheit hätten einige der Sehenswürdigkeiten Hamburgs zu entdecken und zu genießen.

Das vielfältige methodische und angewandte Themenspektrum der eingereichten Beiträge spiegelt die Interdisziplinarität unserer Tätigkeit wider. Umso wichtiger ist der

Austausch zwischen unterschiedlichen Fachexperten und Generalisten aus der Baupraxis und den Hochschulen. Wir freuen uns auf eine spannende und erkenntnisreiche Fachtagung mit anregenden Diskussionen im maritimen Umfeld!

Bastian Oesterle und Lukas Striefler
Technische Universität Hamburg

Annette Bögle
HafenCity Universität Hamburg

Wolfgang Weber
Helmut-Schmidt-Universität / Universität der Bundeswehr Hamburg

Danksagung

Wir danken allen Ausstellern und Sponsoren für Ihre Unterstützung. Den Organisatoren der Minisymposien sowie allen Vortragenden danken wir für ihren wertvollen Beitrag zu dieser Konferenz.

Aussteller und Sponsoren

Bauingenieur
Organ des VDI-Fachbereichs Bautechnik

Bauingenieure für Hamburg e.V.

DYNA MORE
An Ansys Company

EvaDAT
EVALUATE YOUR SOFTWARE

HC HAGEMANN
construction group

Hamburgische Ingenieurkammer - Bau
Körperschaft des öffentlichen Rechts

HPA Hamburg Port Authority

IDEA StatiCa®
Calculate yesterday's estimates

RIB

SOFiSTiK

STIFTUNG
DER BAUINDUSTRIE HAMBURG
BAU INDUSTRIE
Hamburg Schleswig-Holstein

VBI

WTM
ENGINEERS

Plenarvorträge

Baustatik – Baupraxis 15, © 2024, Technische Universität Hamburg

Numerische Strukturmodellierung mit Polygon-Elementen

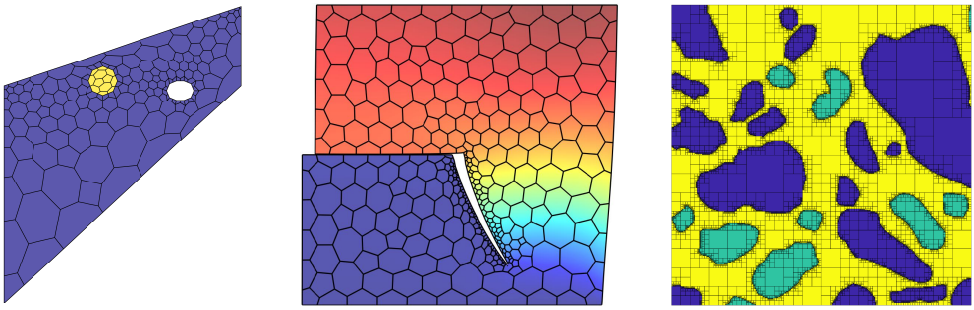
Carolin Birk[1], Rama Assaf[1], Muhammad Danish Iqbal[1], Hauke Gravenkamp[2]

[1]*Fachgebiet Statik und Dynamik der Tragwerke, Universität Duisburg-Essen,*
[2]*International Centre for Numerical Methods in Engineering (CIMNE), Barcelona*

Zusammenfassung: Die Finite-Elemente-Methode ist in der Tragwerksplanung allgegenwärtig. Die Erzeugung von FE-Netzen für komplexe Geometrien kann jedoch aufwendig sein. Polygon-Elemente bieten diesbezüglich Vorteile. Quadtree-Netze, die aus quadratischen Polygonen mit mehr als vier Kanten bestehen, können automatisch aus Bilddaten erzeugt werden. Die entsprechenden Elementtechnologien werden vorgestellt und anhand von Beispielen aus der Bruchmechanik illustriert.

1 Einführung

Statische Berechnungen werden in der Tragwerksplanung heutzutage fast ausnahmslos softwaregestützt durchgeführt. Dabei kommt in der Praxis im Allgemeinen die Finite-Elemente-Methode zum Einsatz, die sich prinzipiell zur Lösung nichtlinearer Probleme und zur Beschreibung komplexer Geometrien eignet. Dennoch gibt es Aufgabenstellungen, bei denen die Methode an Grenzen stößt. Als Beispiel sei die Modellierung von Schädigungsprozessen genannt. In diesem Zusammenhang treten Spannungssingularitäten an Rissspitzen auf, in deren Umgebung die Lösung nur mit sehr feinen Netzen hinreichend gut approximiert werden kann. Generell kann die Erzeugung von qualitativ hochwertigen Netzen für komplexe Geometrien sehr aufwendig sein. Insbesondere im Entwurfsprozess, bei dem Geometrien iterativ verändert werden, muss der mit dem Pre-Processing verbundene Aufwand minimiert werden. Einen gewissen Einfluss hat hierbei die Wahl der Elementformulierung. Kommerzielle Finite-Elemente-Programme verfügen über eine begrenzte Auswahl an Elementtypen. Dabei eignen sich Dreieckselemente besser für die Vernetzung komplexer Geometrien, während Viereckselemente sich durch höhere Genauigkeit auszeichnen. Diese lassen sich jedoch schwieriger abstufen, sodass es bei der Vernetzung von Gebieten mit Diskontinuitäten oder feinen geometrischen Details zu einer starken lokalen Verfeinerung kommt.



(a) Lokal verfeinertes Netz **(b)** Rissfortschritt infolge Schub **(c)** Quadtree-Netz einer Betonprobe

Abbildung 1: Beispiele von Polygonnetzen

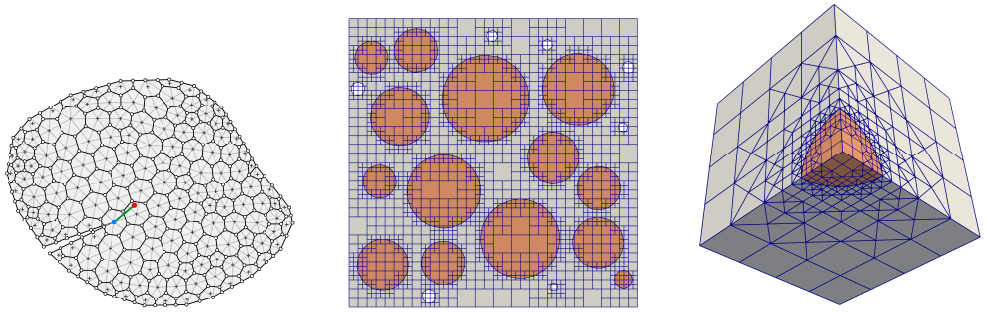
In Hinblick auf die oben genannten Herausforderungen bieten Polygon-Elemente bestimmte Vorteile. Sie zeichnen sich durch deutlich höhere Flexibilität bezüglich der Netzgenerierung aus, wie in Abb. 1 illustriert wird. Polygonnetze lassen sich lokal verdichten, ohne dass die Elemente dabei stark verzerrt werden (Abb. 1a). Im Vergleich zu Vierknotenelementen führen sie ggf. bei gleicher Anzahl der Freiheitsgrade zu genaueren Ergebnissen, wie in [11] für den Fall der finiten Elastizität gezeigt wurde. Bei der Simulation von Schädigungsvorgängen können Polygonnetze bei Rissfortschritt lokal modifiziert werden (Abb. 1b). Bei Verwendung semi-analytischer Polygon-Elemente wird außerdem die Spannungssingularität an der Rissspitze präzise erfasst [4]. Einen Sonderfall stellen Quadtree-Netze dar, die entstehen, wenn ein quadratisches Gebiet in zu verfeinernden Regionen sukzessive in jeweils vier quadratische Teilgebiete zerlegt wird. Solche Netze zeichnen sich durch effiziente Größenübergänge an Materialgrenzen aus (Abb. 1c). Sie können aus digitalen Bilddaten automatisch erzeugt werden [10].

Im Folgenden wird zunächst ein Überblick über Verfahren zur automatischen Erzeugung von Polygonnetzen gegeben. In Abschnitt 3 wird eine Elementformulierung auf Grundlage der „Scaled Boundary Finite Element Method“ (SBFEM) zusammengefasst. Das Vorgehen wird abschließend anhand von Beispielen aus der Bruchmechanik illustriert.

2 Verfahren zur Netzgenerierung

Polygonnetze, wie in Abb. 1a und 1b gezeigt, können mithilfe von Dreiecksnetzen erzeugt werden, wie in Abb. 2a illustriert. Hierzu werden jeweils die Schwerpunkte der Dreieckselemente zu Polygonen verbunden. Bei Polygonen, die auf dem Rand liegen, werden auch die Mittelpunkte der entsprechenden Dreiecksseiten herangezogen. Das Vorgehen wird im Detail in [9] beschrieben. Abb. 2a zeigt, dass auch offene Polygonelemente konstruiert werden können. Diese werden bspw. in [4] zur Modellierung von fortschreitenden Rissen eingesetzt.

Hierarchische Netze, wie in Abb. 1c gezeigt, können aus Bilddaten erzeugt werden. Hierzu wird ein digitales Bild ggf. zunächst mit einer Hintergrundfarbe ergänzt, sodass sich ein quadratisches Bild der Größe $N \times N$ Pixel mit $N = 2^k$ ergibt. Anschließend wird das quadratische Gebiet immer dann in vier kleinere Quadrate unterteilt, wenn die Farbwerte innerhalb



(a) Polygonnetz und Hintergrundnetz aus Dreiecken

(b) Hybrides QT-Polygonnetz mit Glättung der Materialgrenzen

(c) Hybrides Netz aus Octree- und polyedrischen Elementen

Abbildung 2: Verfahren zur Generierung von Polygonnetzen

des Gebietes nicht homogen sind. Das Vorgehen wird in Abb. 3 illustriert. Die Erweiterung auf 3D ist möglich [10]. Im Ergebnis liegen Quadtree- beziehungsweise Octree-Zerlegungen des Gebietes vor.

Quadtree-Netze führen auf treppenförmige Annäherungen von Materialgrenzen, die unerwünscht sein können. Diese können jedoch nachträglich geglättet werden [2], da sich quadratische Elemente und allgemeinere Polygonelemente parallel verwenden lassen. Ein Beispiel zeigt Abb. 2b. Wenn sich die Materialgrenze analytisch beschreiben lässt, kann die Verschneidung eines hierarchischen Netzes auch mit Hilfe der vorzeichenbehafteten Abstandsfunktion umgesetzt werden [13]. Abb. 2c zeigt beispielhaft ein hybrides Netz aus Octree-Elementen und polyedrischen Elementen zur Beschreibung eines kugelförmigen Einschlusses.

3 Elementformulierung mit der SBFEM

Elementformulierungen für Polygon-Elemente können mit Hilfe der „Scaled Boundary Finite Element Method“ (SBFEM) abgeleitet werden. Die Methode wird im folgenden kurz zusammengefasst. Für detaillierte Herleitungen wird auf [12] verwiesen. Die SBFEM beruht auf der Verwendung einer Koordinatentransformation, die sich für zweidimensionale Gebiete wie folgt darstellt:

$$x = x_0 + \xi x_b(\eta) = x_0 + \xi \mathbf{N}(\eta)\mathbf{x}, \tag{1a}$$

$$y = y_0 + \xi y_b(\eta) = y_0 + \xi \mathbf{N}(\eta)\mathbf{y}. \tag{1b}$$

In Gl. (1) bezeichnen (x, y) kartesische Koordinaten und (ξ, η) lokale Koordinaten, die innerhalb eines Polygons in radialer Richtung beziehungsweise in Umfangsrichtung orientiert sind, wie in Abb. 4a gezeigt. (x_0,y_0) sind die Koordinaten eines festen Punktes O innerhalb des Polygons, von dem aus der gesamte Rand sichtbar ist. Mit der SBFEM konstruierte Polygon-Elemente müssen sternförmig sein. Vom sogenannten Skalierungszentrum O aus werden die kartesischen Koordinaten (x_b,y_b) des Randes gemessen. Diese wiederum ergeben sich aus den Knotenkoordinaten $\mathbf{x}$ bzw. $\mathbf{y}$ durch Interpolation mit den Ansatzfunktionen $\mathbf{N}(\eta)$. Das Verschiebungsfeld $\hat{\mathbf{u}}(x,y)$ wird analog zur Geometrie semi-diskretisiert,

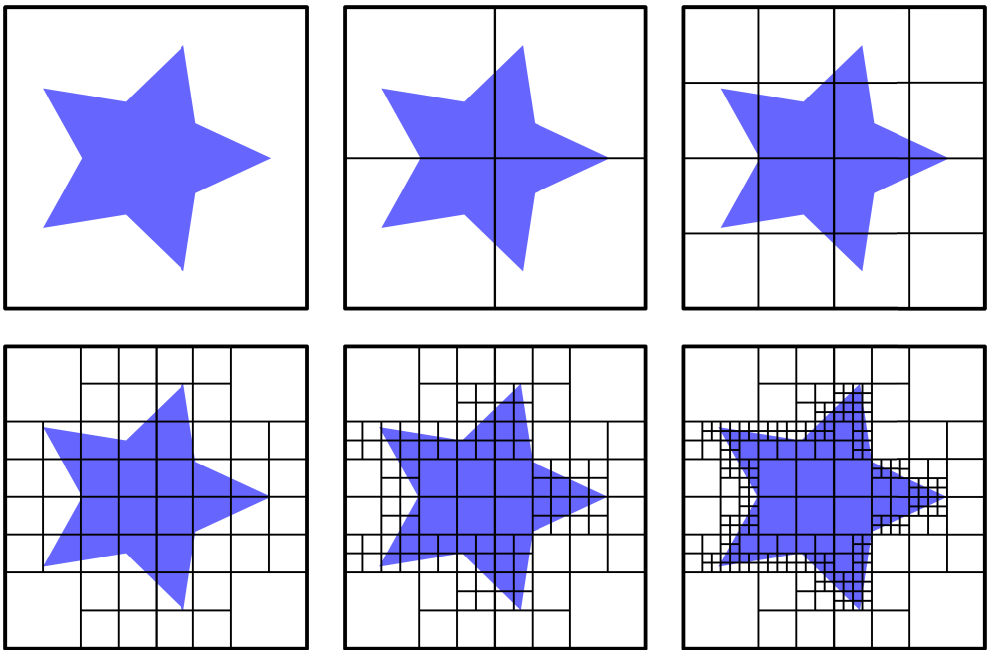


Abbildung 3: Quadtree Zerlegung

$$\hat{\mathbf{u}}(x,y) = \mathbf{N}^u(\eta)\mathbf{u}(\xi). \tag{2}$$

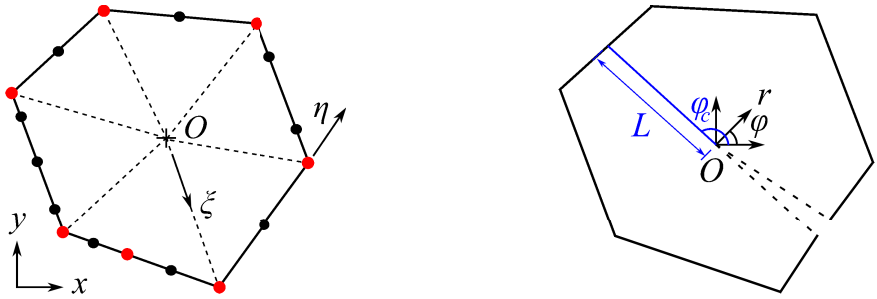
Einsetzen der Koordinatentransformation (1) und des Verschiebungsansatzes (2) in bspw. das Prinzip der virtuellen Arbeit führt für den Fall der linearen Elastostatik auf ein System gewöhnlicher Differentialgleichungen für die unbekannten Verschiebungen $\mathbf{u}(\xi)$. Die homogene Lösung dieser Differentialgleichungen lässt sich wie folgt angeben:

$$\mathbf{u}(\xi) = \mathbf{\Psi}_u \xi^{-\boldsymbol{\lambda}} \mathbf{\Psi}_u^{-1} \mathbf{u}_b. \tag{3}$$

In Gl. (3) sind $\mathbf{\Psi}_u$ und $\boldsymbol{\lambda}$ Eigenvektoren und Eigenwerte einer zugehörigen Hamiltonschen Matrix [12]. Durch Einsetzen von Gl. (3) in Gl. (2) ergeben sich Ansatzfunktionen $\tilde{\mathbf{N}}(\eta,\xi)$, die eine beliebige Anzahl von Knotenverschiebungen $\mathbf{u}_b$ auf dem diskretisierten Rand eines Polygonelementes interpolieren. Diese ermöglichen die Lösung nichtlinearer und multiphysikalischer Probleme, siehe bspw. [8, 7, 5]. Für lineare Elastizität lässt sich die Steifigkeitsmatrix $\mathbf{K}$ eines Polygon-Elementes direkt aus den oben erwähnten Eigenvektoren konstruieren,

$$\mathbf{K}_b = \mathbf{\Psi}_q \mathbf{\Psi}_u^{-1}. \tag{4}$$

Besondere Vorteile bietet die SBFEM bei der Modellierung von Gebieten mit Rissen oder einspringenden Ecken. Hierfür wird das Skalierungszentrum O an die Rissspitze gelegt, wie in Abb. 4b gezeigt. Die Rissflanken werden nicht diskretisiert. Die semi-analytische Lösungscharakteristik der SBFEM führt zu einer strengen Erfassung der Spannungssingularität an der



(a) Geschlossenes Polygon-Element

(b) Offenes Polygon-Element

Abbildung 4: Polygon-Elemente auf der Grundlage der SBFEM

Rissspitze. Im linear elastischen Fall gilt für die Spannungen $\boldsymbol{\sigma}^T = \begin{bmatrix} \sigma_x & \sigma_y & \tau \end{bmatrix}$,

$$\boldsymbol{\sigma} = \boldsymbol{\Psi}_\sigma(\eta)\xi^{-\boldsymbol{\lambda}-\mathbf{I}}\boldsymbol{\Psi}_u^{-1}\mathbf{u}_b. \tag{5}$$

In Gl. (5) beschreiben die Spannungsmoden $\boldsymbol{\Psi}_\sigma$ den Verlauf der Spannungen in Umfangsrichtung. Singularitäten zeigen sich durch Eigenwerte $\boldsymbol{\lambda}^{(s)}$ mit $-1 < \lambda^{(s)} < 0$. Die singulären Spannungen $\boldsymbol{\sigma}^{(s)}$ ergeben sich, wenn nur die zugehörigen Moden $\boldsymbol{\Psi}_\sigma^{(s)}$ berücksichtigt werden,

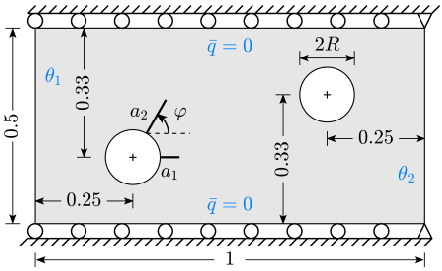
$$\boldsymbol{\sigma}^{(s)}(r,\varphi) = \boldsymbol{\Psi}_{\sigma L}^{(s)}(\eta(\varphi))\,(r/L)^{-\boldsymbol{\lambda}^{(s)}-\mathbf{I}}\,\xi^{-\boldsymbol{\lambda}^{(s)}-\mathbf{I}}\left(\boldsymbol{\Psi}_u^{(s)}\right)^{-1}\mathbf{u}_b. \tag{6}$$

Die Darstellung in einem an der Rissspitze befindlichen Polarkoordinatensystem (r,φ) ermöglicht die Ableitung der Spannungsintensitätsfaktoren $\mathbf{K}_s$ durch direkten Vergleich mit den klassischen Definitionen,

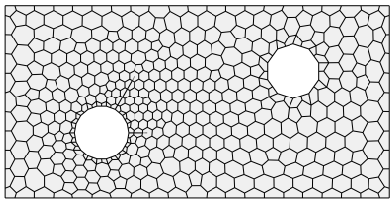
$$\mathbf{K}_s = \sqrt{2\pi L}\boldsymbol{\Psi}_{\sigma L}^{(s)}\left(\boldsymbol{\Psi}_u^{(s)}\right)^{-1}\mathbf{u}_b, \qquad \boldsymbol{\Psi}_{\sigma L}^{(s)}(\eta(\varphi)) = \boldsymbol{\Psi}_\sigma(\eta(\varphi))\,(L/r)^{-\boldsymbol{\lambda}^{(s)}-\mathbf{I}}. \tag{7}$$

Die Spannungsintensitätsfaktoren $\mathbf{K}_s$ dienen als Indikatoren für den Rissfortschritt.

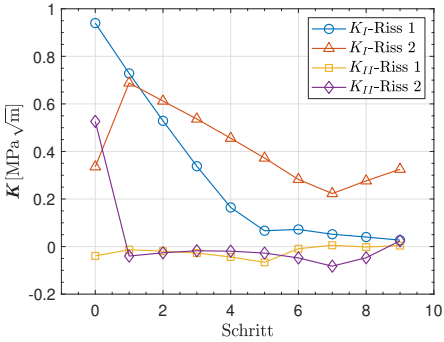
Alternativ können Risse verschmiert dargestellt werden. Im Rahmen der Phasenfeldmethode (PFM) wird hierfür eine zusätzliche Größe d eingeführt – die Phasenfeldvariable, welche Diskontinuitäten annähert. Es gilt $0 \leq d \leq 1$ für den intakten, beziehungsweise vollständig gerissenen Zustand. Die PFM führt auf gekoppelte Differentialgleichungen für die Phasenfeldvariable d und das Verschiebungsfeld $\mathbf{u}$. Diese können iterativ gelöst werden. In jedem Iterationsschritt werden zwei entkoppelte Teilprobleme betrachtet, wobei jeweils nur eine der beiden physikalischen Größen unbekannt ist. Beide Teilprobleme können unter gewissen Voraussetzungen semi-analytisch mit der SBFEM gelöst werden. In [1] wird dazu einerseits ein hybrider Ansatz zur Beschreibung der Schädigungsevolution herangezogen und andererseits angenommen, dass die Phasenfeldvariable beziehungsweise die Dehnungen innerhalb eines Elementes als konstant angenommen werden können, während jeweils für die Verschiebungen beziehungsweise für die Phasenfeldvariable gelöst wird. Die PFM erfordert die Verwendung sehr feiner Netze in geschädigten Zonen. Polyedrische Netze auf Grundlage der SBFEM ermöglichen hier rapide Größenübergänge inklusive adaptiver Verfeinerung.



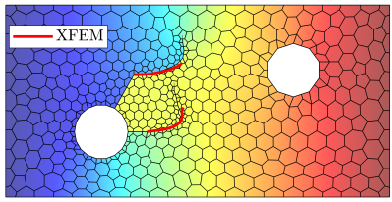
(a) System und Randbedingungen



(b) Netz vor Rissfortschritt



(c) Spannungsintensitätsfaktoren



(d) Risspfade und Temperaturverteilung

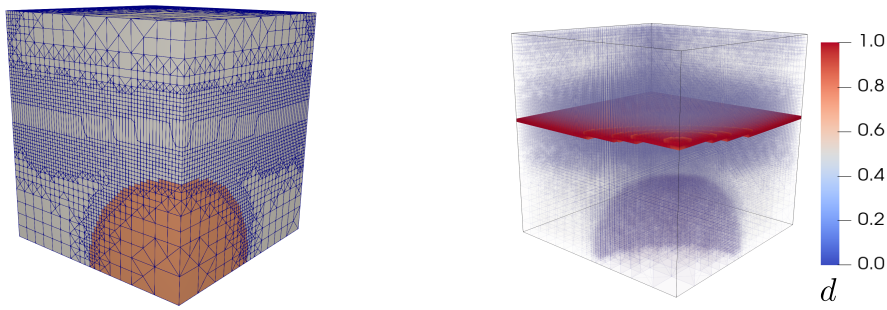
Abbildung 5: Perforierte Platte mit zwei Rissen unter thermischer Belastung. Abmessungen: $a_1 = 0{,}05\,\text{m}$, $a_2 = 0{,}1\,\text{m}$, $\varphi = 80°$, $R = 0{,}07\,\text{m}$. Materialparameter: $E = 2{,}184\,\text{MPa}$, $\nu = 0{,}3$, $\alpha = 1{,}67 \times 10^{-4}\,(\text{K})^{-1}$

4 Anwendungen aus der Bruchmechanik

Die vorgestellten Konzepte werden anhand von zwei Beispielen aus der Bruchmechanik illustriert.

4.1 Thermisch-induzierter Bruch einer perforierten Platte

Betrachtet wird das in Abb. 5a gezeigte System. Angenommen wird ein ebener Verzerrungszustand. Am linken bzw. rechten Rand werden unterschiedliche Temperaturen in Höhe von $\theta_1 = -20°\text{C}$ und $\theta_2 = +20°\text{C}$ aufgebracht. Die Referenztemperatur beträgt $\theta_0 = 0°\text{C}$. Die Simulation des thermisch-induzierten Bruchvorgangs erfolgt nach [4] mit einem Rissinkrement von $\Delta a = 0{,}02\,\text{m}$. Das Gebiet wird mit 453 Polygonen vernetzt, wie in Abb. 5b dargestellt. Während des Rissfortschritts werden nur die in der Nähe des Risses befindlichen Polygone verfeinert, sodass sich schlussendlich 542 Polygon-Elemente ergeben. Abb. 5c zeigt den Verlauf der Spannungsintensitätsfaktoren. Die gegebene thermische Belastung führt zu gemischter Beanspruchung in den Moden I und II, was sich auch im gekrümmten Rissverlauf in Abb. 5d zeigt. Die Risspfade stimmen gut mit der Referenzlösung [3] überein.



(a) Lokal verfeinertes Netz: Verformungen

(b) Phasenfeldvariable

Abbildung 6: Zugversuch an einer würfelförmigen Probe mit kugelförmigem Einschluss. Kantenlänge $a = 4\,\mathrm{mm}$, Radius $r = 10\,\mathrm{mm}$. Materialparameter: $\lambda = 12\,\mathrm{kN/mm^2}$, $\mu = 8\,\mathrm{kN/mm^2}$, $G_c = 5 \times 10^{-5}\mathrm{kN/mm}$. Längenparameter $l_0 = 0{,}1\,\mathrm{mm}$

4.2 Phasenfeldmodellierung

Untersucht wird eine würfelförmige Probe mit starrem kugelförmigen Einschluss unter Zugspannungen. Modelliert wird nur ein Achtel der Geometrie aus Symmetriegründen. Der Bruchvorgang wird mit einer adaptiven Phasenfeldformulierung auf Grundlage der SBFEM simuliert [1]. Das Ausgangsnetz besteht aus ca. 6.500 polyedrischen Elementen mit insgesamt etwa 12.000 Knoten. Es ist nur in der Nähe der Kugeloberfläche lokal verfeinert, um die geometrische Diskontinuität abbilden zu können. Es bildet sich eine nahezu horizontale Bruchfläche oberhalb der Kugel heraus, wie in Abb. 6b zu sehen ist. Während der schrittweisen Erhöhung der eingeprägten Verformung in vertikaler Richtung wird das Netz automatisch in der Nähe dieser Bruchfläche verfeinert, wodurch sich die Anzahl der Knoten etwa verzehnfacht. Abb. 6a zeigt das endgültige Netz im verformten Zustand. Eine Referenzlösung findet sich in [6]. Die Bruchflächen stimmen sehr gut überein.

Danksagung

Gefördert durch die Deutsche Forschungsgemeinschaft - 444616865. Die Autoren/innen danken Herrn Siva Lingala, M.Sc. für die Implementierung des Algorithmus zur Verschneidung von Octree-Elementen mit geometrisch definierten Grenzflächen im Rahmen seiner Masterarbeit an der Universität Duisburg-Essen.

Literatur

[1] ASSAF, R.; BIRK, C.; NATARAJAN, S.; GRAVENKAMP, H.: Three-dimensional phase-field modeling of brittle fracture using an adaptive octree-based scaled boundary finite element approach. In: *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering* 399 (2022), S. 115364

[2] GUO, H.; OOI, E. T.; SAPUTRA, A. A.; YANG, Z.; NATARAJAN, S.; OOI, E. H.; SONG, C.: A quadtree-polygon-based scaled boundary finite element method for image-based mesoscale fracture modelling in concrete. In: *Engineering Fracture Mechanics* 211 (2019), S. 420–441

[3] HABIB, F.; SORELLI, L.; FAFARD, M.: Full thermo-mechanical coupling using eXtended Finite Element Method in quasi-transient crack propagation. In: *Advanced Modeling and Simulation in Engineering Sciences* 5.1 (2018), S. 18

[4] IQBAL, M. D.; BIRK, C.; OOI, E. T.; GRAVENKAMP, H.: Development of the scaled boundary finite element method for crack propagation modeling of elastic solids subjected to coupled thermo-nmechanical loads. In: *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering* 387 (2021), S. 110106

[5] IQBAL, M. D.; BIRK, C.; OOI, E. T.; NATARAJAN, S.; GRAVENKAMP, H.: Transient thermoelastic fracture analysis of functionally graded materials using the scaled boundary finite element method. In: *Theoretical and Applied Fracture Mechanics* 127 (2023), S. 104056

[6] MIEHE, C.; WELSCHINGER, F.; HOFACKER, M.: Thermodynamically consistent phase-field models of fracture: Variational principles and multi-field FE implementations. In: *International Journal for Numerical Methods in Engineering* 83 (2010), S. 1273–1311

[7] OOI, E. T.; SONG, C.; NATARAJAN, S.: A scaled boundary finite element formulation for poroelasticity. In: *International Journal for Numerical Methods in Engineering* 114 (2018), S. 905–929

[8] OOI, E. T.; SONG, C.; TIN-LOI, F.: A scaled boundary polygon formulation for elasto-plastic analyses. In: *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering* 268 (2014), S. 905–937

[9] OOI, E. T.; SONG, C.; TIN-LOI, F.; YANG, Z.: Polygon scaled boundary finite elements for crack propagation modelling. In: *International Journal for Numerical Methods in Engineering* 91 (2012), S. 319–342

[10] SAPUTRA, A.; TALEBI, H.; TRAN, D.; BIRK, C.; SONG, C.: Automatic image-based stress analysis by the scaled boundary finite element method. In: *International Journal for Numerical Methods in Engineering* 109 (2017), S. 697–738

[11] SAUREN, B.; KLARMANN, S.; KOBBELT, L.; KLINKEL, S.: A mixed polygonal finite element formulation for nearly-incompressible finite elasticity. In: *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering* 403, Part A (2023), S. 115656

[12] SONG, C.: *The Scaled Boundary Finite Element Method: Introduction to Theory and Implementation*. Hoboken, New Jersey : John Wiley & Sons Ltd., 2018

[13] TALEBI, H.; SAPUTRA, A.; SONG, C.: Stress analysis of 3D complex geometries using the scaled boundary polyhedral finite elements. In: *Computational Mechanics* 58 (2016), S. 697–715

Baustatik – Baupraxis 15, © 2024, Technische Universität Hamburg

Die Zukunft der Statik

Manfred Bischoff[1], Kai-Uwe Bletzinger[2]

[1]*Institut für Baustatik und Baudynamik, Universität Stuttgart*
[2]*Lehrstuhl für Statik, Technische Universität München*

Zusammenfassung: Seit ihrer Etablierung als theoretische Querschnittsdisziplin ist die Statik ein steter Treiber methodischer Innovation und digitaler Transformation. Ihr Gegenstand hat sich dabei vom Berechnen auf das Modellieren verschoben. Die Statik der Zukunft erschließt als kreative Disziplin bisher nicht gekannte Freiheiten und öffnet die engere Welt des Bauwesens für neue, interdisziplinäre Möglichkeiten. Anhand von vier Hypothesen zum Wesen der Statik wirft dieser Beitrag einen persönlichen Blick der Autoren auf Möglichkeiten und Herausforderungen in Forschung, Lehre und Praxis, die sich für deren Zukunft ergeben.

1 Zum Geleit

Die folgende Auseinandersetzung mit der *Zukunft der Statik* ist nicht der Versuch einer Prognose deren künftiger Entwicklung, sondern sie möchte Impulse für ihre aktive Gestaltung geben und einen Diskussionsbeitrag zum Selbstverständnis unserer Disziplin leisten. Der Aufsatz gibt persönliche Gedanken der Autoren zur Bedeutung und zum Wesen der Statik heute und in der Zukunft wieder. Er ist nicht das Ergebnis einer systematischen Analyse der Zukunft der Statik mit wissenschaftlichen Methoden, die dargestellten Überlegungen sind unvollständig und es gibt keine erschöpfende Würdigung relevanter Literatur zum Thema. Wir betrachten die Statik als technisch-wissenschaftliche Disziplin im engeren Sinne von *Strukturmechanik*, d. h. Aspekte der normativen Regelung oder material-, konstruktions- und anwendungsspezifischer Nachweisführung, die in der Baustatik-Praxis eine erhebliche Bedeutung haben, werden ausgespart.

2 Die Zukunft der Statik

2.1 Statik ist kreativ

Die Disziplin der Statik wird häufig unzulässig verkürzend auf den Aspekt der *Analyse* beschränkt. Zweifellos sind valide Modelle und effiziente Berechnungsmethoden für die Nachweise von Standsicherheit, Gebrauchstauglichkeit, Dauerhaftigkeit sowie Wirtschaftlichkeit und Nachhaltigkeit von Bauwerken von essenzieller Bedeutung. Baustatische Methoden und Kenntnisse sind jedoch auch bei der Konzeption von Bauwerken und beim Tragwerksentwurf – also bei der *Synthese* – von großem Wert. Baustatische Methoden sind nicht nur Rechenwerkzeuge, sie befähigen vielmehr zur systematischen Reflektion des Tragverhaltens und können so zum kreativen Entwurfsprozess beitragen (Bischoff [2]).

Ein simples Beispiel aus der Stuttgarter Baustatik-Vorlesung soll diese Überlegung illustrieren. Es soll ein Balkentragwerk entworfen werden, mit dem Ziel, die Wirkung einer exzentrisch angreifenden Einzellast symmetrisch zu gleichen Teilen auf die Lager zu verteilen. Abb. 1 (a) stellt die Situation dar. In dem mit einer gestrichelten Linie angedeuteten Entwurfsraum können beliebige Lager (an beiden Enden) sowie horizontale Balkenelemente (ggf. mit unterschiedlichen Querschnitten) und Gelenke beliebig angeordnet werden. Das Ziel ist es, gleich große Lagerreaktionen zu generieren, also $A_V = B_V = \frac{F}{2}$, was die naive Lösung eines Balkens auf zwei Stützen ausschließt.

Aus der Überlegung, dass Steifigkeit Kräfte anzieht, wird zunächst das rechte Lager ohne Einspannung, also möglichst flexibel, angenommen. Daraus ergibt sich die in Abb. 1 (b) dargestellte Situation, in der man, ausgehend vom rechten Ende des Tragwerks, mithilfe der Gleichgewichtsbedingungen einen Momentenverlauf ermitteln kann. Das Moment in der Balkenmitte ergibt sich zu null, am linken Ende des Balkens entsteht ein negatives Moment. Dieser für ein noch unbekanntes statisches System zunächst hypothetisch ermittelte Momentenverlauf impliziert die Positionierung eines Momentengelenks in Balkenmitte sowie eine Einspannung des linken Balkenendes, s. Abb. 1 (c).

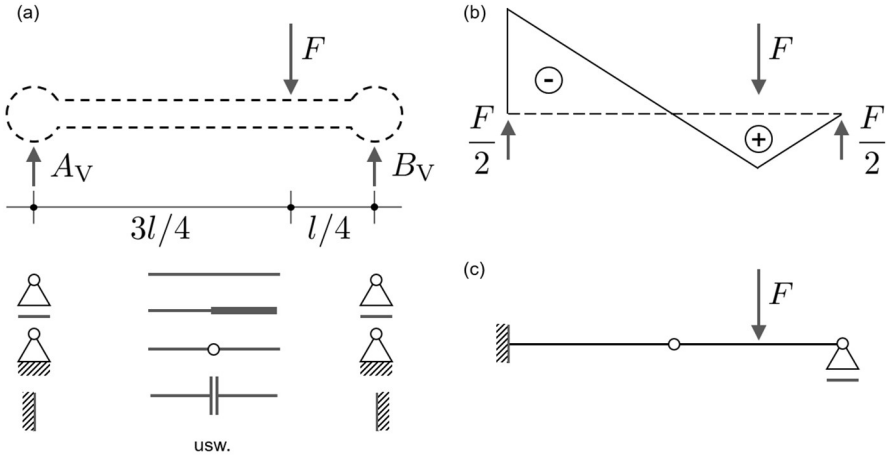


Abbildung 1: Entwurf eines Balkentragwerks mit vorgegebenen Lagerreaktionen; (a) Aufgabenstellung, (b) Momentenverlauf aus Gleichgewicht, (c) resultierender Entwurf

Das resultierende Tragwerk besteht aus einem Balken auf zwei Stützen (rechte Hälfte), der die Last aufnimmt und zu gleichen Teilen auf das rechte Lager und einen Kragarm (linke Hälfte) ablegt. Das ist nicht die einzige Lösung dieser Aufgabe, aber vielleicht die eleganteste. Entscheidend ist der Aspekt, dass sich diese einfache Aufgabe nicht, oder nur sehr umständlich und aufwändig mithilfe von Versuch und Irrtum, mit einem Stabwerkprogramm lösen lässt. Der hier skizzierte Lösungsweg basiert nicht auf „Herumprobieren", sondern verwendet systematisch grundlegende baustatische Prinzipien – hier Schnittprinzip und Gleichgewicht. Ähnliche Anwendungsbeispiele kann man für das Kraftgrößenverfahren, das Verschiebungsgrößenverfahren, Einflusslinien und viele andere baustatische Methoden angeben.

Computerbasierte Entwurfswerkzeuge und Programme wie Grasshopper zur parametrischen Modellbildung gewinnen derzeit an Bedeutung. Methoden der grafischen Statik und die klassischen Arbeiten von Maxwell [8] werden in diesem Kontext wiederentdeckt und weiterentwickelt. In der Architektur werden vermehrt Methoden des „Computational Design" und der Tragwerksoptimierung verwendet, bei der die Wechselwirkung zwischen Entwurfsprozess und statisch-mechanischem Verhalten berücksichtigt wird.

Interessant ist, wie selbstverständlich dabei Methoden (nichtlineare finite Elemente) und Verständnis (Gleichgewicht, Tragwerksverhalten) der Baustatik verwendet werden, ohne dass dies von den Bauingenieuren bemerkt würde. Dabei sind es gerade diese Methoden, die es erst erlauben, neue kreative Freiräume zu erschließen. Ein wesentliches Werkzeug dabei ist die systematische Untersuchung der Relevanz von Entwurfsparametern mittels der Sensitivitätsanalyse. Man denke z. B. an die Frage, in welchem Maße Variationen von Querschnittswerten, Spannweiten, Abmessungen von Aussparungen oder Materialparametern sich auf Schnitt- oder andere Bemessungsgrößen auswirken. Sensitivitätsanalysen sind wesentliche Grundlage von Entwurfsentscheidungen, erlauben die Klassifikation alternativer Entwürfe aber auch die Beurteilung von Zuverlässigkeit und Sicherheit. Trotz der grundlegenden Bedeutung von Sensitivitätsanalysen sind sie bis heute weder systematisch erschlossen noch in Praxis und Lehre eingegangen. An der TU München gehen wir voran und behandeln die systematische Sensitivitätsanalyse als eine Anwendung des Verschiebungsgrößenverfahrens bereits im vierten Semester (Bletzinger [3]). Wir arbeiten daran, unsere Studierenden auf neuartige Arbeitsweisen vorzubereiten, damit sie in der Lage sind, neben der klassischen „Berechnung" gleichzeitig und ganz selbstverständlich auch zu „Bewerten" und zu „Entscheiden". Die Methode hat beste Chancen das Portfolio der konstruktiven Büros um viele Perspektiven zu erweitern (Fußeder und Bletzinger [4], Fußeder et al. [5], Hertle [7]).

2.2 Statik ist interdisziplinär

Die Statik hat sich an Universitäten und technischen Hochschulen in Deutschland aus den wachsenden Anforderungen an Theorie und wissenschaftliche Grundlagen als eigenständige Disziplin entwickelt. In Stuttgart wurde das Institut für Baustatik im Jahr 1958 – zunächst als „Lehrstuhl für Elastizitätslehre" – gegründet. Dies geschah unter anderem auf Betreiben des neu berufenen Massivbauprofessors Fritz Leonhardt. Davor gab es eine „Stahlbaustatik" und eine „Massivbaustatik", die von den jeweiligen Professuren selbständig in Forschung und Lehre vertreten wurde. Ähnliche Geschichten kann man über andere Standorte erzählen.

Die Statik ist heute eine etablierte Querschnittsdisziplin und sie ist intrinsisch werkstoffübergreifend. Sie ist in Fakultäten für Bauingenieurwissenschaften durch ihre Schnittstellenfunktion zwischen der technischen Mechanik und den Konstruktions- und Entwurfsdisziplinen

und ihre methodische und wissenschaftliche Triebkraft unverzichtbar. Lehrstühle und Institute für Baustatik und Baudynamik sind wichtige Bindeglieder bei interdisziplinären Forschungsprojekten über das Bauen hinaus. Die in der Baustatik vorhandenen Kompetenzen in der Strukturmechanik und den numerischen Methoden sind meistens stärker ausgeprägt als etwa im Maschinenbau oder in der Luft- und Raumfahrttechnik. Viele unserer Absolventen, die in anderen Sparten arbeiten, berichten von der überlegenen Ausbildung im Bauwesen, die das interdisziplinäre Denken und Handeln fördert, gerade weil auf die wesentlichen, grundlegenden Zusammenhänge Wert gelegt wird, was sie in die Lage versetzt, das Gemeinsame spartenspezifischer Bezeichnungen oder Eigenarten sofort zu verstehen.

Neue Herausforderungen ergeben sich aus der gesamtheitlichen und deshalb interdisziplinären Behandlung von bedeutenden Fragestellungen wie Monitoring von Tragwerken im Betrieb oder gekoppelter Phänomene wie Bauwerk-Boden-Interaktion, Fluid-Struktur-Wechselwirkung im numerischen Windkanal oder Formfindung und Optimierung ganzer Tragwerke bzw. Bauwerksteilen.

Als ein typisches Beispiel für zukünftige Handlungsfelder sind wir an der TUM erfolgreich mit einem hochgerankten Projekt, das vom TUM Institute of Advanced Studies gefördert wird mit dem Titel „Adjoint-Based System Identification of Large-Scale Structures“. Dabei geht es um die Entwicklung von adjungierten Methoden der Sensitivitätsanalyse (siehe oben), die im Rahmen eines digitalen Zwillings für Monitoring und Schadensidentifikation von z. B. Brücken geeignet sind. Ein wesentlicher Treiber ist Siemens als Projektpartner und Finanzier, der bedeutende wirtschaftliche Chancen entdeckt hat. An den Themen erkennt man die Bedeutung computerorientierter Verfahren, ohne die diese typischerweise nichtlinearen und/oder transienten Aufgaben nicht bearbeitet werden können. Und dennoch ist das dafür notwendige Knowhow zur Modellierung physikalischer Zusammenhänge und der methodischen Umsetzung nicht mit dem zu verwechseln, was man derzeit unter „Digitalisierung“ der Arbeitsabläufe versteht. Die Baustatik besetzt im Rahmen der Digitalisierung eine einzigartige Stellung, sie sollte sich dessen bewusstwerden und auf vornehme Zurückhaltung verzichten. Wir sind völlig überzeugt, dass die genannten Handlungsfelder sehr bald von engagierten Ingenieurbüros übernommen werden können, die wir heute prototypisch an den Universitäten erkunden.

In der Zukunft wird dieser interdisziplinäre Aspekt der Statik in Forschung und Lehre weiter an Bedeutung gewinnen. Schnittstellen zu den ingenieurwissenschaftlichen Nachbardisziplinen und zur Architektur, aber auch zur Informatik und angewandten Mathematik und zu den Sozialwissenschaften müssen gepflegt und ausgebaut werden. Viele der drängenden Probleme unserer Gesellschaft erfordern zur Lösung interdisziplinäre Teams, über Fakultätsgrenzen hinweg.

2.3 Statik ist innovativ

Spätestens seit der Mitte des vergangenen Jahrhunderts ist die Baustatik ein Motor grundlagenwissenschaftlicher Innovationen, die weit über den Bereich des Bauens hinaus gehen. Ein prominentes Beispiel dafür ist die Entwicklung der Methode der finiten Elemente. Entscheidende Pioniere dieser Technologie, die disruptive Veränderungen in allen Ingenieurdisziplinen zur Folge hatte, waren Bauingenieure. Umso bemerkenswerter ist, dass die spezifischen Herausforderungen und Anwendungen, die die Finite-Elemente-Methode vorangetrieben haben, zunächst nicht aus dem Bauwesen kamen, sondern beispielsweise aus dem Flugzeugbau

und im Zusammenhang mit dem Wettlauf zum Mond. Ein frühes Beispiel aus dem Bauwesen für ein Projekt, das ohne Computermethoden nicht hätte realisiert werden können, ist das Dach des Münchener Olympiastadions.

Ein typisches Merkmal baustatischer Methoden und Modelle sind die Herausforderungen, die sich aus den extrem hohen Anforderungen an die Prognosesicherheit ergeben. Es ist eine Binsenweisheit, dass Tragwerke des Bauingenieurwesens nicht zunächst im Maßstab 1:1 prototypisch gebaut und experimentell untersucht werden können, wie das in fast allen anderen Ingenieurdisziplinen der Fall ist. Wir müssen uns, mehr als in jeder anderen Ingenieurdisziplin, auf unsere statischen Berechnungen verlassen können. Ein weiteres herausragendes Merkmal strukturmechanischer Systeme des Bauingenieurwesens ist die große Bandbreite der Größenskalen, die baustatische Modelle abbilden müssen – von Effekten im Millimeterbereich bis hin zu statischen Systemen mit Abmessungen von mehreren Kilometern.

Innovation im Bauwesen ist deshalb schicksalhaft mit Innovation im Bereich der Baustatik verbunden, weil die erstere ohne die letztere nicht in die Anwendung kommen kann.

Aktuelle und zukünftige Herausforderungen ergeben sich unter anderem im Bereich der Digitalisierung: effektive Modelle für Berechnungen an Gesamtmodellen, Modellierung des kompletten Bauablaufes und seiner Wechselwirkung mit dem Tragverhalten, die Integration von CAD und Simulation verbunden mit einer engeren Verzahnung von Entwurf und Tragwerksanalyse in frühen Phasen der Planung, die Verbindung von Simulation mit digitalen und automatisierten Fertigungsmethoden sowie die Wechselwirkung mit der baubegleitenden Modellierung mittels BIM. Im gesamten Feld der Digitalisierung besteht für die Baustatik und Baudynamik sowohl großer Handlungsbedarf und als auch entsprechender Spielraum. Sie kann hier entscheidende Beiträge zur Überwindung der seit Jahrzehnten beobachteten Stagnation der Produktivität in der Bauindustrie leisten.

2.4 Statik ist zukunftsfähig

Seit der Entwicklung programmierbarer Rechenmaschinen wurde immer wieder die Befürchtung – oder Hoffnung – formuliert, dass die damit einhergehende anhaltend rasante Entwicklung von Statik-Software die technische Disziplin der Baustatik eines Tages überflüssig machen würde. Dieses Szenario ist bis heute nicht eingetreten und auch die aktuell viel diskutierte rasante Entwicklung von Werkzeugen der künstlichen Intelligenz wird nach Ansicht der Autoren daran nichts ändern.

Zumindest bis heute kann die KI „Bedürfnisse“ als eine wesentliche Charakteristik menschlichen Denkens und Handels weder erkennen noch modellieren und in der Folge konsequenterweise ersetzen. Selbst KI-Forscher haben Zweifel, dass dies jemals anders sein könnte. Solange wir uns selbst zu Kreativität und Innovation bekennen, werden wir KI als wertvolles Instrument nutzen. Problematisch würde es erst, wenn wir uns zum ausschließlichen „Berechner“ marginalisieren würden. Leider tun wir das bereits zu oft oder lassen es zu, dass andere das für uns tun.

Die Statik schafft sich nicht selbst ab, wenn sie, wie bisher, sich permanent selbst erneuert und nicht dem Irrtum verfällt, sie sei als theoretische Disziplin abgeschlossen. Die digitale Transformation ist – das Wort drückt es explizit aus – ein Prozess, der nicht in absehbarer Zeit abgeschlossen sein wird, sondern unsere Disziplin seit mehr als fünfzig Jahren ganz selbstverständlich begleitet, wenn auch nicht durchgehend unter diesem Label.

Für eine zukunftsfähige Baustatik-Lehre an Universitäten ist deshalb ebenfalls ein permanenter Transformationsprozess erforderlich. Die Statik hat sich von einer Kunst der Berechnung zu einer Kunst der Modellbildung hin entwickelt (Bischoff [1]). Und gerade wegen (und nicht trotz) der Verfügbarkeit leistungsfähiger Berechnungsprogramme sind theoretische Kenntnisse der zugrundeliegenden Modelle und Methoden für deren verantwortungsvolle Anwendung unverzichtbar. Bei der kritischen Bewertung von Berechnungsergebnissen leisten die klassischen Rechenverfahren nach wie vor wertvolle Dienste. Zu diesem Schluss kommen auch Roth et al. [9] in ihrem Aufsatz in diesem Band.

Eine Voraussetzung für Zukunftsfähigkeit ist Nachhaltigkeit.

Das Bauen ist traditionell und grundsätzlich an Nachhaltigkeit orientiert, die Bemessung zielt auf Materialersparnis ab und Bauwerke sollen dauerhaft sein. Beides leistet einen Beitrag zur Ressourcenschonung Trotzdem ist das Bauwesen weltweit für einen Großteil des Müllaufkommens und der CO_2-Emmissionen verantwortlich. Grundsätzliche methodische Fortschritte in der Baustatik und -dynamik sind Voraussetzungen für Fortschritte und Erfolge des nachhaltigen Bauens u. a. im Leichtbau und der Tragwerksoptimierung.

Nicht zuletzt unter dem Aspekt der Nachhaltigkeit gewinnen das Bauen im Bestand und die Bauwerkserhaltung an Bedeutung. Daraus ergeben sich Herausforderungen bei der computerorientierten Tragwerksmodellierung zur Identifikation potentiell unsicherer Parameter und zum Monitoring des Bauwerkbestandes sowie zur Begleitung im Lebenszyklus (Grabke et al. [6]).

Auch der fortschreitende Klimawandel mit zunehmenden katastrophalen Beanspruchungsszenarien führt zu neuen Aufgaben und Herausforderungen. Dies betrifft die Simulation der dynamischen Wechselwirkungen der Tragwerke mit den umgebenden Medien wie Wind, Wasser und Baugrund. Ein Beispiel ist der der numerische Windkanal als ein Handlungsfeld mit besonders großem Innovationsgehalt und Handlungsbedarf.

3 Schlussbemerkungen

Wie bereits eingangs erwähnt, sind die vorangegangenen Betrachtungen subjektiv, unvollständig und nicht systematisch wissenschaftlich. Das große Thema der Zukunft der Statik erfordert einen permanenten Diskurs, zu dem dieser Aufsatz einen Beitrag leisten will.

Die Botschaft der in den vier Unterkapiteln des zweiten Abschnitts angesprochenen Aspekte kann wie folgt zusammengefasst werden:

- **Statik ist kreativ:** Sie beschränkt sich nicht auf die Analyse, sondern befähigt zur Kreativität. Dieser Aspekt wird in Zukunft noch an Bedeutung gewinnen.
- **Statik ist interdisziplinär:** Sie ist keine rein utilitaristische Zwecke befriedigende Dienstleistung, sondern eine eigenständige, intrinsisch interdisziplinäre Wissenschaft.
- **Statik ist innovativ:** Statik ist ein Motor wissenschaftlichen Fortschritts und unverzichtbarer Bestandteil von Innovation im Bauen.
- **Statik ist zukunftsfähig:** Sie schafft sich nicht selbst ab, sondern trägt durch ihre permanente Fortentwicklung zur Nachhaltigkeit beim Bauen und darüber hinaus bei.

Literatur

[1] BISCHOFF, M. Computerstatik. Von der Kunst der Berechnung zur Kunst der Modellbildung. Bautechnik (Sonderheft 90 Jahre Bautechnikgeschichte) 90 (2013), S. 91–106.

[2] BISCHOFF, M. Nachrechnen oder Nachdenken? Baustatische Methoden als intellektuelles Werkzeug. In: Universität Stuttgart. Institut für Konstruktion und Entwurf (Hrsg.) Stahlbau, Holzbau und Verbundbau. Festschrift zum 60. Geburtstag von Univ.-Prof. Dr.-Ing. Ulrike Kuhlmann, Ernst & Sohn, 2017.

[3] BLETZINGER, K.-U. Skriptum „Statik 2“, Lehrstuhl für Statik, TU München, 2000-2023.

[4] FUßEDER, M.; BLETZINGER, K.-U. Tragwerksplanung – Sensitivitätsanalysen unterstützen die Auslegung statischer Systeme und können Sicherheitsrisiken aufdecken. Der Prüfingenieur 59 (2021), S. 48–55.

[5] FUßEDER, M.; WÜCHNER, R.; BLETZINGER, K.-U. Towards a computational engineering tool for structural sensitivity analysis based on the method of influence functions. In: Engineering Structures 265 (2022). https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2022.114402.

[6] GRABKE, S,; BLETZINGER, K.-U.; WÜCHNER, R. Development of a finite element-based damage localization technique for concrete by applying coda wave interferometry. Engineering Structures 269, (2022). https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2022.114585

[7] HERTLE, R. Über konstruktive Fehler spricht man nicht – oder doch? Forensic Engineering: eine (noch) verkannte Disziplin. *Der Prüfingenieur* 63 (2023).

[8] MAXWELL, J. C. On reciprocal figures, frames and diagrams of forces. Philosophical Magazine 27 (1864), S. 250-261.

[9] ROTH, S.; MATZEN, M.; REEG, J.; WENTE, E. Ist das angewandte Baustatik oder kann das weg? In: Oesterle, B., Bögle, A., Weber, W. (Hrsg.) Baustatik – Baupraxis 15, Technische Universität Hamburg (2024).

Baustatik – Baupraxis 15, © 2024, Technische Universität Hamburg

Wandel der baustatischen Prüfung durch neue Planungsmethoden

Markus Hennecke

ZM-I Gruppe, München und Bundesvereinigung der Prüfingenieure, Berlin

Zusammenfassung: Der Nachweis der Standsicherheit ist eine herausgehobene Aufgabe für Bauingenieurinnen und Bauingenieure auf Grundlage baustatischer Berechnungen. Die Bauordnungen der Länder stellen für den Hochbau Anforderungen an das Verfahren. Für einen Teil der Gebäude ist im Rahmen der Baugenehmigung eine baustatische Prüfung im Sinne eines Vier-Augen-Prinzips gefordert. Für den Bereich der Infrastruktur gibt es vergleichbare Regelungen seitens der einschlägigen Genehmigungsbehörden. Die Entwicklung computerorientierter Verfahren verändern die Form der Standsicherheitsnachweise. Im klassischen Vorgehen wurden Tragwerke in einfach zu berechnende Teilsysteme zerlegt. Inzwischen setzen sich Gesamtmodelle durch, die die Arbeit in der baustatischen Prüfung verändern. Der vorliegende Beitrag beschäftigt sich mit der Entwicklung aus Sicht eines Prüfingenieurs.

1 Der Standsicherheitsnachweis

Die bauliche Sicherheit ist eine staatliche Aufgabe. Bauliche Anlagen sind ein wesentliches Element der menschlichen Kultur. Die Standsicherheit der baulichen Anlagen steht nicht nur für die Unversehrtheit des individuellen Lebens, sondern auch für die der Gesellschaft. Wenn einzelne Bauwerke der Infrastruktur versagen oder, noch gravierender, bei Zerstörung ganzer Regionen durch Naturkatastrophen oder Kriege, erleidet die Gesellschaft Schaden.

Die Bedeutung der Standsicherheit wird nicht erst im Versagensfall einer Struktur offensichtlich, sondern auch dann schon, wenn die Standsicherheit im Sinne der eingeführten technischen Baubestimmungen nicht mehr nachgewiesen werden kann. Prominente Beispiele sind die Rheinbrücke bei Leverkusen oder die Talbrücke Rahmede.

Die Standsicherheit baulicher Anlagen ist keine physikalisch messbare Größe. Der Nachweis geschieht durch dokumentierte Berechnungen auf Basis der allgemein anerkannten Methoden der Baustatik und der über die Bauordnungen der Bundesländer eingeführten

technischen Baubestimmungen. Aus der Summe der Einzelnachweise ergibt sich ein Gesamtbild. Eine wesentliche Qualität ist, dass diese Dokumente nachvollziehbar und prüfbar sind.

Auch wenn die Grundlagen der Baustatik seit nahezu 100 Jahren formuliert sind, gibt es eine fortwährende Entwicklung [1] [2]. Wesentliche Änderungen finden sich in den mathematischen Methoden.

Analytische Ansätze werden heute noch bei Detailnachweisen angewendet. Für die Ermittlung der Kraft- und Weggrößen von Tragstrukturen haben sich numerische Methoden durchgesetzt. Zusätzlich zu den bekannten numerischen Verfahren werden in Zukunft auch Ansätze mit Künstlicher Intelligenz Einzug in die baupraktische Statik gebräuchlich sein [3] [4].

Rechenmethoden und Bautechnologie beeinflussen sich gegenseitig. Gebaut werden kann nur das, was durch die Baustatik beschrieben werden kann. Fachwerkträger zum Beispiel wurden erst gebaut, als sie mit dem Verfahren nach *Culmann* berechenbar waren [2].

Im klassischen Ansatz eines Standsicherheitsnachweises wird die geplante Struktur des Bauwerks in ein Strukturmodell überführt, das in Subsystemen unterteilt wird, die mit analytischen Rechenansätzen behandelt werden. Die Subsysteme sind an ihren Rändern untereinander verbunden. An den Knoten werden in der Regel Kraftgrößen weitergeleitet. Die Lagerkraft oder das Einspannmoment des einen Systems sind Einwirkungen auf das folgende.

In historischen baustatischen Berechnungen definierten die Nachweisführenden statisch bestimmte Subsysteme, um den Rechenaufwand zu vereinfachen. Der Ansatz war bis zum Anfang des 20igsten Jahrhunderts mechanisch richtig, da Bauwerke entsprechend konstruiert waren.

Mit dem Stahlbetonbau setzten sich monolithische Tragstrukturen und plattenartige System durch. Für die Berechnung der statisch unbestimmten Systeme wurden Kraft- oder Weggrößenverfahren und Tabellenwerke genutzt.

Mit dem Einsatz von Computern wurden diese Verfahren automatisiert. Dafür gab es zahlreiche EDV-Programme, die auf verschiedene statische Systeme spezialisiert waren.

In der Anfangsphase der Finite – Elemente – Methode (FEM) wurde die Methode für Platten, Scheiben und Schalen angewendet [5] [6]. Inzwischen hat sich dieser numerische Ansatz in der Praxis für alle Systeme durchgesetzt und ermöglicht es den Nachführenden, nahezu jede Struktur zu berechnen. Die Möglichkeiten der Baustatik haben die Formfindung in der Architektur erweitert.

Die Aufteilung von Tragstrukturen in Subsysteme wird als Positionsstatik bezeichnet. Die Subsysteme erhalten Positionsnummern. Zur Übersicht werden Positionspläne gezeichnet, in denen die Substrukturen mit den Positionsnummern dargestellt sind. Dieses Vorgehen gilt heute noch als Standard und wird von Bauaufsichtsbehörden als Element der Genehmigungsstatik gefordert. Trotzdem werden immer häufiger Strukturmodelle gebräuchlich, mit denen die gesamte Tragstruktur oder größere Teile mit der FEM abgebildet werden. Die Motivation zu den Gesamtmodellen liegt zum einen in der Automatisierung, wenn Geometriemodelle in ihrer Gesamtheit über Programmprozesse in Strukturmodelle gewandelt werden und zum anderen in der Tatsache, dass komplexere Tragstrukturen nicht

in Subsysteme unterteilt werden können, ohne dass die Abweichungen vom tatsächlichen Tragverhalten zu groß werden.

Geläufig ist auch ein hybrides Herangehen, bei dem zum Beispiel Berechnungen zur Aussteifung oder die Bemessung der Aussteifungskerne am Gesamtmodell erfolgen und die Bemessung von Stützen, Balken und Platten an Subsysteme.

2 Die baustatische Prüfung

Das Bauen unterliegt gesetzlichen Bestimmungen, mit denen gesellschaftliche Interessen, von städtebaulichen Anforderungen bis zur Standsicherheit, in individuellen Bauvorhaben durchgesetzt werden. Die Genehmigung von Gebäuden wird über Landesbauordnungen basierend auf der Musterbauordnung [7] geregelt, für die die Bauministerkonferenz verantwortlich ist. Bei der Umsetzung in den jeweiligen Bundesländern fließen Modifikationen und Ergänzungen ein. Die für die Liegenschaft zuständigen Bauaufsichtsbehörden überprüfen in jedem Einzelvorhaben die Einhaltung der Vorschriften.

Ein wichtiges Element der Bauordnung ist die Anforderung an die Standsicherheit. Bis zum Beginn des 20. Jahrhunderts führten Beamte der Baugenehmigungsbehörden auf der Grundlage allgemeiner Bauregeln die Überprüfungen durch. 1906 lehnte ein preußischer Kreisbaumeister diese Überprüfung ab, da er sich angesichts der immer fortschrittlicheren Bautechnologien nicht mehr qualifiziert sah für die Prüfung [8]. Das war das Initial für das Prüfingenieurwesen in Deutschland, eine sehr erfolgreiche Öffentliche-Private-Partnerschaft, bei der besonders qualifizierte private Unternehmer mit hoheitlicher Aufgabe betraut werden [9]. Die prüfenden Personen sind unabhängig von Weisungen und stehen in keiner wirtschaftlichen Verbindung zu den übrigen am Bau Beteiligten. Je nach den Regeln des Bundeslandes werden sie als Prüfingenieure/innen von der Bauaufsicht beauftragt oder als Prüfsachverständige/r von den Antragstellenden. In ihrer Tätigkeit testieren sie die Vollständigkeit und Richtigkeit der Standsicherheitsnachweise. Das Merkmal der Prüfung ist das Vier-Augen-Prinzip [10].

Das Prüfen von Standsicherheitsnachweisen mit analytischen Methoden erfolgt durch das Nachvollziehen der Berechnungen und der Korrektur der Zahlen. Bei computerorientierten Verfahren ist diese Art der Überprüfung nicht mehr möglich, weil sich das Zahlenwerk in weiten Teilen der dezidierten Betrachtung entzieht. In der Prüfung wird daher ein eigenständiges Strukturmodell aufgebaut und berechnet. Dieses als Vergleichsrechnung bezeichnetes Verfahren bestätigt nicht mehr die Richtigkeit der einzelnen Zahlen, sondern des Gesamtergebnisses.

In jedem Fall muss das vorgelegte Strukturmodell kritisch in Hinblick auf die Eignung zum Nachweis der Standsicherheit geprüft werden. Dazu gehören unter anderem die Eingangsdaten von der Geometrie über die Lagerungsbedingungen bis zu den Einwirkungen.

Auch wenn bei sogenannten Handrechnungen die Wahrscheinlichkeit von individuellen Rechenfehlern größer ist als bei maschinellen Verfahren, kann nicht ausgeschlossen werden, dass Computerprogramme Programmierfehler enthalten. Daraus erschließt sich, dass Vergleichsrechnungen mit dem Programm eines anderen Herstellers durchgeführt werden.

3 Bauzeichnungen als Teil der Standsicherheit

Der Nachweis der Standsicherheit erfolgt über rechnerische Nachweise. Für die Realisierung der Standsicherheit am realen Bauwerk sind jedoch Zeichnungen essenziell (Abbildung 1). Gebaut wird nach Zeichnungen und nicht nach der baustatischen Berechnung. In der Musterbauvorlagenverordnung [11] sind folgerichtig Zeichnungen als Bestandteil der Standsicherheitsnachweise benannt.

Abbildung 1: Die Stellung der Zeichnung im Planungs- und Bauprozess

Die Richtigkeit der Zeichnungen ist zwingend notwendig. Sie müssen daher genauso einer Prüfung unterzogen werden wie die rechnerischen Nachweise. Anders als bei diesen werden in der Prüfung keine eigenständigen Werke erstellt, sondern das Werk des Aufstellers mit so genannten Prüfeintragungen korrigiert. Die Zeichnungen müssen unter Beachtung der Hinweise und Anmerkungen der Prüfung richtiggestellt werden.

4 Modellbasierte Standsicherheitsnachweise

Gesamtmodelle bilden die Steifigkeit in Tragstrukturen in der Regel realistischer ab als Positionsstatiken. Die damit ermittelten Schnittgrößen können trotzdem von den sich tatsächlich einstellenden beträchtlich abweichen [12]. Ein wichtiger Aspekt ist der Bauablauf. Bauwerke werden immer Stück für Stück errichtet [13]. Verformungen aus Eigengewicht werden insbesondere im Ortbetonbau bei jeder weiteren Ergänzung, zum Beispiel ein Geschoss, automatisch ausgeglichen, da auf eine Sollhöhe gebaut wird. Die so berechneten Verformungen stellen sich in der Realität nicht ein. Der Effekt tritt deutlich bei Tragwerken auf, in denen die lastabtragenden Bauteile sehr unterschiedliche Steifigkeiten haben, weil Decken oder Unterzüge sowohl auf Wänden als auch auf Stützen lagern. Auch temporäre Einrüstungen wirken sich auf die Schnittgrößenverteilung aus. In mehrgeschossigen Gebäuden, in denen die Tragstruktur zwischen den Geschossen variiert, sind die inneren Kraftgrößen in Unterzügen davon abhängig, ob diese beim Betonieren oberer Bauteile unterstützt sind.

Im Hochbau wird der Bauablauf oft erst nach dem Verfassen der Genehmigungsstatik festgelegt. In der Sachbearbeitung der Standsicherheitsnachweise muss das bedacht werden. Für Ingenieurbauwerke ist die Berücksichtigung des Bauablaufs die Regel.

Des Weiteren hat die Modellierung mit finiten Elemente Einfluss auf die Ergebnisse. Das betrifft sowohl die Elementansätze als auch die Geometrie. Die richtige Wahl der Abmessungen der Elemente muss in Relation zu den Bauteilgeometrien oder der konkreten lokalen Bedingungen gewählt werden. Bei großen Strukturmodellen geschieht dies insbesondere bei automatischen Vernetzungen nicht immer richtig [14].

Gesamtmodelle haben wie jedes Strukturmodell Ränder an denen Randbedingungen angenommen werden, die die Realität vereinfacht abbilden. Dazu zählen Gründungsverhältnisse oder Einwirkungen.

Es ist nicht ungewöhnlich, dass sich Bemessungsergebnisse des Verfassers und des Prüfenden aufgrund der genannten Hinweise unterscheiden. Die prüfende Seite sollte nicht à priori annehmen, dass ihre Ergebnisse richtiger sind als die des Aufstellers. Prüfende und Aufstellende müssen in Dialog treten, um Differenzen zu klären und die beste Lösung zu finden. Die Forderung unterscheidet sich sehr von dem Weg bei analytischen Ansätzen, bei denen die Aussage, ob etwas richtig oder falsch ist, eindeutig ist.

Falls die Differenzen nicht aufgelöst werden, führt es oftmals dazu, dass die Bemessung anhand der jeweils ungünstigen Bemessungssituation vorgenommen wird. Dies ist aus Sicht der Nachhaltigkeit und Wirtschaftlichkeit negativ zu sehen. Aufstellen und Prüfen von Gesamtmodellen erfordern ein hohes Maß an Erfahrung und baustatischen Sachverstand. Weiterführende Hinweise finden sich in der Literatur [12] [13].

5 Building Information Modelling

Building Information Modelling (BIM) ist ein Ansatz, bei dem Bauwerksinformationen in graphischen Modellen abgelegt werden [15]. Die graphischen Modelle bilden reale Bauteile als virtuelle Objekte mit technischen oder wirtschaftlichen Attributen.

In BIM Modellen werden unter anderem Informationen zur Standsicherheit hinterlegt. Die Inhalte können in der graphischen Darstellung selbst liegen, wenn im Holz- und Stahlbau die Geometrie der Profile modelliert und im Konstruktionsbeton die Bewehrung detailliert gezeichnet wird (Abbildung 2).

Im Holz- und Stahlbau übernehmen diese Modelle bereits die Funktion von Zeichnungen, sodass für die Fertigung keine zusätzlichen Pläne erstellt werden. Aus BIM-Modellen können grundsätzlich Pläne für Prüf- und Genehmigungsverfahren abgeleitet werden. Darin liegt jedoch die Gefahr, dass für das Prüfen ein Parallelprozess entsteht und die Prüfanmerkungen an dem Produktionsprozess vorbeigehen [16]. Daraus folgt die Notwendigkeit der modellbasierten Prüfung. In der Praxis liegen bereits Erfahrungen vor. Notwendig sind Verfahren zur eindeutigen Versionierung des geprüften Planungsstandes oder die Art des Testats des Prüfenden („Prüfstempel“) im Modell. Ein weiterer Aspekt ist das „Vererben“ des Prüfergebnisses vom Modell auf Pläne, die im Rahmen der Ausführung benötigt werden [17].

6 Die Aufgabe der Baustatik in Lehre und Wissenschaft

Die Baustatik ist eine Wissenschaft, deren mechanische Grundlagen für einen großen Teil der Anwendungen geklärt sind. Trotzdem kann die Baustatik nicht als abgeschlossen gelten. Durch die Automatisierung, die in die baustatische Berechnung weiter Einzug halten wird, steigt der Bedarf, Methoden zu haben, mit denen Ergebnisse validiert werden können, so dass die Personen, die für die Standsicherheit Verantwortung übernehmen, sich diese auch zu eigen machen können [18]. Das betrifft sowohl Verfassende als auch Prüfende.

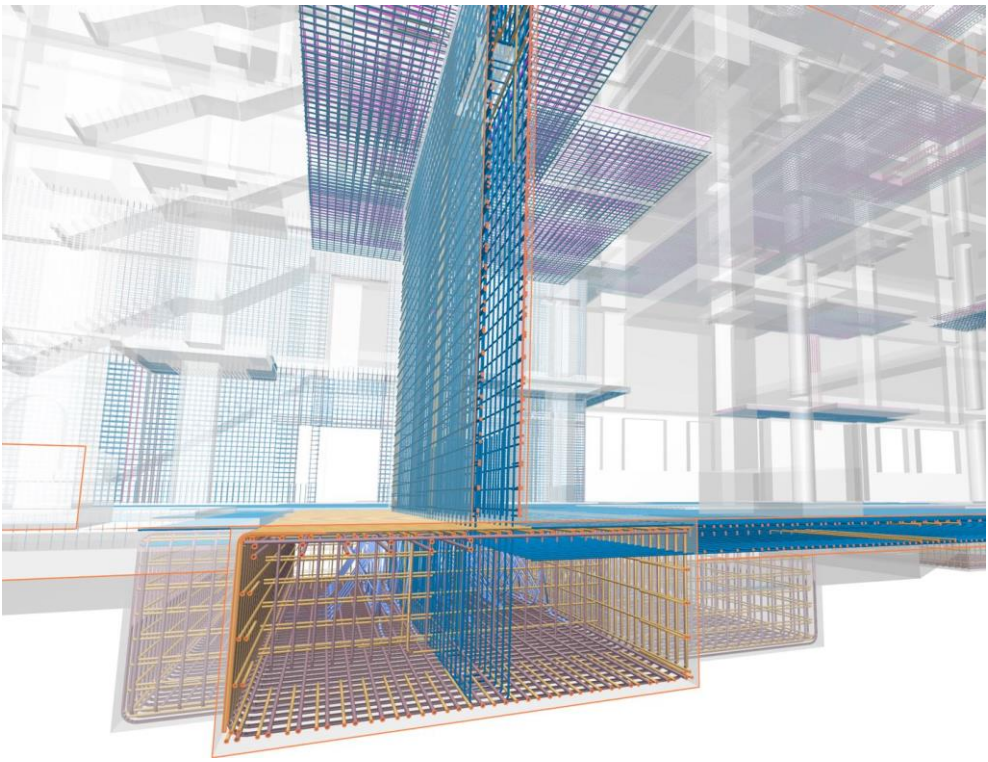


Abbildung 2: Bewehrungsmodell

Forschungen in den Feldern der Sensitivitätsanalysen [19] [20] oder der Anwendung der künstlichen Intelligenz können hier hilfreich sein [4].

In der Lehre ist es erforderlich den Studierenden Wissen und Erfahrungen im Tragverhalten von Systemen zu vermitteln. Diese Erfahrungen wurden früher im Berufsleben durch sehr intensives Arbeiten in analytischen Nachweisen erlangt. Auf dieser Weise Erfahrungen zu sammeln, ist bei computerorientierten Verfahren nicht möglich.

7 Zusammenfassung

Seit dem Konrad Zuse den Computer erfunden hat, begleitet deren Entwicklung die Baustatik sehr intensiv. Nahezu alle heute praktisch tätigen Ingenieure haben in ihrem gesamten Berufsleben Computer für ihre Arbeit genutzt. Aus dieser Sicht ist ein sehr hoher Digitalisierungsgrad erreicht. Je leistungsfähiger die Computer werden, desto komplexere Strukturmodelle können bearbeitet werden. Nachweise am Gesamtmodell dürften in wenigen Jahren Stand der Technik sein. Sowohl auf der Seite des Aufstellens als auch des Prüfens sind Techniken zu entwickeln, um die Ergebnisse zu validieren und zu prüfen. Die Baustatik muss sich in Lehre und Forschung diesen Aufgaben annehmen.

Literatur

[1] M. Bischoff, „Ein Jahrhundert Baustatik in Wissenschaft und Praxis," *Bauingenieur,* Bd. 90, 2015.

[2] K.-E. Kurrer, „The history of the theory of structures," 2008. [Online]. Available: https://structurae.net/literature/book/history-of-the-theory-of-structures. [Zugriff am 10 2 2023].

[3] A. E. Charalampakis und V. K. Papanikolaou, „Machine learning design of R/C columns," *Engineering Structures,* Bd. 226, 2021.

[4] R. Bischof und M. Kraus, Multi-Objective Loss Balancing for Pyhsics - Informed Deep learning, 2021.

[5] G. A. Rombach, Anwendung der Finite Elemente Methode im Betonbau, Berlin, 2006.

[6] K. Knothe und W. Heribert, Finite Elemente, 5. Aufl. Hrsg., Heidelberg Berlin: Springer Verlag, 2017.

[7] Argebau, „Musterbauordnung - MBO, Stand 25.09.2020," [Online]. Available: https://www.is-argebau.de/verzeichnis.aspx.

[8] K. Saeland, „Die historische Entwicklung des Bauordnungsrechts und der Prüfingenieur im Bauwesen," *Der Prüfingenieur,* Bd. 57, 2020.

[9] R. Hertle, E. Brehm und M. Wetzel, „Design Review - The Necessity to go International," *Der Prüfingenieur,* Bd. 75, 2020.

[10] H. Dettmer und C. Klein, „Die Aufgaben und Stellung der Prüfingenieure für Standsicherheit und Brandschutz im Bauordnungsrecht," *Der Prüfingenieur,* Bd. 57, 2020.

[11] Argebau, „Muster einer Verordnung über Bauvorlage und bauaufsichtliche Anzeigen (Musterbauvorlageverordnung) - MbauVorlV -Stand 25.09.2020," [Online]. Available: https://www.is-argebau.de/verzeichnis.aspx.

[12] M. Bischoff, „Statik am Gesamtmodell: Modellierung, Berechnung und Kontrolle," *Der Prüfingenieur,* 2010.

[13] G. A. Rombach, „Die Prüfung der Standsicherheit am ganzheitlichen Gebäudemodell," *Der Prüfingenieur,* Bd. 52, 2008.

[14] G. A. Rombach, „Probleme bei der Berechnung von Stahlbetonkonstruktionen mittels dreidimensionalen Gesamtmodell," *Beton- und Stahlbetonbau,* Bd. 102, Nr. 4, pp. 207-214, 2007.

[15] H. -. G. Oltmanns und H. D. A. Oltmanns, „BIM - Modelle und die Bearbeitung durch Prüfingenieure," *Bautechnik,* Bd. 96, Nr. 3, pp. 250 - 258, 2019.

[16] M. Hennecke, „Prüffähige digitale 3D-Planung," in *Beton-Kalender 2024: Hochbau,* Ernst & Sohn GmbH, 2024.

[17] M. Hennecke, „Die Digitalisierung wird die traditionellen Arbeistweisen und Planungsmethoden grundlegend ändern," *Der Prüfingenieur,* Bd. 58, 2021.

[18] M. Bischoff, „Conputerstatik und Tragwerksmodellierung - Vorschläge und Impulse für eine moderne universitäre Baustatiklehre," *Der Prüfingenieur* , 2021.

[19] M. Fußeder, R. Wüchner und K.-U. Bletzinger, „Sensitivitätsanalyse mit verallgemeinerten Einflussfunktionen zur Tragwerksbewertung bei Modellparametervariationen," *Bauingenieur,* Bd. 96, pp. 191 - 200, 2021.

[20] M. Fußeder, R. Wüchner und K.-U. Bletzinger, „Towards a computational engineering tool for structural sensitivity analysis based on the method of influence functions," *Engineering Structures,* 2022.

Baustatik – Baupraxis 15, © 2024, Technische Universität Hamburg

Ressourcenschonendes und zukunftsfähiges Weiterbauen - am Beispiel der Alsterschwimmhalle in Hamburg

Sven Plieninger, Sandra Niebling, Sebastian Grotz

schlaich bergermann partner, Stuttgart

Zusammenfassung: Die Hamburger Alsterschwimmhalle ist mit ihrer markanten Gebäudeform weit über die Hansestadt hinaus bekannt. Das Besondere an dem Gebäude ist das ungewöhnliche Dach, an dessen Entwurf damals, vor mehr als 50 Jahren, bereits Jörg Schlaich beteiligt war. Die eindrucksvoll geschwungene Betonschale setzt sich aus zwei hyperbolischen Paraboloiden zusammen, die in ihrer Symmetrieachse aneinander gelehnt sind. Das Projekt Alsterschwimmhalle zeigt, wie das baukulturelle Erbe des Bestands aus dem Jahr 1973 durch den Neu- und Umbau sowie die Sanierung erhalten bleiben konnte. Gleichzeitig konnte erreicht werden, dass das Gebäude auch weiterhin optimal nutzbar ist und alle zukünftigen Anforderungen erfüllt.

1 Geschichte der Schwimmoper

Die 1973 eröffnete Alsterschwimmhalle mit ihrer imposanten Dachschale ist das Ergebnis eines Architektenwettbewerbs, den die Architekten Niessen und Störmer im Jahr 1961 für sich entscheiden konnten. Für die Tragwerksplanung dieser, zu den größten Dachschalen Europas zählenden, Konstruktion war maßgeblich Jörg Schlaich, im Büro Leonhard Andrä, verantwortlich. Mit den zwei aneinandergelegten hyperbolischen Parabelschalen ist sie ein Meilenstein der deutschen Architektur- und Ingenieurgeschichte und ein wertvolles Erbe der Baukultur. Nicht nur als Baudenkmal, sondern auch im Sinne heutiger Nachhaltigkeitskriterien sind solche Bauwerke – wann immer möglich – zu erhalten. Die im Volksmund „Schwimmoper“ genannte Anlage wurde in den letzten Jahren sorgfältig saniert, teilerneuert und durch einen modernen Neubau ergänzt. Alle Baumaßnahmen wurden von gmp Architekten von Gerkan, Marg und Partner gemeinsam mit schlaich bergermann partner geplant und durchgeführt. Das entstandene moderne Bad für die Hamburger Öffentlichkeit kann genau 50 Jahre nach seiner ersten Eröffnung in die „zweite Runde“ der Nutzung gehen.

1.1 Das Tragwerk des Bestandes

Konstruktiv setzt sich die Alsterschwimmhalle aus drei statisch unabhängigen Tragstrukturen zusammen. Die Dachschale einschließlich der drei Hauptstützen, die Schwimmhalle mit dem Funktionsgebäude und die Fassaden mit den großen Aluminiumfachwerkstützen. Diese statische Unabhängigkeit ermöglichte bereits 1968-1973 einen Bauablauf bei dem zunächst die Schale freistehend errichtet wurde. Die weiteren Gebäudeteile, sowie die Halle und auch die Fassaden folgten erst im Anschluss. Obwohl sie statisch unabhängig sind, interagieren alle drei Tragsysteme miteinander. Diese Besonderheit stellte gleichzeitig eine Chance, aber auch eine Herausforderung für den Umbau und die Sanierung dar.

Abbildung 1: Die freistehende Dachschale während der Errichtung
© Bäderland Hamburg

1.2 Sanierungsmaßnahmen

Die Sanierung umfasste folgende wesentlichen Punkte: Zum einen musste die Dachschale energetisch und punktuell auch betontechnisch saniert werden. Außerdem entsprach die Fassade nicht mehr den heutigen Anforderungen an die Bauphysik, weshalb eine neue Verglasung erforderlich wurde. Hinzukamen die erforderlichen Änderungen für den Badbetrieb: Die Schwimmhalle wurde umgebaut und modernisiert, die große Tribüne dabei entfernt, während das Funktionsgebäude weitestgehend erneuert wurde.

2 Die Dachschale

Die Dachschale besteht aus zwei hyperbolischen Paraboloidschalen, die sich in der von Nord nach Süd verlaufenden Falte des Daches aneinander lehnen. Die Schale hat drei Hoch- und drei Tiefpunkte. Die Randträger, die die Schale umfassen, lagern in den Tiefpunkten auf drei Stützen, die separat von den restlichen Bauteilen flach gegründet sind. Zwischen dem östlichen und dem westlichen Fußpunkt verläuft ein Zugband, das zum Tragwerk der Schale gehört und in allen Bauphasen, wie auch im zukünftigen Endzustand intakt bleiben musste. Dieses Zugband war für den Lastabtrag erforderlich, da die Stützen aufgrund der beengten Grundstücksverhältnisse abknicken mussten und somit nicht dem Kraftfluss angepasst, die Lasten in den Baugrund leiten konnten.

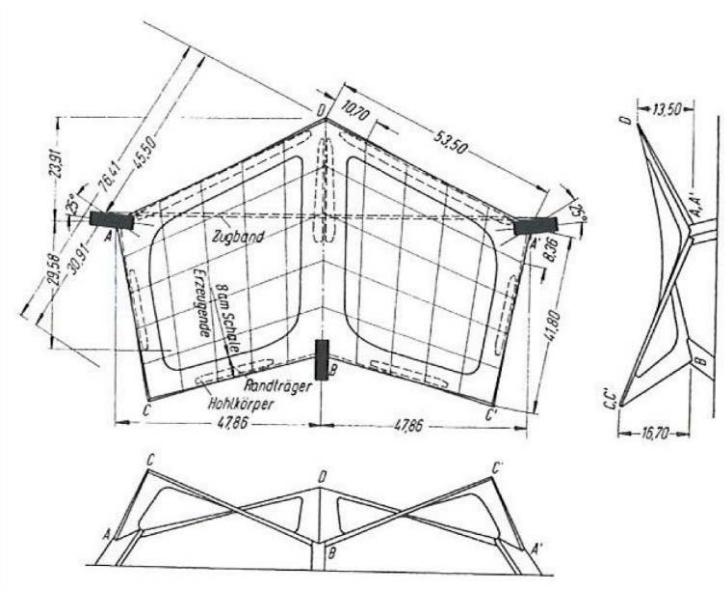


Abbildung 2: Geometrie der Schale
© Nachlass Jörg Schlaich

Eine Hyparfläche wie die der Alsterschwimmhalle lässt sich aus Geraden zwischen zwei gegenüberliegenden Rändern, die in gleichviele und gleichgroße Teile unterteilt sind, erzeugen. In diesen Erzeugenden wurden Spannglieder in die nur 80mm starke Schale eingelegt. Sie sind in den aufgevouteten, dreiecksförmigen Randträgern verankert. Die Dachschale ist zusätzlich schlaff bewehrt, um Risse zu begrenzen. Die damals vorgesehene Betondeckung beträgt, für heutige Verhältnisse sehr geringe, 10mm.

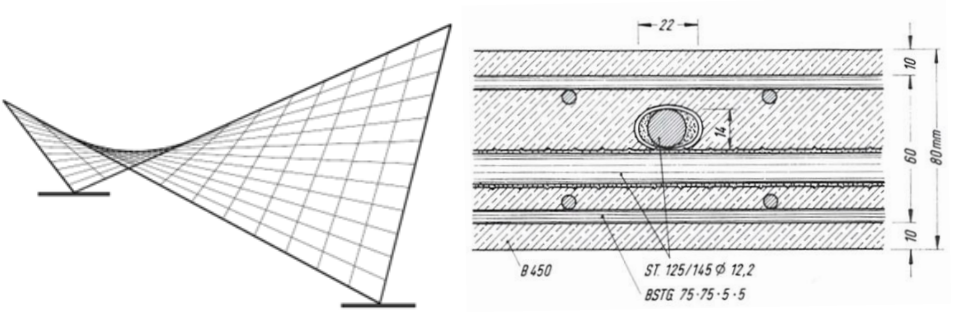


Abbildung 3: Detail Lage der Bewehrung
© Nachlass Jörg Schlaich

Die sich über 50 Jahre entwickelte Carbonatisierungstiefe des Betons lag an der Unterseite der Schale bei bis zu 28mm und reicht damit an die Hüllrohre der Spannglieder heran. Es wurden jedoch keine Korrosionserscheinungen festgestellt, die über das Maß des Einbaus hinausgehen. Dies ist auf die kontrollierte Umgebungsluftfeuchtigkeit von max. 65% zurückzuführen, die unter der abgehängten Decke durch eine Klimatisierung erreicht wurde. Diese Bedingungen sorgen auch in carbonatisiertem Beton für unbedenkliche

Korrosionsraten. Da die betrieblichen Maßnahmen für die Begrenzung der relativen Luftfeuchte während der Sanierungszeit nicht beibehalten werden konnten, wurde für die Bauphase ein aktiver Kathodischer Korrosionsschutz (KKS) vorgesehen. In einigen Bereichen der Schale gab es lokale Schadstelleninstandsetzungen der schlaffen Bewehrung, wobei Kiesnester und Fehlstellen saniert wurden.

Die Dacheindeckung einschließlich der Abdichtung und Dämmung wurde vollständig ersetzt. Da die Schale im Bestandsschutz verbleiben sollte, durften dabei allerdings die Ausbaulasten nicht erhöht werden. Zur Festlegung der Sanierungsmaßnahmen wurde vorab der oberseitige Korrosionsschutz der Bewehrung überprüft. Hier wurden lediglich Karbonatisierungstiefen von 1-2 mm festgestellt, die auf die funktionierende Dachabdichtung zurückzuführen sind.

Während die Dachschale selbst in einem guten Zustand war, hat die abgehängte Decke unter den klimatischen Einflüssen der Schwimmbadatmosphäre gelitten und musste erneuert werden. Die Abhängungen der Decke waren stark korrodiert und dadurch die Tragfähigkeit nicht mehr gewährleitet. Die abgehängte Decke war in der Schale über eingebohrte Dübel verankert. Um die Dachschale bei der Montage der neuen Decke nicht durch zusätzliche Bohrungen zu schwächen oder gar zu schädigen und die Eingriffe möglichst gering zu halten, wurden die Bohrpunkte der alten abgehängten Decke aufgebohrt und für die Verankerung der neuen abgehängten Decke wiederverwendet.

3 Die Fassade

Die Bestandsfassade, die ebenso wie die Dachschale unter Denkmalschutz steht, besteht aus Fachwerkträgern in Aluminiumbauweise. Sie sind in einem Abstand von ca. 4m angeordnet. Das Eigengewicht der Fassadenstützen ebenso wie das Eigengewicht der Fassade werden auf das Funktionsgebäude abgetragen. Die Höhe der Fassadenstützen variiert zwischen 4,1 und 15,6m. Ihr Anschluss an die Schale ist vertikal verschieblich, sodass keine Vertikallasten aus der Dachschale selbst auf diese Stützen abgetragen werden.

Um den Bestandsschutz der Schale zu erhalten, durften die Lasten, die von der Fassade in die Schale eingetragen werden, nicht erhöht werden. Die Lastannahmen aus der Bestandsstatik wurden den nach heutiger Norm anzusetzenden Windlasten gegenübergestellt. Dabei zeigte sich, dass die damaligen Windlastenansätze, sowohl für Sog als auch für Druck, über den nach heutiger Norm anzusetzenden Windlasten lagen. Daher wurden, um auf der sicheren Seite zu sein, für die Nachrechnung und Neubemessung die Windlasten aus der Bestandsstatik angesetzt.

Damit die heute geltenden bauphysikalischen Anforderungen an die Fassade erfüllt werden konnten, musste die Verglasung erneuert werden. Dies führte jedoch zu höheren Eigengewichtslasten aus dem Glas und damit zu einer höheren Beanspruchung der Gitterstützen.

Abbildung 4: Foto Fassade während der Bauzeit
© sbp/Sebastian Grotz

Für das Sanierungskonzept der „neuen“ Glasfassade wurden gemeinsam fachübergreifend verschiedene Varianten diskutiert. Um eine Einschätzung über gegebenenfalls vorhandene Tragreserven in den Aluminiumfassadenstützen treffen zu können, wurden statische Untersuchungen des Bestandes nach und unter Berücksichtigung der erhöhten Glaslasten gemacht. Die Nachrechnung der Bestandsstützen mit den Windlasten der Bestandsstatik ergab, dass die Stützen keine ausreichende Tragreserve aufwiesen, um eine deutlich schwerere 3-fach Verglasung ausführen zu können. Es gab in den meisten Stützen allerdings genügend Reserven, die den Einsatz einer 2-fach Verglasung ohne eine aufwändige Ertüchtigung ermöglichte. Lediglich die Stützen in den Eckbereichen mit erhöhten Windlasten hatten keine ausreichenden Tragreserven und mussten daher ersetzt werden.

Da in der Bestandsstatik bei der Bemessung der Stahlbetonstruktur Gitterstützen in Stahlbauweise statt Aluminium angesetzt wurden, waren hier ausreichende Reserven vorhanden.

4 Das Funktionsgebäude und die Schwimmhalle

Unter der imposanten Dachschale liegt die Schwimmhalle mit dem 50m Becken, der nicht mehr genutzten Tribüne, einem Lehrschwimmbecken und verschiedenen weiteren Funktionsbereichen. Um diesen Raum zu öffnen und Platz für ein neues, separates Sprungbecken zu schaffen wurde die Tribüne vollständig zurückgebaut.

Eine zeitgemäße neue Nutzung erforderte verschiedene Ergänzungen (Saunalandschaft, Fitnessbereiche und Ruheflächen). Daher wurde das nördliche Bestandsgebäude komplett zurückgebaut und durch einen zwei- bzw. dreistöckigen Neubau ersetzt. Im Nordwesten wurde eine zusätzliche Schwimmhalle angebaut, wodurch die Wasserfläche im Bad um ca. ¼ erhöht wurde.

Der nordwestliche Teil der Alsterschwimmhalle besteht aus zwei Geschossen. Im Erdgeschoss ist das 25m lange Warmschwimmbecken und das Kursbecken mit verfahrbarem

Beckenboden angeordnet. Im Untergeschoss befinden sich die Technikräume. Aufgrund der Anbindung und damit Höhenlage der Bestandsschwimmhalle und der maximal zulässigen Gebäudehöhe in diesem Bereich musste eine Dachkonstruktion mit möglichst geringer statischer Höhe gewählt werden. Für die Spannweite von 22m fiel die Wahl auf Halbfertigteil-pi-Träger aus Spannbeton. Ein Teil des westlichen Stützenfußes der Dachschale wurde durch die neue Schwimmhalle überbaut. Um keine neuen Lasten auf die Stützen abzutragen und damit Mitnahmesetzungen zu verhindern, wurde hier eine Weicheinlage eingebaut. Der WU-Kellerkasten ist in diesem Bereich nicht gebettet und kragt somit unterirdisch aus.

Der nordöstliche Teil des Neubaus ist dreigeschossig. Hier befinden sich die Umkleiden, der Fitness- und Saunabereich, sowie die Tiefgarage. Aufgrund der hohen Anforderung an Flexibilität in Installation und Ausbau auf das Tragwerk wurden Flachdecken mit Spannweiten von 8x8m realisiert.

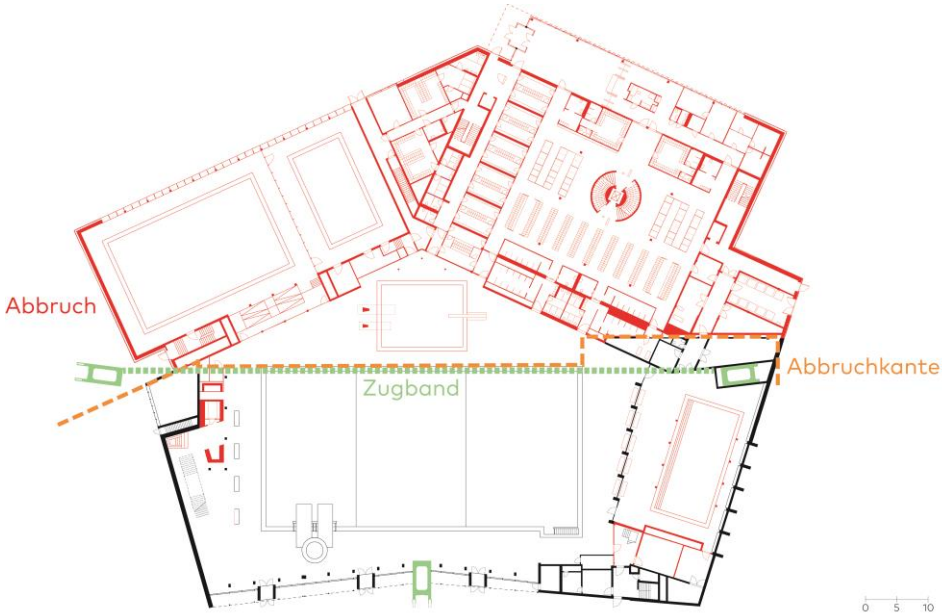


Abbildung 5: Grundriss der Alsterschwimmhalle mit Abbruchkante und der Lage des Zugbandes
© gmp · Architekten von Gerkan, Marg und Partner

Ein wichtiger Parameter bei der Entwicklung des Neubaus war die Abbruchkante und damit der Übergang zwischen dem Bestand mit dessen Umbauten und dem Neubau. Auch der Abbruch musste dadurch unterschiedlich ausgeführt werden. Der „klassische“ Abbruch mit schwerem Gerät fand im Norden statt. Der konstruktive, kleinteilige Rückbau war für die Umbauten in der Schwimmhalle und im Bereich des Zugbands erforderlich. Die Abbruchkante wurde so gewählt, dass Ertüchtigungsmaßnahmen, Abfangungen und Nachgründungen des Bestands minimiert werden konnten. Sie verläuft in großen Teilen entlang von bestehenden Bauwerksfugen und weitestgehend parallel zum Zugband der Dachkonstruktion. Das Zugband ist regelmäßig unter der Decke über UG abgehängt.

Während der Ausführung war die Sicherung des mitten durch das Baufeld verlaufenden Zugbandes eine große Herausforderung. Hierzu wurde ein Konzept entwickelt, welches zum

einen die Lagerung des Zugbandes auf einer Stahlhilfskonstruktion, sowie die Minimierung einer möglichen Beschädigung des Zugbands während des Umbaus beinhaltete. Bereits seit vielen Jahren findet eine kontinuierliche Überwachung der Verformungen der Dachspitzen statt. Während der Bauzeit führte man zusätzlich eine Überwachung der Setzungen der Stützenfüße, der Länge des Zugbandes sowie Erschütterungsmessungen des Zugbandes durch. Bei Überschreitung von vorab festgelegten Grenzwerten wurde ein Alarm ausgelöst und die Baustelle musste geräumt werden. Die Arbeiten durften erst nach Klärung der Ursache und erfolgter Freigabe wieder aufgenommen werden. Je nach Bauphase wurden mehrere Alarme täglich ausgelöst. Darüber hinaus wurde festgelegt, dass keine Materialtransporte über die Linie des Zugbandes stattfinden durften. Alle diese Maßnahmen führten zu einer Sensibilisierung aller am Bau Beteiligten und letztendlich zum erfolgreichen Erhalt der Dachschale.

Der südliche Teil, die große Schwimmhalle, der unter der Dachschale liegt, blieb erhalten, hier gab es jedoch zahlreiche Umbauten. In der großen Bestandsschwimmhalle waren zwei Becken angeordnet, ursprünglich das 50m-Sportschwimmbecken und das Lehrschwimmbecken, die beide vom Umbau betroffen waren. Zusätzlich zu diesen beiden Becken wurden westlich des Sportschwimmbeckens zwei weitere neue Becken angeordnet: das relativ kleine Tauchbecken im Vitalbad, sowie das Entspannungsbecken, welches so wirkt, als wäre es einfach in die bestehende Empore integriert worden.

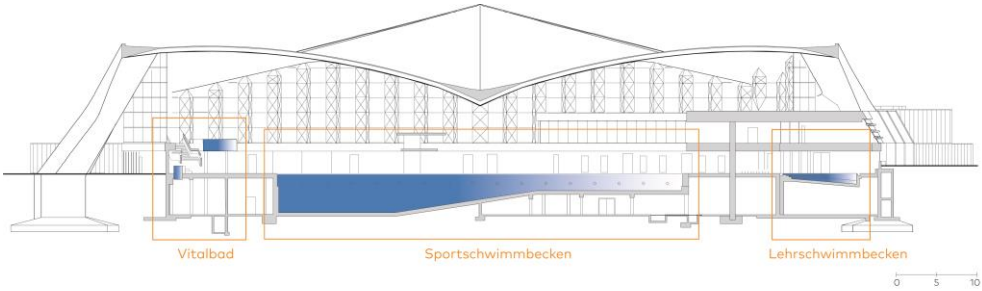


Abbildung 6: Schnittansicht
© gmp · Architekten von Gerkan, Marg und Partner

Um die neuen Becken im Bestand anordnen zu können, waren allerdings zahlreiche Abbruch- und Umbaumaßnahmen erforderlich. Die Bestandsempore konnte die großen Lasten des neuen Entspannungsbeckens nicht aufnehmen. Anstelle von aufwändigen Ertüchtigungen wurden die vertikalen Lasten des Beckens statisch unabhängig durch den Bestand geführt, und gründen neben den Bestandsfundamenten. Hierfür wurden Deckenfelder und Unterzüge rückgebaut. Durch die Änderung des statischen Systems des Bestandes kam es teilweise zu Lastumlagerungen, die durch die Bestandsbewehrung nicht abgedeckt waren. Diese konnten durch lokale Deckenertüchtigungen kompensiert werden.

Dasselbe Konzept wurde auch beim Neubau des Lehrschwimmbeckens verfolgt, welches einschließlich einer neuen darüberliegenden Geschossdecke in den Bestand integriert wurde.

Das Sportschwimmbecken wirkt im ersten Moment unverändert, wurde aber aufwändig umgebaut und mit neuster Beckentechnik ausgestattet. Die wohl größte Änderung ist der

Umbau des Beckenrandes von einer Rinne hin zu einer Finnischen Rinne, bei der der Wasserspiegel auf derselben Höhe wie der Beckenumgang liegt. Damit war auch eine Erhöhung des Wasserspiegels um 30cm verbunden. Für diese waren zahlreiche Umbau- und Ertüchtigungsmaßnahmen notwendig. Im tiefen Beckenbereich wäre die rechnerische Tragfähigkeit der Beckenwand überschritten worden. Um den horizontalen Wasserdruck (durch Reduktion der Wassertiefe) zu reduzieren, wurde auf den Beckenboden ein Aufbeton eingebracht. Für den Austausch der Rinne und die Erneuerung der Beckentechnik wurde der obere Teil der Beckenwand (ca. 1,7m) neugebaut.

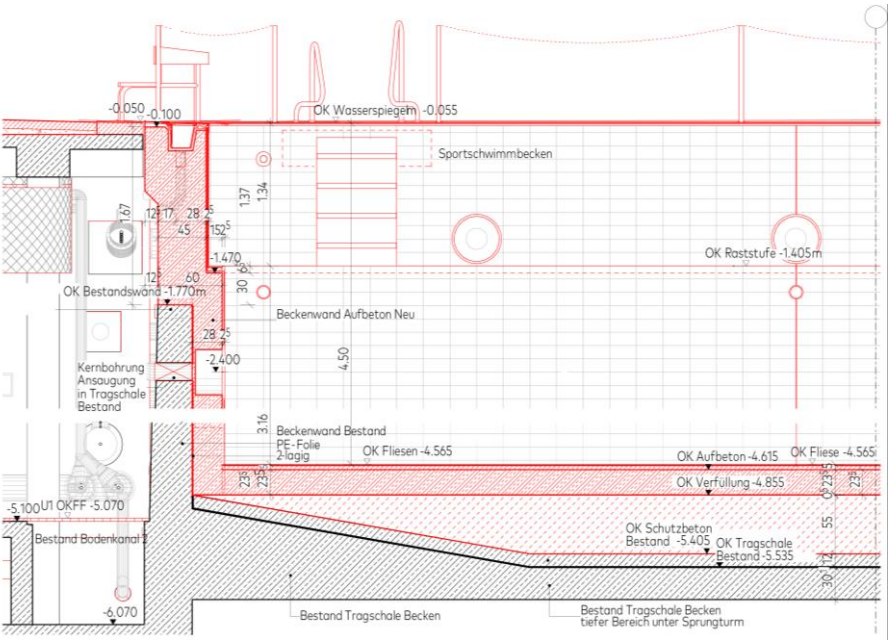


Abbildung 7: Detail Rand neues Sportschwimmbecken
© gmp · Architekten von Gerkan, Marg und Partner

5 Fazit

Mit der Sanierung und dem Weiterbau der Alsterschwimmhalle sind zweierlei Dinge gelungen. Zum einen konnte eine etwas in die Jahre gekommene Schwimmhalle in ein neues, modernes Bad umgeplant werden, das alle Voraussetzungen für einen erfolgreichen, zukunftssicheren Weiterbetrieb über Jahre hinweg bietet. Dies geschah in dem dafür vorgesehenen Zeit- und Kostenrahmen. Zum zweiten ist eine der größten freitragenden Schalen Europas, eine herausragende Ingenieurleistung der späten 60er-Jahre, als Teil einer lebendigen Baukultur erhalten worden. Dies gelang deshalb, weil bereits der Bau und auch der Betrieb bis heute durch den Bauherrn in höchst qualitätvollerweise durchgeführt wurden. Die Sanierung und der damit verbundene Weiterbau können Anregungen bieten, wie zukünftig mit älteren Gebäuden umzugehen ist und welche Chancen in der Bewahrung liegen können. Nicht zuletzt kann so ein Beitrag zur nachhaltigen Gestaltung der gebauten Umwelt entstehen.

Baustatik – Baupraxis 15, © 2024, Technische Universität Hamburg

Geometric Optimization for Cost-effective Paneling of Architectural Freeform Skins

Helmut Pottmann[1], **Victor Ceballos Inza**[1], **Davide Pellis**[2], **Florian Rist**[1]

[1]*Visual Computing Center, KAUST, Thuwal, Saudi Arabia*
[2]*ISTI-CNR, Pisa, Italy*

Abstract: Paneling curved architectural skins often require rationalization prior to fabrication or the use of fabrication-aware design tools. We present optimization methods based on concepts from classical and discrete differential geometry, which can provide a significant cost reduction. After a short overview of early contributions and their use in real projects, we turn to recent work. This includes the use of spherical panels, cost reductions achieved via surfaces with a relation between principal curvatures, paneling with cold bent glass, and a dramatic reduction of the number of required molds when working with sheet metal or similarly behaving materials. Finally, we present a novel fabrication-aware interactive computational design tool.

1 Introduction

Pioneering research on computational support for the realization of architectural freeform structures, e.g. by Glymph et al. [7] and Shelden [17], sparked a remarkable stream of work on Architectural Geometry and a rapid development of key techniques for the design and fabrication of freeform architecture. This research lies at the interface of Applied Mathematics (mainly discrete differential geometry and numerical optimization), Geometry Processing, and Computational Architectural Design and Engineering (see e.g. the survey [14]).

The present paper tackles an important sub-problem of Architectural Geometry, namely paneling geometrically complex architectural surfaces. In Section 2, we review some essential early contributions and point to realized architectural projects. In those projects, Evolute GmbH in Vienna has been acting as a geometry consultant and link between the state of the art in research and construction practice.

The major part presents some computational technologies that emerged in the past few years and so far have only been realized in small-scale prototypical models. We distinguish between

methods where the panels are assumed to be rigid (Section 3) and panels that are flexible to some degree, even after being possibly shaped over a mold (Section 4). We conclude in Section 5 with a brief description of very recent work on interactive computational design tools that shall be made available to the community in the very near future.

2 Early paneling solutions and their applications

Flat panels. Flat panels are the simplest ones to deal with, but even that case is not as easy as one may think. The most straightforward way of using triangular panels shifts the problems from the panels to the supporting structure, since, in a triangle mesh, typically six beams meet at a node. For freeform geometries, there will always be torsion in the nodes, which are then geometrically quite complicated objects. While the support structure becomes simpler for quadrilateral panels, one has limitations on the layout related to the curvature behavior of the reference surface. Natural relations to discrete differential geometry help to solve the underlying geometric optimization problems. We refer to [8, 18, 14] for more details. Projects, where such optimization algorithms have been used, include the Museum of Islamic Art in the Louvre (supporting hybrid mesh of triangular and planar quads) and the roof of the Chadstone Shopping Center in Melbourne (planar quad panels).

Paneling algorithm of Eigensatz et al. [5]. Given a freeform surface that represents the architectural skin and an initial panel boundary layout, the goal is to attach a panel per patch of this layout so that the overall solution fits the available budget and the aesthetic expectation of the designer. Quality criteria include gaps between adjacent panels that can be hidden in the seams and angles between normals of panels at common seams. Clearly, the smaller these values are, the smoother the overall appearance of the skin will be. One works with different panel types and a user-adjustable fabrication cost per type, the cheapest being flat and the most expensive being those panels requiring a custom-made mold. Even mold re-use has been included. Important degrees of freedom lie in the controllable deviation from the given reference geometry. The algorithm delivers a family of solutions, starting with the most cost-effective panelization (at the price of lower smoothness) and progressing to smoother ones at a higher cost. Examples of the use of this algorithm in real projects include the Eiffel Tower Pavilions [1] and the stadium Arena Corinthians in São Paulo [16] (Fig. 1).

3 Recent progress on the effective use of rigid panels

Spherical panels. The availability of spherical glass panels (see e.g. [15]) motivated research on the use of spherical rather than flat panels. Even if one restricts to a small number of sphere radii, one can achieve an improvement in the visual appearance over flat panels, while keeping other essential aspects, such as torsion-free supporting structures. The geometric fundamentals for such paneling solutions are found in a very recent contribution on meshes with spherical faces [10]. It uses methods from the so-called Möbius geometry of spheres and geometric optimization to provide a systematic study of the various types of meshes with spherical faces and to address key aspects relevant for paneling. These include surface smoothness, the geometry of support structures, and the usage of a limited number of sphere

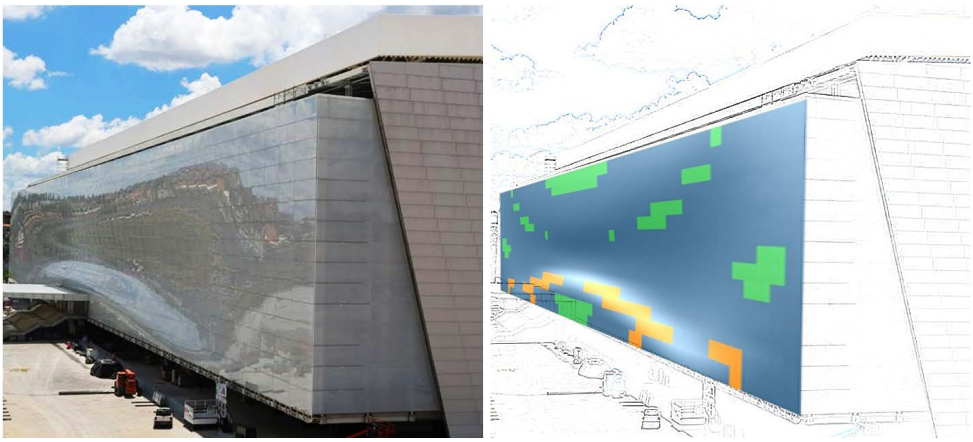


Figure 1: The west facade of the Arena Corinthians in São Paulo (architect: Anibal Coutinho) and the cost-effective partitioning into different panel types (right) [16]. Most panels (blue) are parts of right circular cylinders and can be produced by special machines. Green panels are flat; yellow panels are fabricated with a custom-made mold.

radii. As a by-product of a study of certain deployable structures, Liu et al. [11] presented surface panelizations with spherical panels of fixed radius and a torsion-free support structure. The underlying reference surfaces are so-called hyperbolic linear Weingarten surfaces, characterized by a linear relation $aK + bH + c = 0$ between Gaussian curvature K and mean curvature H under the constraint $b^2 - 4ac < 0$. There, the panel boundaries are aligned with principal curvature directions. It is not surprising that the best results are obtained in positively curved areas (see Fig. 2, right). This leads us naturally to the next topic.

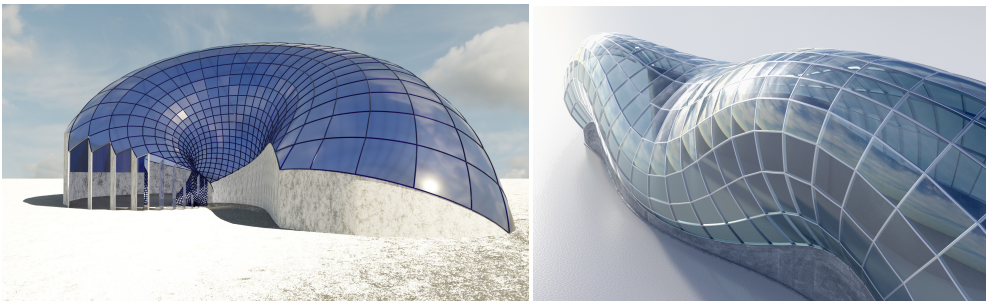


Figure 2: Left: Paneling with sphere panels over a circular mesh (quad mesh in which each face possesses a circumcircle) [10]. Right: Sphere panels of constant radius on a design surface, which exhibits a linear relation between Gaussian and mean curvature [11].

Design surface approximation by Weingarten surfaces. The two principal curvatures κ_1, κ_2 of a surface at a given point completely determine the shape of a local second-order approximation of a surface. Since architectural surfaces usually do not exhibit rapid changes of curvature, one can expect that this local approximation is already a good initial shape for a panel. If we have a surface which has only a one-parameter family of such local approxi-

mations, there must be a functional relation $f(\kappa_1, \kappa_2) = 0$ between the principal curvatures, or equivalently, a relation $F(K, H) = 0$ between Gaussian curvature $K = \kappa_1\kappa_2$ and mean curvature $H = (\kappa_1 + \kappa_2)/2$. Surfaces with such a relation are called Weingarten surfaces. For them, one can expect that panels along curves of constant K (or equivalently constant H) can be formed over the same mold. In a grid of N^2 panels, this should reduce the number of different molds to the order N. That initial idea could be verified in computational experiments [12, 13]. Pellis et al. [12] went even further and developed an algorithm that approximates a given design surface by a Weingarten surface, where the functional relation is a result of optimization. Fig. 3 shows an example.

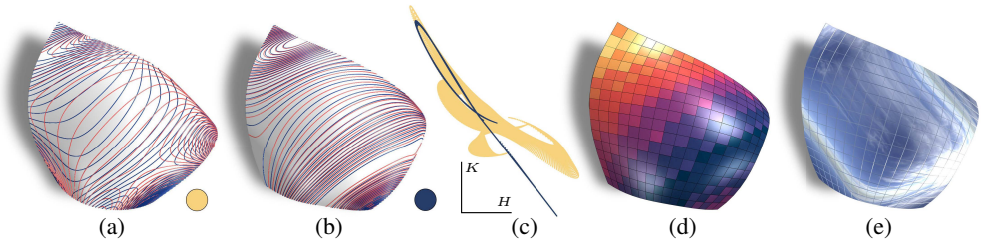


Figure 3: Approximation of a given surface by a Weingarten surface to an unknown curvature relation according to [12]. From left to right: The original surface (a) is not a Weingarten surface, since isolines of Gaussian curvature K and mean curvature H are not aligned. After optimization (b), these curves are aligned, characterizing a Weingarten surface. (c) shows the action of optimization on the (H, K)-diagram. On the original surface, curvature pairs (H, K) form a region (yellow), which contracts to a curve during optimization. For the optimized surface, the same mold (same color) can be used for panels that are roughly along the same curvature-isoline (d). The appearance of this panelization (e) is visually smooth.

4 Advantages provided by non-rigid panels

Cold-bent glass panels. As a cost-effective alternative to curved glass produced by hot bending via molds, cold-bending of glass has been explored [4]. This comes with advantages of higher optical and geometric quality and possibilities regarding printing and layering and the use of partly tempered or toughened glass, but imposes big challenges on computational design. It turned out that even the most advanced and performance-optimized simulation algorithms are insufficient in a near-interactive design environment. Here, deep learning comes to the rescue: Based on more than a million simulation results, a neural network has been trained to predict the shape and maximum stress of a glass panel being attached to a given boundary [6]. This network is then integrated into a near-interactive design tool, which allows one to design or modify freeform skins and panel layouts for optimal usage of cold-bent glass panels (see Fig. 4).

Panels from isometrically deforming material. Panels from certain materials, such as sheet metal, are still flexible after being formed over a mold. This deformation is largely isometric in the geometric sense. An effective method for the computational treatment of isometric

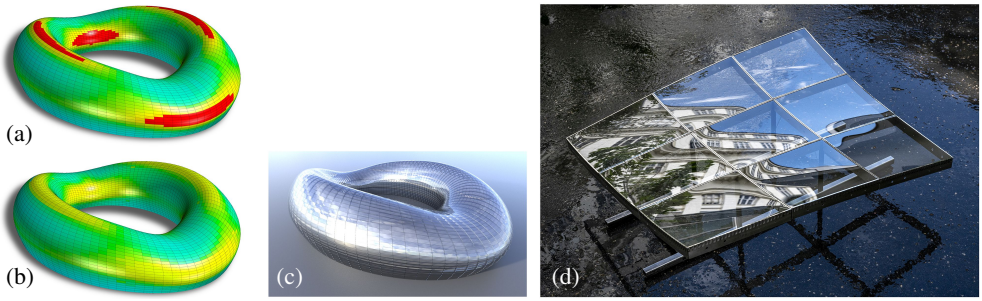


Figure 4: Here, we show the paneling with cold-bent glass of an initial design (a); the stress in the panels marked in red exceeds the design limit; these panels would break. After optimization (b), all panels can be built from planar cold bent glass. The rendering (c) uses the predicted shape of the panels, demonstrating a very smooth result. We verified our results by building a physical scale model (d) using borosilicate glass.

deformations (see Fig. 5) lies at the core of an algorithm for optimized paneling in this scenario [9]. The main idea is to use panels of constant Gaussian curvature K, since all panels of the same constant K can be formed on the same mold of that type. This mold is part of a sphere of radius $1/\sqrt{K}$ for $K > 0$ and part of any surface (e.g. a rotational one) with the right K for $K < 0$. To our big surprise, very few molds are necessary even for geometrically highly complex freeform designs (see Fig. 6). [8]. This method also uses developable surfaces ($K = 0$), which are obtained by bending flat sheets, and thus, no mold is required for those panels.

Figure 5: The computational model for isometric deformations uses quad meshes. In each quad, it considers the parallelogram (black) formed by the edge midpoints. It can be shown that an isometric deformation transforms these parallelograms in a rigid way. Equivalently, two quad meshes represent isometric surfaces, if for each pair of corresponding faces, diagonals v_0v_2, $v_0'v_2'$ and v_1v_3, $v_1'v_3'$ have the same length and enclose the same angle.

5 Fabrication-aware interactive computational design tools

Developable surfaces serve as illustrations for our next topic, which deals with interactive tools based on the latest results on computational design and optimization. Basically, all

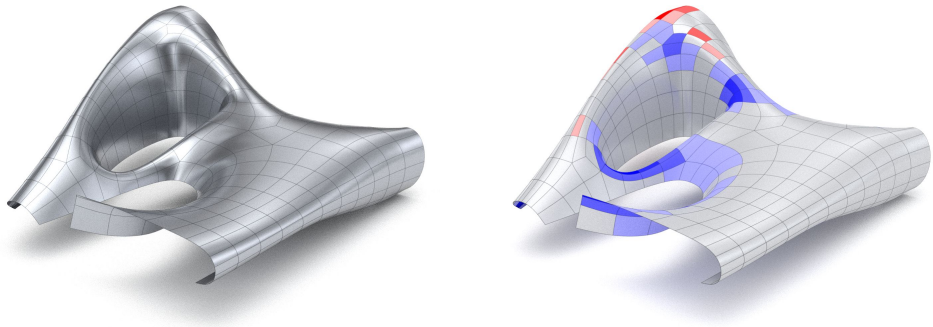


Figure 6: Digital model of the Heidar Aliyev Centre in Baku, Azerbaijan, designed by Zaha Hadid Architects. The original freeform design can be approximated with high accuracy using flexible panels from only 10 molds.

algorithms mentioned so far rely on nonlinear least squares formulations of a system of constraints that are preferably no more complicated than quadratic (see e.g. [8, 18]). Still, the underlying geometry representation matters a lot. Our latest work on developable surfaces [3] (Fig. 7) introduces a new definition for local *ruling* vectors, which are aligned with the direction in which one of the two principal curvatures vanishes, $\kappa_1 = 0$. This novel local criterion, which is independent of the parameterization of the surface, or its piecewise decomposition, enables interactive design without nonintuitive restrictions, something not achieved before. This developable editor is suitable for modeling fabrication techniques involving materials with minor stretching behavior, such as plywood or sheet metal (see Fig. 8). The careful formulation of constraints – here, developability –, together with the use of state-of-the-art parallel solvers, allows for design tools that are fast and efficient, and can be extended beyond to include further fabrication requirements, e.g. as in [2].

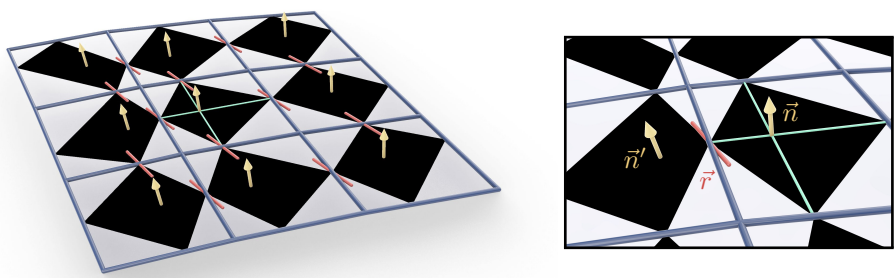


Figure 7: The computational model for developable meshes moves beyond inscribed parallelograms, allowing for any inscribed (black) planar quads. This, in turn, increases the expressive power for discrete developables. It is based on local *ruling* vectors $\vec{r}$, which are computed as the cross product of normals $\vec{n}, \vec{n}'$ of neighboring inscribed quads.

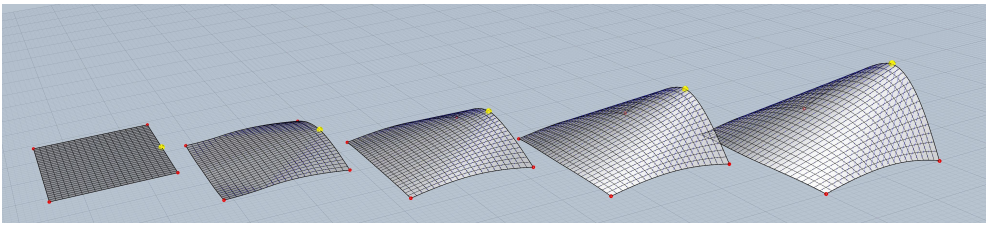


Figure 8: A sequence of still frames from an interactive design manipulation with developable surfaces. The introduction of new ad-hoc and efficient tools allows users to explore designs that could not be found with traditional methods.

5 Conclusion

Fundamental research in the field of architectural geometry is evolving quickly. New geometric insights yield to the development of novel interactive design tools and open up new, more efficient ways to build complex structures, for example, by exploiting material properties. It is interesting to note that, at the same time, the gap between research and practical application widens. Practitioners are often forced to use outdated tools, resulting in second-best or possibly even straight-out wrong results. We are currently using our insights in developable surfaces to develop an interactive modelling plugin for commonly used CAD systems. In the future, we will increase our efforts to bridge the gap to applications so that our research can better serve the demands of architects, designers, and engineers.

References

[1] BALDASSINI, N. ; LEDUC, N. ; SCHIFTNER, A. : Construction aware design of curved glass facades: The Eiffel Tower Pavilions. In: *Glass Performance Days Finland (Conference Proceedings)*. 2013, S. 406–410

[2] BARTOŇ, M. ; BIZZARRI, M. ; RIST, F. ; SLIUSARENKO, O. ; POTTMANN, H. : Geometry and Tool Motion Planning for Curvature Adapted CNC Machining. In: *ACM Trans. Graph.* 40 (2021), Nr. 4. https://doi.org/10.1145/3450626.3459837

[3] CEBALLOS INZA, V. ; RIST, F. ; WALLNER, J. ; POTTMANN, H. : Developable quad meshes and contact element nets. In: *ACM Trans. Graphics* 42 (2023), Nr. 6, S. xx:1–xx:12

[4] DATSIOU, K. C.: *Design and performance of cold bent glass*, University of Cambridge, Diss., 2017. http://dx.doi.org/10.17863/CAM.15628. – DOI 10.17863/CAM.15628

[5] EIGENSATZ, M. ; KILIAN, M. ; SCHIFTNER, A. ; MITRA, N. ; POTTMANN, H. ; PAULY, M. : Paneling Architectural Freeform Surfaces. In: *ACM Trans. Graphics* 29 (2010), Nr. 4, S. #45,1–10

[6] GAVRIIL, K. ; GUSEINOV, R. ; PEREZ, J. ; PELLIS, D. ; HENDERSON, P. ; RIST, F. ; POTTMANN, H. ; BICKEL, B. : Computational design of cold bent glass facades. In: *ACM Trans. Graphics* 39 (2020), Nr. 6, S. 208:1–208:16

[7] GLYMPH, J. ; SHELDEN, D. ; CECCATO, C. ; MUSSEL, J. ; SCHOBER, H. : A parametric strategy for free-form glass structures using quadrilateral planar facets. In: *Automation in Construction* 13 (2004), Nr. 2, S. 187–202

[8] JIANG, C. ; POTTMANN, H. : Optimizing shapes and structures for freeform architecture. In: BISCHOFF, M. (Hrsg.) ; SCHEVEN, M. van (Hrsg.) ; OESTERLE, B. (Hrsg.): *Baustatik-Baupraxis 14*. Universität Stuttgart, 2020, S. 747–754

[9] JIANG, C. ; WANG, H. ; CEBALLOS INZA, V. ; DELLINGER, F. ; RIST, F. ; WALLNER, J. ; POTTMANN, H. : Using isometries for computational design and fabrication. In: *ACM Trans. Graphics* 40 (2021), Nr. 4, S. 42:1–42:12

[10] KILIAN, M. ; CISNEROS RAMOS, A. ; MÜLLER, C. ; POTTMANN, H. : Meshes with spherical faces. In: *ACM Trans. Graphics* 42 (2023), Nr. 6, S. xx:1–xx:19

[11] LIU, D. ; PELLIS, D. ; CHIANG, Y.-C. ; RIST, F. ; WALLNER, J. ; POTTMANN, H. : Deployable strip structures. In: *ACM Trans. Graphics* 42 (2023), Nr. 4, S. 103:1–103:16

[12] PELLIS, D. ; KILIAN, M. ; POTTMANN, H. ; PAULY, M. : Computational design of Weingarten surfaces. In: *ACM Trans. Graphics* 40 (2021), Nr. 4, S. 114:1–114:11

[13] PELLIS, D. ; KILIAN, M. ; WANG, H. ; JIANG, C. ; MÜLLER, C. ; POTTMANN, H. : Architectural freeform surfaces designed for cost-effective paneling through mold re-use. In: *Advances in Architectural Geometry 2020*. Presses des Ponts, 2021, S. 2–16

[14] POTTMANN, H. ; EIGENSATZ, M. ; VAXMAN, A. ; WALLNER, J. : Architectural geometry. In: *Computers and Graphics* 47 (2015), S. 145–164

[15] SANCHEZ-ALVAREZ, J. : Rationalisation of the geometry for production of the 80-m glazed Sphere for the Expo 2017 in Astana. In: *International Journal of Space Structures* 32 (2017), Nr. 3-4, S. 176–183

[16] SCHIFTNER, A. ; EIGENSATZ, M. ; KILIAN, M. ; CHINZI, G. : Large scale double curved glass facades made feasible – The Arena Corinthians West Facade. In: *Glass Performance Days Finland (Conference Proceedings)*. 2013, S. 494 – 498

[17] SHELDEN, D. : *Digital surface representation and the constructibility of Gehry's architecture*, MIT, Diss., 2002

[18] TANG, C. ; SUN, X. ; GOMES, A. ; WALLNER, J. ; POTTMANN, H. : Form-finding with polyhedral meshes made simple. In: *ACM Trans. Graphics* 33 (2014), Nr. 4, S. 70:1–70:9

Baustatik – Baupraxis 15, © 2024, Technische Universität Hamburg

smartBRIDGE Hamburg – die Brückeninstandhaltung der Zukunft

Marc Wenner[1], Steffen Marx[2], Markus Meyer-Westphal[3], Martin Herbrand[4], Christof Ullerich[5]

[1]MKP GmbH, Hannover
[2]Institut für Massivbau, TU Dresden
[3]customQuake GmbH, Hamburg
[4]WTM Engineers GmbH, Hamburg
[5]Hamburg Port Authority AöR, Hamburg

Vorab: Dieser Artikel wurde bereits in englischsprachiger Fassung beim 27th ITS World Congress in Hamburg (Oktober 2021) [1] und in deutscher Fassung beim Dresdner Brückenbausymposium (Juni 2022) veröffentlicht [2].

Zusammenfassung: Die Infrastruktur unseres Verkehrsnetzes ist in die Jahre gekommen. Gleichzeitig steigen die Anforderungen an die Infrastruktur durch die Verkehrsintensität und die Entwicklung von autonomen und vernetzten Verkehrssystemen. Um die Funktion und die Verfügbarkeit des Verkehrsnetzes zu gewährleisten, nimmt die Bedeutung einer häufigeren und digital gestützten Instandhaltung unserer Bauwerke stetig zu. Um Zeit und Ressourcen zu sparen, wird es zudem notwendig, den Instandhaltungsprozess zu optimieren und vorausschauende Funktionalitäten zu implementieren. Das Konzept des digitalen Zwillings kann der Schlüssel zum Erreichen dieser Transformation sein. In diesem Beitrag soll das Konzept des digitalen Zwillings und seiner Umsetzung an der Köhlbrandbrücke in Hamburg vorgestellt werden.

1 Einleitung

Das Rückgrat einer starken Wirtschaft ist eine funktionierende, verfügbare, effiziente und sichere Infrastruktur. Mit einem alternden Verkehrsnetz und einem stetig steigenden Verkehrsaufkommen auf Straße und Schiene steht Deutschland derzeit vor einer großen Herausforderung: Der Zustand alter Brückenbauwerke muss genau bewertet werden, Instandhaltungsarbeiten müssen fach- und zeitgerecht durchgeführt, bestehende Brücken repariert oder ersetzt und neue Verkehrswege bedarfsgerecht gebaut werden.

In Anbetracht der aktuellen Herausforderungen in unserer Gesellschaft sollte das Ziel einer leistungsfähigen Infrastruktur mit den Anforderungen hinsichtlich finanzieller Beschränkungen, der Einsparung von Personal- und Materialressourcen und der Verringerung unseres ökologischen Fußabdrucks in Einklang gebracht werden. Dies kann erreicht werden, indem die Lebensdauer bestehender Anlagen verlängert und gleichzeitig die hohen Sicherheitsanforderungen an den Betrieb der Infrastruktur und ihre Robustheit in der Gegenwart und in der Zukunft aufrechterhalten werden. Gegenwärtig ist ein großer Teil der bestehenden Infrastruktur in Deutschland mangelhaft. Gründe dafür sind Alter, schlechter Zustand, gestiegene Verkehrsanforderungen oder veraltete konstruktive Gestaltung. Die derzeitigen Instandhaltungsmethoden können mit diesen Entwicklungen oft nicht Schritt halten. Es ist daher notwendig, die derzeitigen Instandhaltungsprozesse für unsere Infrastruktur zu optimieren, indem die strukturelle Bewertung verbessert und der Übergang von der derzeitigen reaktiven zu einer weitgehend digitalen, vorausschauenden Instandhaltung ermöglicht wird.

Die Digitalisierung und ihre Auswirkungen auf das Bauwesen bieten die Möglichkeit, diesen Übergang in der Instandhaltung in Wirklichkeit zu realisieren. Durch die Ausstattung von Infrastrukturanlagen mit gut ausgewählten Sensoren, die mit IoT-Systemen (Internet of Things) verbunden sind, durch die Aggregation und Synthese von Messdaten und die Verknüpfung dieser automatisch generierten Daten mit klassischen Inspektionsergebnissen wird es möglich, eine ausreichende Datenhistorie zu generieren, um den aktuellen Zustand präzise zu bewerten und seine Entwicklung vorherzusagen. Die rasante Entwicklung der Technologien, gepaart mit dem zunehmenden Interesse und Bewusstsein der Bauherren und Anlagenbetreiber, wird in den nächsten Jahren zu erheblichen Fortschritten in diesem Bereich führen.

In diesem Beitrag soll gezeigt werden, wie das Konzept des digitalen Zwillings uns bei der Erfassung, Analyse und Aggregation verschiedener Datentypen helfen kann, um die Datengrundlage für die Bewertung des aktuellen Zustands eines Bauwerks und die Vorhersage seiner künftigen Entwicklung zu verbessern. Die verschiedenen Schritte auf dem Weg zum digitalen Zwilling einer Infrastrukturanlage werden anhand einer realen Brücke im Rahmen des Pilotprojekts smartBRIDGE Hamburg demonstriert.

2 Status Quo der Instandhaltung von Brücken in Deutschland

Für Brücken ist die manuelle, zyklische Prüfung nach der DIN 1076 [3] seit 1930 Stand der Technik. Seit den 1990er Jahren wird die Prüfung nach der RI-EBW-PRÜF [4] in der Regel elektronisch im Programmsystem SIB-Bauwerke dokumentiert, wobei Struktur und Umfang der Bauwerksinformationen durch die ASB-ING [5] festgelegt sind. Zusammen mit der RPE-ING [6] verfügt Deutschland über ein einheitliches, konzeptionell schlüssiges, bewährtes und akzeptiertes Vorgehen für die Instandhaltung von Ingenieurbauwerken.

Die Prüfung wird von qualifizierten Brückenprüfern durchgeführt, die das Bauwerk anhand von sichtbaren oder hörbaren (durch Hammerschläge) Schäden beurteilen. Alle sechs Jahre ist eine Hauptprüfung erforderlich, bei der auch schwer zugängliche Bereiche des Bauwerks von Hand und gegebenenfalls mit Hilfe von Rüstungen o. ä. untersucht werden. Drei Jahre

nach einer Hauptprüfung wird eine einfache Prüfung als intensive, erweiterte Sichtprüfung durchgeführt, in der Regel ohne Zuhilfenahme von Rüstungen.

Ziel dieses zyklischen Verfahrens ist es, Schäden rechtzeitig zu erkennen und zu beheben, bevor schwerwiegendere Folgen auftreten. Dieses Verfahren ermöglicht eine reaktive Instandhaltung der Assets auf der Grundlage vorhandener und eindeutig feststellbarer Schäden. Tritt jedoch ein schwerwiegender Schaden auf, muss zunächst dessen Ursache untersucht werden, bevor Sanierungsmaßnahmen geplant und durchgeführt werden können. In der Zwischenzeit muss das Bauwerk oft für den Schwerlastverkehr gesperrt oder die Anzahl der Fahrspuren reduziert werden, was über einen längeren Zeitraum zu erheblichen Verkehrsbehinderungen führt. Mit der Verbesserung der Vorhersagbarkeit, Effizienz, Kontrollierbarkeit und Koordination von Instandhaltungsmaßnahmen profitieren Anlagenbesitzer von der Umstellung auf eine vorausschauende Instandhaltung. Die klassische Inspektion muss durch eine kontinuierliche, automatische sensorgestützte Überwachung ergänzt werden, um eine ausreichende Datenbasis zu erhalten für eine anschließende komplexe Analyse des Zustands und einer Zustandsprognose. Dieser Ansatz ist zwar bereits Teil des 2011 gestarteten Forschungsprojektclusters "Intelligente Brücke" der Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt) [7], wurde aber bisher noch nicht an einem realen Großbauwerk umgesetzt.

3 Das Konzept des digitalen Zwillings

Das Konzept des digitalen Zwillings hat bereits verschiedene industrielle Anwendungen. Aufgrund der Entwicklung des Building Information Modeling (BIM) und des Internets der Dinge (IoT) im Bauwesen und der dadurch entstehenden Datenmengen wird das Konzept des digitalen Zwillings gerade erst im Bauwesen übernommen.

Ähnlich wie BIM sollte der digitale Zwilling nicht als eine Technologie, sondern als ein Prozess verstanden werden. Da "digitaler Zwilling" ein unspezifischer Begriff ist, hat ihn das Digital Twin Consortium wie folgt definiert: "Ein digitaler Zwilling ist eine virtuelle Darstellung von realen Einheiten und Prozessen, die mit einer bestimmten Frequenz und Genauigkeit synchronisiert werden. Digitale Zwillinge transformieren Unternehmen, indem sie ein ganzheitliches Verständnis, eine optimale Entscheidungsfindung und effektive Maßnahmen beschleunigen. Digitale Zwillinge nutzen Echtzeit- und historische Daten, um die Vergangenheit und Gegenwart darzustellen und die Zukunft zu simulieren. Digitale Zwillinge sind durch Ergebnisse motiviert, auf Anwendungsfälle zugeschnitten, durch Integration angetrieben, auf Daten aufgebaut, durch Domänenwissen geleitet und in IT/OT-Systeme implementiert" [8].

Im Hinblick auf die oben genannten Ziele zur Verbesserung der Instandhaltung von Brücken ist der digitale Zwilling ein geeignetes und attraktives Konzept. Das Konzept ist hinreichend flexibel und leistungsfähig, um Informationen aus der klassischen Inspektion, aus dem Monitoring und aus dem Building Information Modeling zu kombinieren und mit Simulationen oder Modellen in einer durchgängigen, effizienten, digitalen Prozesskette zu verarbeiten. Das Konzept kann auch um Finanzdaten aus Investition oder Betrieb erweitert werden, was eine Priorisierung von Instandhaltungsaktivitäten und eine Verbesserung der langfristigen Instandhaltungsstrategie ermöglicht.

Ein digitaler Zwilling kann sich aus mehreren digitalen Zwillingen zusammensetzen und digitale Zwillinge können vernetzt werden. Dies ist ein sehr wichtiges Merkmal für Infrastrukturbetreiber, da sie nicht nur einzelne Objekte analysieren wollen, sondern Netzwerkanalysen und Analysen von Anlagenklassen benötigen, um Gesamtlösungen aus strategischer Sicht zu entwickeln [9], [10]. Darüber hinaus werden im Hinblick auf die Mobilität der Zukunft (Mobilität 4.0) die genauen, aktuellen und vernetzten Infrastrukturinformationen Voraussetzung für das autonome und vernetzte Fahren.

Es sei darauf hingewiesen, dass ein BIM-Model kein digitaler Zwilling ist, denn ein digitaler Zwilling ist ein dynamisches, vernetzbares Modell eines Assets und hat eine dauerhafte Verbindung zur realen Welt (siehe Abb. 1). BIM-Modelle sind statische Modelle, die nicht ohne manuelle Eingriffe geändert werden können und nicht vernetzbar sind. BIM ist nicht für Analysen in Echtzeit ausgelegt, was seine Nutzbarkeit im Rahmen des Instandhaltungsmanagements einschränkt, aber eine unabdingbare Grundlage für den digitalen Zwilling darstellt. Es werden daher Anstrengungen unternommen, die BIM capability map zu erweitern [9].

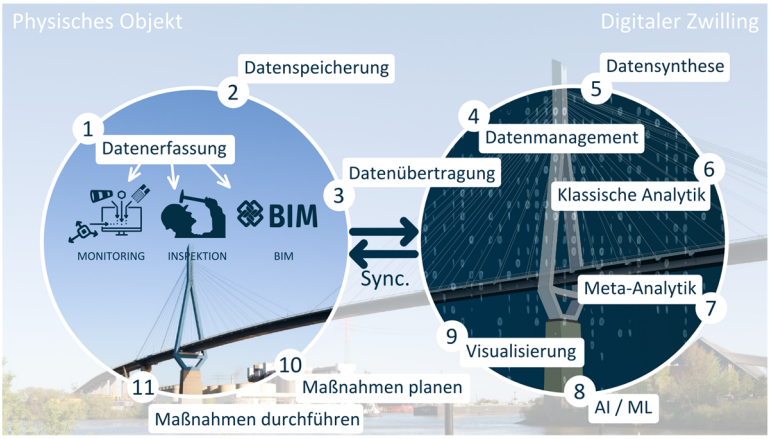


Abbildung 1: Interaktion zwischen realem und digitalem Zwilling
Grafik: MKP GmbH, nachgezeichnet aus [9]

Damit das Konzept des digitalen Zwillings umgesetzt werden kann, müssen mehrere Voraussetzungen erfüllt sein:

- Die Methoden für die Umsetzung eines optimalen Überwachungskonzepts, für die automatische Datenanalyse, für die Aggregation von Daten zu Indikatoren, für die Integration von Inspektionsergebnisse und für die Ableitung einer Life-Cycle-Management-Strategie müssen entwickelt werden.
- Die bestehenden Hard- und Softwarelösungen müssen angepasst bzw. neue Lösungen geschaffen werden.
- Die Akzeptanz des Konzepts durch die Stakeholder muss hergestellt werden.

4 Das Pilotprojekt smartBRIDGE Hamburg

Die Stadt Hamburg und die Hamburg Port Authority (HPA) arbeiten intensiv an der Optimierung ihrer Instandhaltungsstrategie, da der Hafen als multimodales Verkehrsnetz täglich ein erhebliches Verkehrsaufkommen zu bewältigen hat, das eine hohe Verfügbarkeit der Infrastruktur erfordert. Inhalt des von der HPA initiierten Projekts smartBRIDGE Hamburg ist die Schaffung eines Großdemonstrators zur Umsetzung und Erprobung des Konzepts des digitalen Zwillings mit dem Ziel einer innovativen Verbesserung der Instandhaltung für Brücken im Hinblick auf die Übertragbarkeit auf andere Assetklassen.

Die Köhlbrandbrücke in Hamburg (siehe Abb. 2) ist eine der wichtigsten Brücken des Hafens und verbindet dessen westlichen Teil und die Autobahn A7 mit seinem östlichen Teil und der Autobahn A1. Aufgrund ihrer Größe und der Vielfalt und Komplexität ihrer Struktur ist diese Brücke ein ideales Beispiel für die Erprobung des Konzepts des digitalen Zwillings. Die Köhlbrandbrücke ermöglicht es somit, die Skalierbarkeit des Konzepts zu zeigen und die technischen Möglichkeiten und den Nutzen im Hinblick auf die Brückeninstandhaltung zu demonstrieren.

Abbildung 2: Blick auf die Köhlbrandbrücke im Hamburger Hafen
Foto: HPA

Aus technischer Sicht konzentriert sich das Projekt auf die Überwachung des Bauwerkszustands durch Sensoren und die Gewinnung aggregierter Kennzahlen. Die sogenannten Zustandsindikatoren werden durch einen komplexen Auswertungsprozess ermittelt und ermöglichen einen schnellen Überblick über den Brückenzustand.

Aufgrund der Komplexität des Projekts wurde vom Auftraggeber ein multidisziplinäres Team bestehend aus Marx Krontal Partner, customQuake und WTM Engineers mit der Durchführung des Pilotprojekts beauftragt. In der Projektlaufzeit von rund zwei Jahren mussten die Kompetenzen in den Bereichen Brückenbau, Wartung und Inspektion, Softwarearchitektur, Monitoring, Data Science und Usability zusammengeführt werden, um die erwartete Innovation zu ermöglichen.

5 Die Schritte auf dem Weg zum digitalen Zwilling einer Brücke

Für die Realisierung des digitalen Zwillings eines Infrastrukturbauwerks wurden sechs entscheidende Schritte identifiziert, die in den folgenden Abschnitten vorgestellt werden.

5.1 Monitoring als eine maßgebliche Datenquelle für die Ermittlung von Zustandsinformationen

Die Überwachung des Bauwerks und seiner Komponenten mit verschiedenen, sinnvoll ausgewählten und optimal platzierten Sensoren ist der Schlüssel zur Generierung der erforderlichen historischen Datenbasis, um den aktuellen Brückenzustand objektiv und präzise in Echtzeit zu bewerten und seine künftige Entwicklung vorherzusagen. Fest installierte Sensoren ermöglichen eine kontinuierliche Überwachung, sind aber in der Regel auf einen lokalen Bereich beschränkt. Aus diesem Grund sind Sensoren eine wichtige Ergänzung zur klassischen und integralen Prüfung, können diese aber nicht ersetzen.

Im Hinblick auf die Brückeninstandhaltung lassen sich folgende zusätzliche Anwendungsfälle und Vorteile von Monitoring identifizieren:

- Die Datenhistorie ermöglicht eine bessere Analyse der Ursache von beobachteten Schäden bei der Inspektion und eine zielgerichtete Festlegung von notwendigen Instandhaltungsmaßnahmen.
- Der Einfluss von Nutzungsänderungen oder Sondernutzungen (Schwerlasttransporte, Überlastungen) kann nachvollzogen werden.
- Die kontinuierliche automatisierte Überwachung in bestimmten Bereichen (z. B. schadhafte oder schwer zugängliche Bereiche) kann eine Inspektion entlasten oder zeitweise ersetzen.
- Die Wirksamkeit von Ausgleichsmaßnahmen kann überwacht oder optimiert werden.
- Die Daten können genutzt werden, um zusätzliche Funktionsstörungen, Schäden oder kritische Schadensverläufe zu identifizieren, die bei einer Inspektion bewertet werden müssen.

Um diese Vorteile zu erreichen, muss das Monitoring jedoch sorgfältig geplant und durchgeführt werden. Die Fragen, die in der Konzeptionsphase beantwortet werden müssen, sind:

- Welche Teile der Struktur müssen überwacht werden, um das Strukturverhalten zu identifizieren und Veränderungen zu erkennen?
- Welche Sensoren und welche Anordnung sind geeignet, um das Strukturverhalten zu erfassen?
- Welche Analyseverfahren sind notwendig, um aus den Messdaten die erwarteten Eigenschaften abzuleiten?

Im Projekt smartBRIDGE Hamburg wurde dieser Prozess für die verschiedenen Bauwerkstypen (Schrägseilbrücke und Spannbetonbrücken) und für die verschiedenen Strukturelemente der Köhlbrandbrücke (Kabel, Lager, Überbau etc.) durchgeführt. Von den drei Fragen ist (1) die komplexeste, aber auch die wichtigste, da die Qualität und Effektivität des Monitorings von dieser Analyse und der Identifizierung der kritischen Teile abhängt. Aber aufgrund der Größe einer Brücke, ihrer Einzigartigkeit, ihrer Lebensdauer von bis zu 100 Jahren und der langsamen Degradationsrate muss eine differenzierte Sensitivitätsanalyse des Bauwerks durchgeführt werden. Die Identifizierung von "Schwachstellen" basiert auf der folgenden Analyse der Brücke: (a) modellbasierte Analyse, z. B. Nachrechnung, (b) zustandsbasierte Analyse unter Berücksichtigung von Inspektionsergebnissen, (c) entwurfsbasierte Analyse, die den aktuellen Entwurf mit ähnlichen, in der Literatur dokumentierten Entwürfen vergleicht und (d) erfahrungsbasierte Analyse unter Berücksichtigung des Know-hows des Bauwerksprüfers und Asset Managers.

Um eine Priorisierung der Untersuchungsbereiche vorzunehmen, wurden die Ergebnisse der Sensitivitätsanalyse nach der FMECA-Methode (Failure Mode and Effects and Criticality Analysis) [11] ausgewertet.

5.2 Die Aggregation von Messdaten als Schlüsseletappe zur Generierung konsumierbarer Zustandsindikatoren

Während bei der klassischen Brückenprüfung nach DIN 1076 [3] vorhandene Schäden bewertet werden, dienen Ausführungsstatiken und Nachrechnungen bestehender Bauwerke unter anderem dazu, rechnerische Sicherheitsdefizite und damit potenzielle Schäden zu identifizieren. Sensorgestütztes Monitoring kann sowohl zur Unterstützung der klassischen Brückenprüfung als auch zur numerischen Analyse eingesetzt werden.

Im ersten Fall können Schäden und Schadensszenarien zur Unterstützung der klassischen Inspektion direkt mit Sensoren überwacht werden. Vorhandene Schäden können überwacht werden, um eine Degradation zu erkennen oder einen Zeitpunkt für Instandhaltungsmaßnahmen vorherzusagen (z. B. für Elastomerlager). Rechnerische Defizite, die zu duktilem oder sprödem Versagen führen können, lassen sich überwachen, indem z. B. die Spannungen gegen vordefinierte Spannungsgrenzwerte geprüft werden oder indem die Versagenswahrscheinlichkeit mittels probabilistischer Analyse berechnet wird. Im zweiten Fall können Sensordaten zur Verifizierung des Strukturmodells oder zur Ableitung eigener Modelle für Einwirkungen, z. B. für Verkehr, Wind oder Temperatur, verwendet werden.

Es stellt sich nun die Frage, wie die Messdaten einer Vielzahl unterschiedlicher Sensoren aggregiert werden können, um verwertbare Informationen zu generieren. Die Aufgabe besteht darin, numerische Daten (Spannungswerte, Auslastung) zu einem semantisch zugänglichen Indikator (z. B. guter Zustand/schlechter Zustand) zu aggregieren. Ein mögliches Versagen eines Bauteils kann in der Regel durch verschiedene Schadensszenarien (z. B. Beulen, Ermüdung) verursacht werden, die in einem ersten Schritt zu identifizieren sind. Die Zustandsbewertung eines Bauteils ist dann ein Ergebnis verschiedener Teilbewertungen für jedes Schadensszenario (z. B. Nachweis gegen Beulen, Nachweis gegen Ermüdung), die in einem zweiten Schritt durchgeführt werden. Jede Teilbewertung wird dann einem Bewertungssystem unterzogen (z. B. Zahlenwert von 1,0 bis 4,0). So werden im dritten Schritt die Teilbewertungen so bewertet, dass diese Zustandsnote den Teilzustand eines

Bauteils angibt (PCI: Partial Condition Indicator). Diese Teilzustandsindikatoren können direkt mit einer semantisch zugänglichen Bewertung verknüpft werden (z. B. 1,0: sehr guter Zustand bis 4,0: ungenügender Zustand). Im letzten Schritt werden die verschiedenen Teilzustandsindikatoren innerhalb eines Bauteils zu einem einzigen Zustandsindikator (CI) aggregiert.

Abbildung 3 zeigt eine schematische Übersicht über den Aggregationsprozess von Messdaten zu einem Zustandsindikator. Bei den Messdaten handelt es sich um zeitlich veränderliche, elektrische Signale, die durch physikalische Prozesse aus der Umgebung erzeugt werden. Zur Interpretation dieser Signale wird eine Datenbereinigung und Umrechnung in physikalische Werte durchgeführt. Darüber hinaus müssen diese physikalischen Werte in Ergebnisdaten umgewandelt werden (z. B. Dehnung in Spannung), die dann für die Zustandsbewertung benötigt werden. Für eine einheitliche Bewertung von messtechnischen PCIs und von PCIs aus der Inspektion wird die Bewertungsmethode für die messtechnischen PCIs in Anlehnung an die Bewertungsmethode von [3] und [4] gewählt. Jeder PCI besteht aus einer Bewertung bezüglich der drei Klassifizierungen S (Tragsicherheit), V (Verkehrssicherheit) und D (Dauerhaftigkeit).

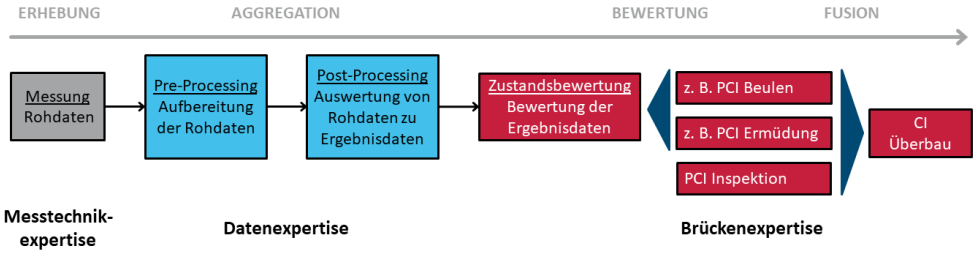


Abbildung 3: Aggregationsprozess von den Messdaten zu Zustandsindikatoren
Grafik: MKP GmbH

Insgesamt lässt sich die Aggregation der Rohdaten durch die folgenden drei Aggregationsstufen zusammenfassen (siehe auch Abb. 3):

- Datenaggregation und -auswertung: Die Rohdaten werden verarbeitet und anhand von Versagens- oder Schadensszenarien ausgewertet.
- Partielle Bewertung: Die Ergebnisse der Schadensbewertung werden bewertet, um einen partiellen Zustandsindikator für jeden potenziellen Schaden zu erhalten.
- Zustandsaggregation: Die Teilzustandsindikatoren werden zu einem Zustandsindikator aggregiert.

Einer von vielen monitoringbasierten Teilzustandsindikatoren ist zum Beispiel der PCI "Beulen" des Zustandsindikators CI "Überbau". Eine genauere Erläuterung zur Methode des monitoringgestützten Beulnachweises findet sich in [12].

Auch wenn eine Bauteilgruppe nicht durch Sensoren überwacht wird, wird der Zustandsindikator einer Bauteilgruppe zumindest durch den PCI der Inspektion bewertet. Damit ist die Methode auf jede Bauteilgruppe eines jeden Bauwerks anwendbar (Abwärtskompatibilität).

5.3 Die Kombination aus klassischer Inspektion und Monitoring zur integralen Zustandsbewertung

Ein großer Mehrwert dieses Projekts ist die parallele Erhebung von zyklischen Inspektionsdaten (3/6 Jahre) und von Monitoringdaten, die eine objektive, vollständige und Echtzeitbewertung des Brückenzustands ermöglichen. Die Daten sind heterogen: darunter manuell erfasste Schäden, gemessene und analysierte Daten oder Informationen zu den Einwirkungen. Ziel des Projekts ist es, all diese Daten zu verarbeiten und zusammenzuführen, um eine allgemeine und objektive Information über den Zustand der Brücke zu erhalten.

Die Bewertung von Schäden ist derzeit in [4] genormt, in [13] dokumentiert und in der Software SIB-Bauwerke implementiert. Diese Bewertungsmethode führt zu einer einfachen Einstufung der Schäden/Bauteile/Bauteilgruppen/Bauwerk mit Noten zwischen 1,0 (guter Zustand) und 4,0 (unzureichender Zustand). Die Gesamtbewertung erfolgt auf der Grundlage der erfassten Schäden.

Diese von Ingenieuren und Bauherren akzeptierte Bewertungsmethode soll auch bei der Auswertung von Messdaten angewendet werden (siehe Abb. 4). Die aus den Messdaten neu abgeleitete Teilzustandsindikatoren (PCI) werden bei der Bewertung wie Schäden behandelt. Anschließend werden diese aus Inspektion (Schäden) und Monitoring stammenden PCIs zu einem Zustandsindikator (CI) einer Bauteilgruppe zusammengeführt. Jede Bauteilgruppe und jedes Bauwerk erhalten einen Wert zwischen 1,0 und 4,0. Mit dieser Methode ist es möglich, die Bewertung des Brückenzustands zu optimieren, indem ihre Qualität, Objektivität und Aktualität erhöht wird, ohne das bekannte Ausgabeformat zu ändern.

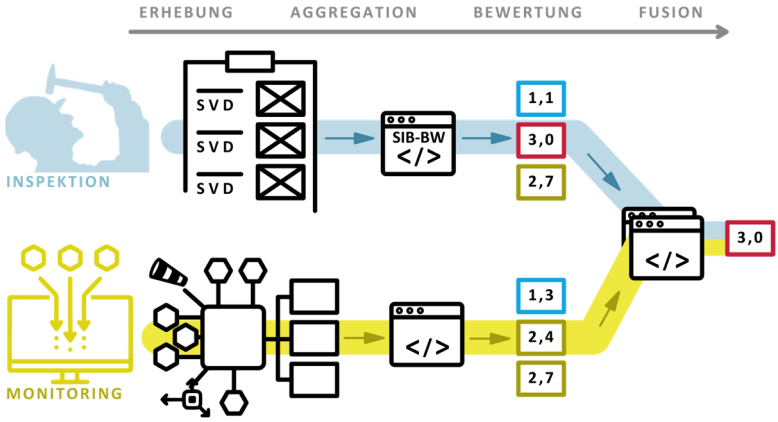


Abbildung 4: Datenfusion aus der klassischen Bauwerksprüfung und aus Monitoring
Grafik: MKP GmbH

5.4 BIM: das geometrische und semantische Skelett des digitalen Zwillings

Das BIM-Model ist das Skelett des digitalen Zwillings und hat deshalb eine Schlüsselrolle innerhalb des Projekts. Aber wie in Abschnitt 3 erwähnt, ist ein BIM-Model kein digitaler Zwilling, denn ein digitaler Zwilling ist ein dynamisch mit der realen Welt verknüpftes

Modell eines Assets mit aktuellen Zustandsdaten. Das Building Information Model stellt diese Art von Daten nicht zur Verfügung. Die Stärken von BIM liegen in der Visualisierung von Geometrien und in der Verknüpfung von statischen Informationen mit 3D-Objekten. Daher wird BIM im Rahmen dieses Projekts für genau diese Zwecke entsprechend den folgenden Anwendungsfällen eingesetzt (siehe auch Abb. 5):

- Darstellung der Brückengeometrie für die Front-End-Visualisierung,
- Strukturelle Klassifizierung entsprechend ASB-ING [5] zur Front-End-Filterung, Navigation und Hervorhebung einzelner Teile des Bauwerks,
- Lokalisierung von Schäden aus der Inspektion in Abhängigkeit der Zeit,
- Lokalisierung von Detailuntersuchungen (Diagnostik),
- Lokalisierung der Sensoren.

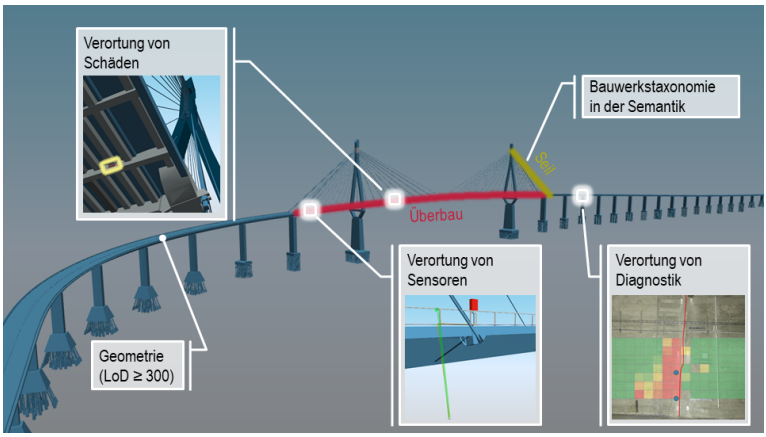


Abbildung 5: Anwendungsfälle von BIM im Konzept des digitalen Zwillings
Grafik: MKP GmbH

Neben der Front-End-Navigation bietet BIM die Möglichkeit, die generierten Informationen (Zustandsindikatoren, Schäden) in einen zeitlichen und räumlichen Kontext zu stellen.

Heute werden bereits viele neue Infrastrukturbauprojekte mit BIM realisiert. Eine Übertragbarkeit des Konzepts auf andere Projekte/Bauwerke ist somit gewährleistet und für die Zukunft vielversprechend.

5.5 Datenarchitektur und Datenmanagement: das technische Skelett des digitalen Zwillings

Um den digitalen Zwilling mit allen notwendigen Inhalten zu füttern, müssen Daten aus verschiedenen und heterogenen Datenquellen (Messdaten, Bauwerksdaten, Prüfberichte, IoT-Geräte usw.) zusammengeführt werden.

Alle für die Verarbeitung und Visualisierung notwendigen Informationen werden aus einer einheitlichen Datenbank, in diesem Fall einem OGC-Sensorthings-Server, geladen. Über mehrere spezifische Schnittstellen zu diesem Sensorthings-Server können IoT-Geräte Daten

direkt in das System schreiben. Derzeit wird eine MQTT- oder http-Verbindung für die Datenübertragung von IoT-Geräten verwendet. Die redundante Speicherung von Messdaten kann so für viele Messaufgaben entfallen. Die Verarbeitung erfolgt durch eine Processing Engine, die sich infrastrukturell an einem Extract-Transform-Load (ETL) Framework orientiert. Die einzelnen Datenverarbeitungsschritte werden über die Engine gesteuert und ausgeführt und bestehen aus Microservices, die jeweils einen kleinen Teil der gekapselten Fachlogik enthalten. Durch Verkettung dieser Microservices können Verarbeitungspipelines erstellt werden. Wenn derselbe Berechnungs- oder Aufbereitungsprozess auf unterschiedliche Daten angewendet werden kann, können diese Pipelines mit den zugehörigen Konfigurationsparametern und Eingabedaten mehrfach parallel genutzt werden.

Alle notwendigen Prozessschritte von der Aggregation bis zur Fusion können über diese Verarbeitungsstruktur abgebildet werden. Darüber hinaus benötigt jede in das System importierte Datenquelle einen speziellen Adapter, um die heterogene Datenstruktur in eine einheitliche und smartBRIDGE-konforme Struktur zu bringen. Nach der Datenvereinheitlichung folgen weitere Verarbeitungsschritte zur Prozessierung der Daten. Ziel dieser Verarbeitung ist die Berechnung des PCI und des CI (siehe Abschnitt 5.2). Die bei der Berechnung entstehenden Zwischen- und Endergebnisse werden ebenfalls auf dem Sensorthings-Server gespeichert. Um jederzeit die gewünschten Daten in der Visualisierung zu finden, können die konfigurierten Prozessketten zur Verarbeitung der Daten über ereignisbasierte, zeitbasierte oder manuelle Trigger ausgeführt werden.

Der Zugriff auf jede Datenaggregationsebene wird über zwei verschiedene Human Machine Interfaces gewährleistet, die im folgenden Abschnitt vorgestellt werden.

5.6 Das Human Machine Interface: Schlüssel zum Erfolg und zur Akzeptanz des digitalen Zwillings

Um konsumierbar zu sein, müssen alle Informationen des digitalen Zwillings, die Verknüpfung der Daten untereinander sowie deren Bezug zu Zeit und Raum zu den handelnden und entscheidenden Personen transportiert werden. Daher wurde ein mehrstufiges Human Machine Interface (HMI) entworfen, das die unterschiedlichen Anforderungen der verschiedenen Nutzergruppen berücksichtigt. Die Hauptaufgabe bei der Entwicklung des HMI bestand darin, die Benutzeroberfläche trotz der Komplexität der zugrundeliegenden Daten und Prozesse intuitiv konsumierbar zu machen und gleichzeitig an jeder Stelle in die Tiefe der Daten eintauchen zu können.

conditionCONTROL ist die Visualisierung, die auf dem 3D-Modell des Assets basiert und geolokalisierte Kennzahlen und kontextuell hinzugefügte Daten zeigt, die eine schnelle Erfassung und einen vollständigen Überblick über den aktuellen Zustand auf einem hohen Aggregationsniveau ermöglichen, um schnelle Entscheidungen zu treffen (siehe Abb. 6). Die Navigation kann explorativ sein, indem man sich im 3D-Kontext bewegt (Explore-Mode) oder geführt sein, indem man die Menüs benutzt (Tour-Mode). Beide Modi sind miteinander verknüpft und ermöglichen einen Drill-Down von der Asset-Ebene bis zur Detailkomponente oder der Schadensebene. Die zugehörige Software-Architektur ist so konzipiert, dass sie sowohl die klassische browserbasierte Darstellung als auch Augmented Reality (AR) oder Virtual Reality (VR) Displays ermöglichen.

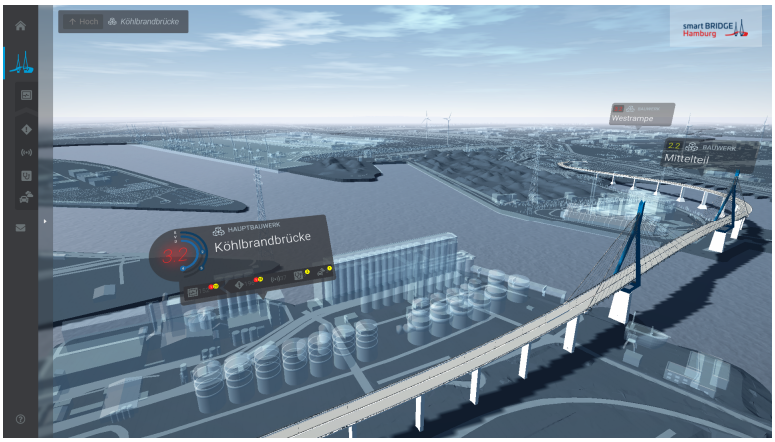


Abbildung 6: Web-Interface conditionCONTROL
Grafik: Projektkonsortium smartBRIDGE Hamburg

expertCONTROL ist die Visualisierung für die detaillierten Daten mit Zugriff auf die verschiedenen Aggregationsstufen von den ersten Messdaten bis zu den aggregierten Informationen. Damit ist die Entwicklung der berechneten Daten nachvollziehbar.

Auf diese Weise schafft das HMI einen einzigen Zugangspunkt zum digitalen Zwilling. Durch die Priorisierung der Benutzerfreundlichkeit der Schnittstelle kann die Methodik der Datenaggregation und -fusion den verschiedenen Benutzergruppen leicht vermittelt werden. Dadurch wird die Akzeptanz des Konzepts des digitalen Zwillings erhöht und sein Erfolg bei der Evolution der Instandhaltung von Brücken gewährleistet.

6 Zusammenfassung

Um die Instandhaltung von Brücken zu optimieren, ist es notwendig, die Arbeit der Brückenprüfer bei der Erkennung von Anomalien und Schäden und der Analyse des Brückenzustands durch die Überwachung des Bauwerks mit Sensoren zu unterstützen. Dies ermöglicht die Erfassung von Daten in Echtzeit. Die gesammelte Datenhistorie ist die Grundlage für eine vorausschauende Instandhaltung. Das Konzept des digitalen Zwillings ist eine innovative Entwicklung zur Optimierung der Instandhaltung. Das in diesem Beitrag vorgestellte Konzept weist die folgenden Hauptmerkmale auf:

- Fusion von Daten aus der klassischen Inspektion und aus Monitoring,
- Aggregation heterogener Datenquellen zu Zustandsindikatoren mit einheitlicher Auswertungsmethode,
- Technologische Konvergenz von BIM, Monitoring und IoT zu einem leistungsfähigen Konzept,
- Hohe Anforderungen an die Benutzerfreundlichkeit der Navigation.

Bei dem in diesem Beitrag vorgestellten Projekt handelt es sich um eine erste Umsetzung des Konzepts, das an einer Brücke demonstriert wurde. Das Konzept ist jedoch leistungsfähig

genug, um auf andere Assets ausgeweitet zu werden und die Integration weiterer Innovationen zu unterstützen, z. B. die automatische Erstellung eines 3D-Modells mit Photogrammetrie oder LIDAR-Technologie, die automatische datenbasierte Erkennung von Anomalien (Selbstinspektion), die Anwendung künstlicher Intelligenz zur Analyse von Messdaten und Erstellung von Prognosen. Diese Entwicklung ist notwendig, um die Anforderungen an das Verkehrsnetz der Zukunft zu erfüllen.

Literatur

[1] Wenner, M., M. Meyer-Westphal, M. Herbrand, C. Ullerich. The Concept of the Digital Twin to Revolutionise the Infrastructure Maintenance: the Pilot Project smartBRIDGE Hamburg, in Proceedings of 27th ITS World Congress, Hamburg, Germany, 11-15 October 2021

[2] Wenner, M.; Marx, S.; Meyer-Westphal, M.; Herbrand, M.; Ullerich, C.: smartBRIDGE Hamburg – die Brückeninstandhaltung der Zukunft, In: Curbach, M.; Marx S. (Hrsg.): Tagungsband des 31. Dresdner Brückenbausymposiums. Planung, Bauausführung, Instandsetzung und Ertüchtigung von Brücken, Technische Universität Dresden, 07. - 08. Juni 2022, S. 139 - 150

[3] DIN 1076:1999-11: Ingenieurbauwerke im Zuge von Straßen und Wegen – Überwachung und Prüfung.

[4] Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur (Hrsg.): Richtlinien für die Erhaltung von Ingenieurbauten (RI-ERH-ING) – Richtlinie zur einheitlichen Erfassung, Bewertung, Aufzeichnung und Auswertung von Ergebnissen der Bauwerksprüfungen nach DIN 1076, RI-EBW-PRÜF. 2017

[5] Bundesministerium für Verkehr, Bau- und Stadtentwicklung, Abteilung Straßenbau (Hrsg.): Anweisung Straßeninformationsbank Segment Bauwerksdaten, ASB-ING. 2013

[6] Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur (Hrsg.): Richtlinie für die Planung von Erhaltungsmaßnahmen an Ingenieurbauwerken, RPE-ING. (Entwurf) 2019

[7] Schnellenbach-Held, M.; Karczewski, B.; Kühn, O.: Intelligente Brücke – Machbarkeitsstudie für ein System zur Informationsbereitstellung und ganzheitlichen Bewertung in Echtzeit für Brückenbauwerke. Erschienen in: BASt Bericht B105, 2014

[8] Olcott, S.; Mullen, C.: Digital Twin Consortium Defines Digital Twin. 2020, https://blog.digitaltwinconsortium.org/2020/12/digital-twin-consortium-defines-digital-twin.html (Zugriff am 04.01.2021)

[9] Ullerich, C.; Grabe, M.; Wenner, M.; Herbrand, M.: smartBRIDGE Hamburg – prototypische Pilotierung eines digitalen Zwillings. Bautechnik 97 (2020) 2, S. 118–125

[10] Marzahn, G.: Die neue Erhaltungsstrategie des Bundes – Planung und Bau von Brücken auf den Hauptverkehrsrouten. In: Curbach, M.: (Hrsg.): Tagungsband zum

30. Dresdner Brückenbausymposium – Planung, Bauausführung, Instandsetzung und Ertüchtigung von Brücken, 09./10.03.2020 in Dresden, Dresden: Institut für Massivbau der TU Dresden, 2021, S. 27–31

[11] Werdich, M.: FMEA – Einführung und Moderation – Durch systematische Entwicklung zur übersichtlichen Risikominimierung (inkl. Methoden im Umfeld). Wiesbaden: Vieweg+Teubner, 2011.

[12] Herbrand, M.; Wenner, M.; Ullerich, C.; Rauert, T.; Zehetmaier, G.; Marx, S.: Beurteilung der Bauwerkszuverlässigkeit durch Bauwerksmonitoring – Probabilistischer Beulnachweis der Hamburger Köhlbrandbrücke. Bautechnik 98 (2021) 2, S. 93 – 104

[13] Haardt, P.: Algorithmen zur Zustandsbewertung von Ingenieurbauwerken. Erschienen in: Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen, Brücken- und Ingenieurbau, Heft B22, 1999

Baustatik – Baupraxis 15, © 2024, Technische Universität Hamburg

Hoch hinauf oder tief hinunter – Querungen der Unterelbe

Gerhard Zehetmaier, Per Dost

WTM Engineers, Hamburg

Zusammenfassung: Die Unterelbe verbindet den Hamburger Überseehafen mit der Nordsee, trennt Lebensräume voneinander und ist ein schwer zu überwindendes Hindernis. Elbquerungen sind stets herauffordernde Großprojekte, die stromabwärts der Hamburger Elbbrücken bislang nur durch Tunnelbauwerke realisiert wurden. Der Beitrag beschreibt anhand aktueller Beispiele, u.a. der Elbquerung für den SuedLink, wie planerisch den schwierigen Randbedingungen begegnet werden kann.

1 Hintergrund

Als Unterelbe wird der etwa 140 km lange Unterlauf der Elbe zwischen der Staustufe Geesthacht und der Elbmündung bei Cuxhaven bezeichnet (Abb. 1). In diesem Abschnitt unterliegt die Elbe dem Einfluss von Ebbe und Flut; der mittlere Tidenhub am Pegel St.Pauli beträgt rund 3,8 m. Auf einer Strecke von etwa 109 km, bis zu den Hamburger Elbbrücken, ist die Unterelbe von Hochseeschiffen befahrbar und verbindet den Hamburger Hafen, einen der größten Häfen Europas, mit der Nordsee. Durch ihre Funktion als Verkehrsweg und durch ihre enorme Breite – bei Glückstadt ist der Strom 3 km breit – trennt die Elbe Lebensräume und ist ein schwer zu überwindendes Hindernis. Derzeit existiert zwischen dem Hamburger Elbtunnel der BAB A7 und der Mündung in die Nordsee keine feste Straßen- oder Eisenbahnquerung, lediglich einige Versorgungsleitungen kreuzen den Strom. Trotz der äußerst herausfordernden Randbedingungen werden derzeit mehrere Querungen der Unterelbe geplant oder befinden sich im Bau; alle als Tunnelbauwerk (vgl. [1]).

2 Randbedingungen

Entscheidende Randbedingungen für Elbquerungen ergeben sich einerseits aus der Funktion des Stroms als Seeschifffahrtsstraße, andererseits aus den geologischen und hydrogeologischen Gegebenheiten der Elbmarsch.

Abbildung 1: Unterelbe zwischen Geesthacht und der Mündung (Bild: WTM Engineers)

Bis zum Hamburger Hafen ist die Elbe für Containerschiffe der Megamax-Klasse befahrbar, den derzeit größten im Einsatz befindlichen Frachtschiffen (Länge ca. 400 m, Breite ca. 61 m; Fracht > 20.000 TEU / 20-Fuß Standard-Container). Dafür beträgt die Solltiefe der Fahrrinne 17,3 m bei einer Breite von mindestens 250 m [2]. Die erforderliche Durchfahrtshöhe für die Containerschifffahrt liegt heute bei mehr als 70 m (vgl. Stonecutters Bridge, Hongkong: 73,5 m).

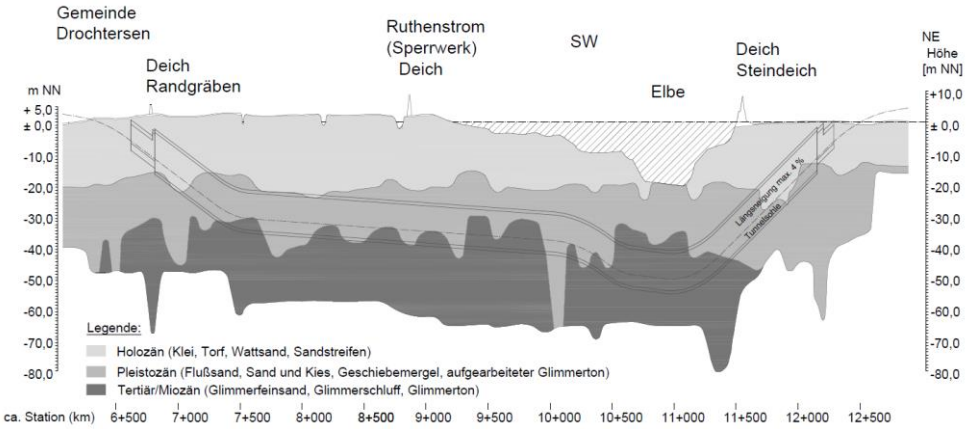


Abbildung 2: Geologischer Längsschnitt Elbquerung A20 bei Glückstadt (aus [1])

Geologisch wird die Unterelbe durch die nacheiszeitlich entstandene Elbmarsch geprägt – exemplarisch anhand der Elbquerung der BAB A20 dargestellt in Abb. 2. Die Geländeoberfläche der Marsch liegt etwa auf Höhe des Meeresspiegels; lediglich in Bereichen intensiver Nutzung wie z. B. im Hamburger Hafen stehen darüber teils mehrere Meter mächtige Auffüllungen an. Die anstehenden Marschböden bestehen aus holozänen organischen Weichschichten großer Mächtigkeit. Durch intensive Vegetation und die Entstehung von Mooren einerseits und die Ablagerung von Trübstoffen und Schlick in

Überflutungsgebieten des Elbe-Urstromtals andererseits haben sich Torf- und Wattsandlagen sowie vor allem Kleischichten mit Mächtigkeiten bis zu 20 m gebildet. Darunter stehen eiszeitliche (pleistozäne) Schmelzwassersande und -kiese der letzten Eiszeit sowie Lauenburger Tone, Beckensande und Geschiebemergel früherer Kaltzeiten an, teils mit eingelagerten Findlingen und Blöcken. Unterliegend, in großer Tiefe sind mächtige tertiäre Glimmerschluffe und -tone anzutreffen. Grundwasser steht in der Regel geländenah an; in den eiszeitlichen Sanden ist das Grundwasser gespannt und korrespondiert mit dem Wasserstand der Elbe.

3 Hoch hinauf – Hochbrücken

Auf dem von der Hochseeschifffahrt genutzten Stück der Unterelbe zwischen Hamburg und der Mündung wurden Hochbrücken bislang noch nicht realisiert. Die notwendige Durchfahrtshöhe von heute mehr als 70 m, die bei Straßenüberführungen Rampenbrücken von jeweils 1,5 bis 2 km Länge erforderlich machen würde, die erheblichen Spannweiten angesichts der Breite von Fahrrinne und Strom sowie der heterogene Baugrund, der stets eine Tiefgründung mindestens in den pleistozänen Sanden erfordert, machen Elbhochbrücken zu herausfordernden Großprojekten. In den 30er Jahren des 20. Jahrhunderts wurden Überlegungen für eine Autobahn-Hochbrücke als Hängebrücke über die Elbe an der Stelle des heutigen Elbtunnels der BAB A7 angestellt, allerdings wurde das Bauwerk nie verwirklicht [3]. Die bislang einzige Hochbrücke an der Unterelbe bzw. am Köhlbrand, einem Teilstück der Süderelbe im Hamburger Hafen, ist die zwischen 1970 und 1974 errichtete Köhlbrandbrücke. Mit einer Durchfahrtshöhe von nur 51 m bei MHW (mittleres Tidehochwasser) stellt sie allerdings für die Containerschifffahrt zum stromaufwärts gelegenen Containerterminal Altenwerder eine Barriere dar. Darum und wegen der aufgetretenen Ermüdungsschäden soll sie in den 2030er Jahren ersetzt werden. Für die kontinuierliche Überwachung und Beurteilung des Bauwerkszustandes wurde die Brücke im Rahmen des SmartBridge-Hamburg-Projekts mit mehreren hundert Sensoren ausgestattet, deren Messergebnisse an einem digitalen Zwilling aggregiert dargestellt werden (vgl. [4]).

Abbildung 3: Süderelbquerung
(Bild: Planungsgemeinschaft Süderelbquerung – sbp | WTM Engineers | Dissing + Weitling)

Wenige Kilometer stromaufwärts bei Moorburg ist der Bau einer weiteren Schrägseilbrücke über die Süderelbe als Teil der Hafenpassage der BAB A26 geplant (Abb. 3). Der Entwurf, der 2013 als Sieger aus einem Wettbewerb hervorging, sieht eine integrale Schrägseilbrücke mit einer Spannweite von 535 m vor. Die nach heutigen Maßsstäben kleine Durchfahrtshöhe von 53 m orientiert sich an den stromab gelegenen Kattwyck-Hubbrücken und stellt an der Stelle keine Einschränkung mehr für die Schifffahrt dar. Für die Gründung der Pylone sind aufwändige Pfahlgründungen mit jeweils 42 ca. 40 m langen, fußaufgeweiteten Bohrpfählen D = 1,50 m vorgesehen, zu deren Optimierung aktuell Pfahlprobebelastungen durchgeführt werden.

4 Tief hinunter – Tunnelquerungen

4.1 Überblick und Herausforderungen

Derzeit sind mehrere Tunnelquerungen in Planung bzw. in Bau (vgl. [1]): Die Versorgungstunnel für die Anbindung des Hamburger Fernwärmesystems an die Wärmequellen im Hamburger Hafen (FWS West: 1,2 km langer Schildtunnel mit Innendurchmesser 3,7 m) sowie die Elbquerung des SuedLink bei Glückstadt (ElbX: 5,2 km langer Schildtunnel mit Innendurchmesser 4,0 m) befinden sich in Bau, während die Elbquerung der Küstenautobahn BAB A20 bei Glückstadt (5,3 km langes Tunnelbauwerk mit 2 parallelen Röhren im Schildvortrieb mit Innendurchmesser 12,2 m) noch in Planung ist. Wesentliche technische Herausforderungen für Tunnelquerungen der Elbe sind:

- heterogener Baugrund und hoch anstehendes, teils tideabhängiges und gespanntes Grundwasser (vgl. Abschnitt 2 und Abb. 2)
- große Wassertiefen im Bereich der Fahrrinne mit tideabhängig variierendem Wasserstand, entsprechend große Tiefenlage der Tunnel (Tunneloberkante bei ElbX minimal bei -36 m NHN; bei A20 < -40 m NHN; NHN = Normalhöhennull) und damit hohen erforderlichen Stützdrücken bei maschinellem Tunnelvortrieb
- Hochwasserschutz des Bauwerks und gleichermaßen des Deichhinterlands angesichts wiederkehrender Sturmflut- und Hochwasserereignisse

Der planerische Umgang mit den genannten Herausforderungen soll am Beispiel des Querungsbauwerks ElbX für den SuedLink beleuchtet werden.

4.2 Elbquerung ElbX

4.2.1 ElbX und SuedLink – Überblick

SuedLink bezeichnet eine rund 700 km lange Kabeltrasse aus HGÜ-Leitungen (Hochspannungs-Gleichstrom-Übertragung), die vorrangig Windstrom, der im Norden Deutschlands erzeugt wird, nach Süddeutschland transportieren und dabei eine Leistung von ca. 4 GW übertragen sollen. Bauherr der Querung der Unterelbe nördlich Glückstadt – kurz als „ElbX“ bezeichnet – ist der Übertragungsnetzbetreiber TenneT TSO. Für den ElbX zwischen Wewelsfleth (Schleswig-Holstein) und Wischhafen (Niedersachsen) wird ein Bauwerk aus zwei etwa 25 m tiefen Schächten jeweils im Deichhinterland mit

anschließenden Muffenbauwerken zur Anbindung der Kabel sowie ein ca. 5,2 km langer, begehbarer Schildtunnel, der von Wewelsfleth aus aufgefahren wird, erstellt (Abb. 4).

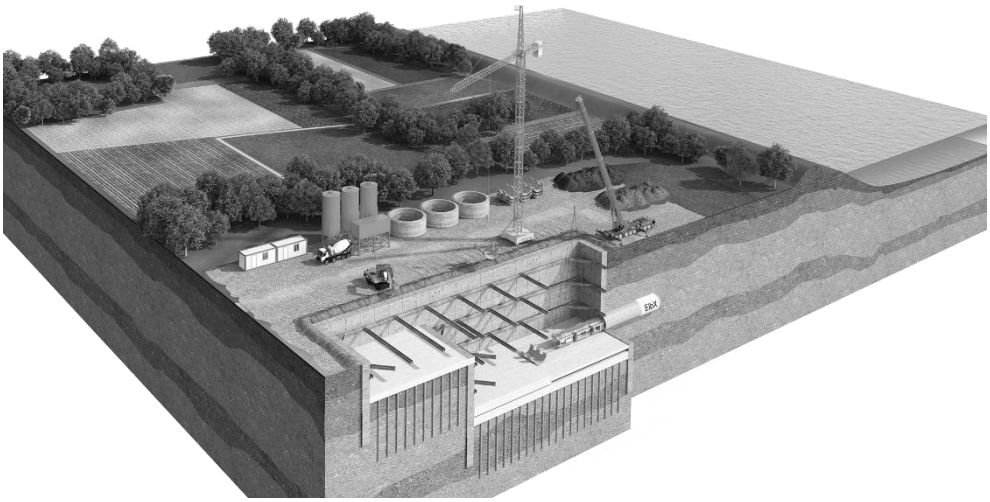


Abbildung 4: ElbX – Schachtbauwerk (Startschacht) in Wewelsfleth, Schleswig-Holstein und Schildtunnel (Bild: TenneT TSO GmbH)

4.2.2 Start- und Zielschächte, Schachtbauwerke

Die Baugrubenverbauten für Start- und Zielschacht des Schildvortriebs, die auch die späteren Schachtbauwerke für Zugang, Kabelzuführung und Betriebstechnik aufnehmen, müssen baulichen, hydrogeologischen und baulogistischen Anforderungen genügen. Insbesondere müssen sie wasserundurchlässig sein, die Ein- bzw. Aushubfenster zwischen den Steifenlagen sowie ausreichende lichte Höhe unterhalb der untersten Steifenlage zur Montage bzw. Demontage der Tunnelbohrmaschine (TBM) aufweisen. Eine Rückverankerung des Verbaus ist angesichts der anstehenden mächtigen Weichschichten nicht möglich.

Eine Besonderheit der Baugruben ergibt sich aus der Terminsituation für das SuedLink-Vorhaben. Um die Gesamtbauzeit zu verkürzen, ist vorgesehen, dass Schacht- bzw. Zugangsbauwerk gleichzeitig mit dem Tunnelvortrieb zu erstellen. Unter Berücksichtigung der erforderlichen Länge einer Baugrube zur Beschickung des Tunnelbaus, der Schachtgröße und eines mit den Sicherheitsbehörden vereinbarten Sicherheitsstreifens zwischen beiden Gewerken wurde die Baugrube um 30 m verlängert und hat mit dem hochliegenden Baugrubenbereich für das Muffenbauwerk eine Gesamtlänge im Innenmaß von ca. 82 m (Startschacht Schleswig-Holstein, Abb. 4) bzw. ca. 70 m (Zielschacht Niedersachsen). Die Mehraufwendungen für die Vergrößerung der Baugrube werden durch die Zeitersparnis von ca. neun Monaten deutlich kompensiert.

Zur Sohlabdichtung der Baugruben kommen – geologisch bedingt – unterschiedliche Lösungen zum Einsatz. Bei der Zielbaugrube wurden ab einer Tiefe von 30 m unter GOK sehr mächtige Bodenschichten aus Lauenburger Ton und Glimmerton erkundet, die als

natürlich dichtende Schicht herangezogen werden können. Im Bereich der Startbaugrube konnten keine natürlich dichtenden Schichten erkundet werden; entsprechend wird die Baugrube mit einer rückverankerten Unterwasserbetonsohle zur Abdichtung der Baugrube ausgeführt.

Daraus ergeben sich deutlich unterschiedliche Bauteilabmessungen: Die Startbaugrube besteht aus 1,5 m dicken Schlitzwänden mit einer Länge von ca. 38 m (Abb. 5), die 2 m dicke Unterwasserbetonsohle ist mit ca. 30 m langen Mikropfählen rückverankert. Die Aussteifung erfolgt über fünf Steifenlagen. Demgegenüber sind die lediglich 1,2 m dicken Schlitzwände der Zielbaugrube ca. 50 m lang, um ausreichend tief in die dichtenden Schichten einzubinden. Die Aussteifung erfolgt dort über vier Steifenlagen.

Abbildung 5: ElbX - Schlitzwandarbeiten für das Schachtbauwerk in Wewelsfleth (Bild: Planungsgemeinschaft ElbX – WTM Engineers | BabEng; November 2023)

4.2.3 Schildvortrieb

Der zu wählende Tunnelquerschnitt hängt zunächst von den aufzunehmenden Versorgungsleitungen (hier Stromkabel) ab. Darüber hinaus sind Wirtschaftlichkeit, Minimierung von Ausbruchsvolumen und eingesetzten Baustoffen einerseits sowie – dazu gegenläufig – Anforderungen der Arbeitssicherheit zu beachten. Angelehnt an den DAUB-Leitfaden für Sicherheit und Gesundheitsschutz auf Untertagebaustellen [5] wurde für den ElbX als optimaler Durchmesser DN 4000 gewählt, um ergonomisches Arbeiten unter Tage, Logistik und reibungslose Rettung bzw. Selbstrettung zu gewährleisten.

Mit entscheidend für den Schildvortrieb ist die Wahl des Verfahrens zur Ortsbruststützung (vgl. [6]). Hierzu sind folgende Aspekte relevant:

- Bedingt durch die Tiefenlage unter der Elbe werden Stützdrücke und auch Drucklufteinstiege über 4,0 bar erforderlich; gleichzeitig verändern sich die Stützdrücke mit den Gezeiten.

- Entlang der Tunnelstrecke werden stark unterschiedliche Böden durchfahren, unter anderem holozäne Wattsande, teils mit Kleilagen, pleistozäne Schmelzwassersande und -kiese, schluffige Sande und Lauenburger Ton. Dabei werden mit großer Wahrscheinlichkeit Findlinge und Blöcke angetroffen.
- Kohäsive, zur Verklebung neigende Böden kommen allerdings nur in untergeordnetem Maß vor.

Vor diesem Hintergrund fiel die Wahl auf eine TBM mit Flüssigkeitsstützung (Slurryschild). Da sich die erforderlichen Stützdrücke tideabhängig mit dem Wasserstand der Elbe verändern, werden Stützdruck und erforderlicher Druck bei Druckluftarbeiten (Reparaturen, Werkzeugwechsel am Schneidrad, Hindernisbeseitigung im Abbauraum, etc.) in Abhängigkeit des aktuellen Elbpegels eingestellt.

4.2.4 Hochwasserschutz

Der Hochwasserschutz hat für die Elbufergebiete besondere Bedeutung. Für die Berücksichtigung zukünftiger Hochwasserereignisse sind die Folgen des Klimawandels zu berücksichtigen; gemäß [7] erfolgt dies z.B. mit einem Klimazuschlag von 0,5 m bzw. 1,0 m auf den Bemessungswasserstand HW_{200}. Für Bau- und Betriebszustand ergeben sich verschiedene Szenarien, die planerisch umzusetzen sind, um den Hochwasserschutz jederzeit sicherzustellen.

Szenarien im Bauzustand:

- Havarie des Tunnels während des Vortriebs und in der Folge Eindringen von Wasser: Eine Überflutung durch Wasser, das über den Startschacht ins Deichhinterland austritt, muss vermieden werden. Maßgebend ist der Wasserspiegel der Elbe (ElbX: +6,5 m NHN; Maßnahmen: Schottung als Verschluss des Tunnels, alternativ Hochwasserschutzwand bis +6,5 m NHN am Startschacht).
- Deichbruch bei Hochwasser und in der Folge Eindringen von Wasser in den Startschacht: Solange der Tunnelvortrieb den Zielschacht noch nicht erreicht hat, besteht das Risiko einer Flutung des Tunnels mit gravierenden Auswirkungen auf die Vortriebstechnik (Szenario bei abgeschlossenem Vortrieb ähnlich Betriebszustand). Maßgebend ist der Wasserstand, der sich im Bereich des Startschachts nach einem Deichbruch einstellt (ElbX: ca. 2,5 m NHN; Maßnahme: Umlaufende Hochwasserschutzwand an Start- und Zielschacht)

Szenarien im Betriebszustand:

- Versagen des Tunnels und Eindringen von Wasser: Eine Überflutung der beiden Deichhinterländer ist auszuschließen. Maßgebend ist der Elbwasserstand. (Szenario für ElbX als äußerst unwahrscheinlich ausgeschlossen)
- Deichbruch bei Hochwasser: Ein Eindringen von Wasser und insbesondere eine Überflutung des gegenüberliegenden Deichhinterlands (Tunnel als kommunizierende Röhre) ist auszuschließen. Maßgebend sind die sich bei Deichbruch einstellenden Wasserstände an den Tunnelportalen bzw. an den Schachtbauwerken. (ElbX: ca. 2,5 m NHN; Maßnahme: Bauwerk bis zu dieser Kote hochwassersicher, u.a. durch druckwasserdichte Türen)

5 Schlussbemerkung

Querungen insbesondere im Bereich der Unterelbe westlich der Hamburger Elbbrücken, also in dem Abschnitt des Stroms, der für die Hochseeschifffahrt tauglich ist, sind stets herausfordernde Großprojekte und werden heute ausnahmslos als Tunnelbauwerke realisiert. Dabei treffen vielfältige Herausforderungen für den Tunnelbau aufeinander: große Wassertiefen mit Solltiefen in der Fahrrinne von mindestens 17 m, Tideeinfluss und Hochwasserszenarien, schwierige und äußerst heterogene Böden sowie große Strombreiten von mehreren Kilometern zwischen den Deichen. Das Beispiel ElbX zeigt allerdings, dass auch Elbquerungen für kritische Infrastruktur wirtschaftlich als Tunnel hergestellt werden können. Weitere Versorgungstunnel insbesondere für Übertragungsnetze und HGÜ-Übertragungen sind bereits in Planung; in unmittelbarer Nähe zum ElbX wird in wenigen Jahren die Elbquerung der HGÜ-Verbindung Korridor B aufgefahren.

Literatur

[1] BABENDERERDE, T.; DOST, P.; ERDMANN, P.; HENZINGER, M.; KARPA, G.; ZEHETMAIER, G. Elbquerungen – Tunnelbau unter herausfordernden Bedingungen. In: Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V. (Hrsg.): Taschenbuch für den Tunnelbau 2024. Berlin, Ernst & Sohn. 2023

[2] PORT OF HAMBURG: Die Fahrrinne ist bereit für tiefergehende Schiffe. https://www.hafen-hamburg.de/de/special/fahrrinnenanpassung/ (Zugriff am 01.12.2023)

[3] SCHÄCHTERLE, K.; LEONHARDT, F. Hängebrücken. Die Bautechnik (1940), Heft, 33, und (1941) Hefte 7, 12/13. Ernst & Sohn, Berlin.

[4] HERBRAND, M.; WENNER, M.; ULLERICH, C.; RAUERT, T.; ZEHETMAIER, G.; MARX, S. Beurteilung der Bauwerkszuverlässigkeit durch Bauwerksmonitoring – Probabilistischer Beulnachweis der Hamburger Köhlbrandbrücke. Bautechnik 98 (2021), H. 2, S. 93–104. https://doi.org/10.1002/bate.202000094

[5] DEUTSCHER AUSSCHUSS FÜR UNTERIRDISCHES BAUEN (DAUB) Leitfaden für Sicherheit und Gesundheitsschutz auf Untertagebaustellen. Ausgabe 03.2022. https://www.daub-ita.de/de/publikationen/empfehlungen/ (Zugriff am 01.12.2023)

[6] DEUTSCHER AUSSCHUSS FÜR UNTERIRDISCHES BAUEN (DAUB) Empfehlungen zur Auswahl von Tunnelbohrmaschinen. Ausgabe 03.2021. https://www.daub-ita.de/de/publikationen/empfehlungen/ (Zugriff am 01.12.2023)

[7] MINISTERIUM FÜR ENERGIEWENDE, LANDWIRTSCHAFT, UMWELT, NATUR UND DIGITALISIERUNG DES LANDES SCHLESWIG-HOLSTEIN [HRSG.] Generalplan Küstenschutz (GPK), Fortschreibung 2022.

Nachwuchs-Plenarvorträge

Zeitveränderliche Zwangsbedingungen in der Baustatik: Herausforderungen, neue Methodik und Anwendungen
Jonas Boungard, Jens Wackerfuß

Vollständiger Beitrag im zugehörigen Minisymposium auf Seite 93

Dynamische Tragwerksanalyse von Fußgängerbrücken mit unscharfen Parametern
Marc Fina, Maximilian Schweizer, Werner Wagner, Steffen Freitag

Vollständiger Beitrag im zugehörigen Minisymposium auf Seite 629

Alternative Beurteilung von Tragwerken mit Hilfe der Redundanzmatrix
David Forster, Malte von Scheven, Manfred Bischoff

Vollständiger Beitrag nachfolgend auf Seite 67

Berechnungsmethoden zur Analyse von innerlich aufgelösten Schalenstrukturen
Georgia Kikis, Leonie Mester, Simon Klarmann, Rostislav Chudoba, Sven Klinkel

Vollständiger Beitrag im zugehörigen Minisymposium auf Seite 341

Bäume statt Beton - Realisierung von Wohnkörpern im Baumbestand
Simon Loske, Ingo Münch

Vollständiger Beitrag im zugehörigen Minisymposium auf Seite 423

Kompatibilität von BIM- und FE-Modellen für die Tragwerksanalysen
Iryna Rudenko

Vollständiger Beitrag nachfolgend auf Seite 75

Baustatik – Baupraxis 15, © 2024, Technische Universität Hamburg

Alternative Beurteilung von Tragwerken mit Hilfe der Redundanzmatrix

David Forster, Malte von Scheven, Manfred Bischoff

Universität Stuttgart, Institut für Baustatik und Baudynamik

Zusammenfassung: Zur Analyse von Tragwerken ist es in frühen Entwurfsphasen häufig ausreichend, Schnitt- und Verschiebungsgrößen, sowie Spannungen im Rahmen der linearen Elastizitätstheorie zu bestimmen. Eine weitere fundamentale Eigenschaft von Tragwerken ist der Grad der statischen Unbestimmtheit und deren Verteilung innerhalb des Tragwerks. Die Redundanzmatrix liefert diese Information und stellt damit ein lastfallunabhängiges Maß zur Beurteilung von Tragwerken hinsichtlich Robustheit, Assemblierbarkeit und Adaptierbarkeit zur Verfügung.

1 Einleitung

Im Rahmen des Entwurfs eines Gebäudes spielen neben ästhetischen und wirtschaftlichen Aspekten die Gebrauchstauglichkeit und die Tragfähigkeit der lastabtragenden Struktur eine entscheidende Rolle. Nationale und internationale Normen basieren auf semiprobabilistischen Konzepten, bei denen häufig lineare Berechnungen mit Teilsicherheitsbeiwerten zum Nachweis der Standsicherheit genügen. Darüber hinaus können materiell nichtlineare Effekte bei der Ermittlung der Traglast berücksichtigt werden. Untersuchungen zum Knick- bzw. Beulverhalten berücksichtigen geometrisch nichtlineare Effekte. Diese Konzepte sind in der Praxis etabliert und in Normen verankert. Als Strategien zur Behandlung außergewöhnlicher Bemessungssituationen wird im Eurocode eine verbesserte Redundanz durch alternative Lastpfade, sowie ein Tragwerksentwurf mit ausreichender Robustheit vorgeschlagen [2]. Beide Eigenschaften werden jedoch nur vage definiert. Eine Beurteilung des Tragwerks hinsichtlich der Assemblierbarkeit oder des Montageprozesses wird nicht berücksichtigt. Für die Beurteilung solcher Tragwerkseigenschaften eignet sich die Redundanzmatrix, insbesondere in frühen Entwurfsphasen, als lastfallunabhängiges Maß.

Im Beitrag von Maxwell aus dem Jahr 1864 wird der Grad der statischen Unbestimmtheit als Tragwerkseigenschaft eingeführt [6]. Um diese Eigenschaft sinnvoll zur Beurteilung von Tragwerken verwenden zu können, ist nicht nur der Grad der statischen Unbestimmtheit der gesamten Struktur, sondern deren Verteilung im Tragwerk bedeutsam. Die Verteilung der

statischen Unbestimmtheit innerhalb eines Tragwerks kann mit Hilfe der Redundanzmatrix berechnet werden [1, 8, 9]. Auch die Auswirkung von imperfekt gefertigten Elementen auf den Spannungszustand innerhalb eines Tragwerks kann mit der Redundanzmatrix quantifiziert werden. Im Interesse eines optimalen Montageprozesses kann es beispielsweise nützlich sein, möglichst wenig Zwangsspannungen in das Tragwerk einzutragen [3]. Für den Entwurf eines robusten Tragwerks ist es hingegen wichtig, dass die statische Unbestimmtheit im gesamten Tragwerk verteilt wird, ohne dass statisch bestimmte Substrukturen vorhanden sind, deren Versagen das gesamte Tragwerk unbrauchbar machen können [1, 3]. Die Redundanzmatrix liefert zudem Informationen zu Eigenspannungszuständen und spannungsfreien Verformungszuständen, die auch in [7] thematisiert werden. Dies ermöglicht eine Verwendung der Redundanzmatrix bei der Beurteilung adaptiver Strukturen [4, 5].

Im Rahmen dieses Beitrags werden zunächst die Grundlagen der Berechnung der Redundanzmatrix vorgestellt. Anschließend wird die Verwendung der Redundanzmatrix bei der Beurteilung von Tragwerken anhand der drei Beispiele Robustheit, Assemblierbarkeit und Adaptierbarkeit verdeutlicht.

2 Redundanzmatrix für Stabtragwerke

Zunächst wird die Herleitung der Redundanzmatrix in Matrixschreibweise in Anlehnung an [8] zusammengefasst. Betrachtet wird dafür ein System mit n Freiheitsgraden, n_n Konten und n_e Elementen. Da die Redundanzmatrix für Fachwerk- und Rahmentragwerke angewendet werden kann, wird die Anzahl der unabhängigen Lastabtragsmechanismen pro Element, n_m, eingeführt. Ebene und räumliche Fachwerkelemente besitzen einen Lastabtragsmechanismus. Balkenelemente besitzen drei Lastabtragsmechanismen für ebene bzw. sechs für räumliche Elemente. Die Anzahl der gesamten Lastabtragsmechanismen aller Elemente wird mit n_q bezeichnet. Des Weiteren werden die Gleichgewichtsmatrix $\mathbf{A}^\mathrm{T} \in \mathbb{R}^{n \times n_\mathrm{q}}$, die Materialmatrix $\mathbf{C} \in \mathbb{R}^{n_\mathrm{q} \times n_\mathrm{q}}$, die Kompatibilitätsmatrix $\mathbf{A} \in \mathbb{R}^{n_\mathrm{q} \times n}$, sowie der Vektor der äußeren Lasten $\mathbf{f} \in \mathbb{R}^n$ und der Vektor der Knotenverschiebungen $\mathbf{d} \in \mathbb{R}^n$ definiert. Die drei Feldgleichungen der linearen Statik lauten somit:

$$\mathbf{A}^\mathrm{T}\mathbf{s} = \mathbf{f}, \qquad \mathbf{s} = \mathbf{C}\mathbf{e}_\mathrm{el}, \qquad \mathbf{A}\mathbf{d} = \mathbf{e}_0 + \mathbf{e}_\mathrm{el}. \tag{1}$$

Die Vektoren $\mathbf{e}_0 \in \mathbb{R}^{n_\mathrm{q}}$ und $\mathbf{e}_\mathrm{el} \in \mathbb{R}^{n_\mathrm{q}}$ bezeichnen die vorgegebenen Verformungen bzw. die elastischen Verformungen. Im Vektor $\mathbf{s} \in \mathbb{R}^{n_\mathrm{q}}$ werden die Spannungsresultierenden aller Elemente gesammelt. Die resultierenden Verschiebungen, welche sich aufgrund äußerer Lasten und vorgegebener Verformungen ergeben, können als

$$\mathbf{d} = \mathbf{K}^{-1}(\mathbf{f} + \mathbf{A}^\mathrm{T}\mathbf{C}\mathbf{e}_0) \tag{2}$$

berechnet werden. Dabei ist die Matrix $\mathbf{K} = \mathbf{A}^\mathrm{T}\mathbf{C}\mathbf{A} \in \mathbb{R}^{n \times n}$ die elastische Steifigkeitsmatrix.

Basierend auf den Arbeiten von Bahndorf [1], Ströbel [9] und von Scheven [8] wird die Redundanzmatrix eingeführt. Sie stellt ein Maß für den verteilten Zwang innerhalb einer Struktur dar und ist unabhängig von äußeren Lasten. Die Redundanzmatrix ist definiert als

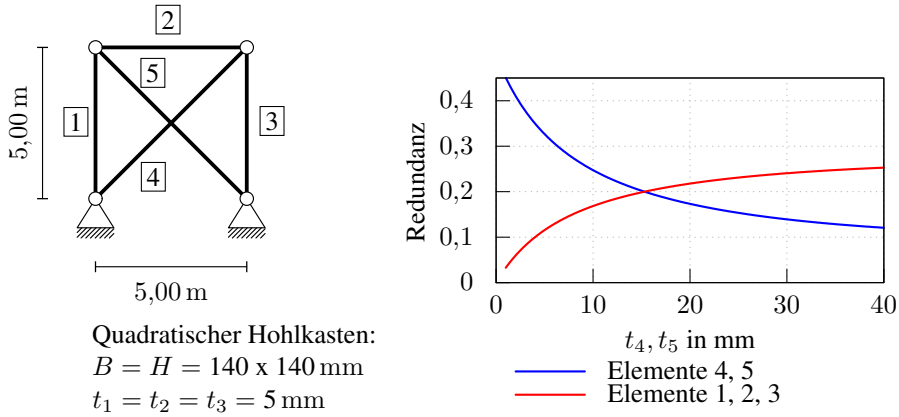


Abbildung 1: Abhängigkeit Querschnittsfläche und Redundanz. Links: Systembild mit Querschnittswerten; Rechts: Abhängigkeit der Redundanzen von der Wandstärke der Diagonalelemente.

Beziehung zwischen negativen elastischen Verformungen und vorgegebenen Verformungen:

$$-\mathbf{e}_{\mathrm{el}} = (\mathbf{1} - \mathbf{A}\mathbf{K}^{-1}\mathbf{A}^{\mathrm{T}}\mathbf{C})\mathbf{e}_0 = \mathbf{R}\mathbf{e}_0. \tag{3}$$

Die Matrix $\mathbf{R} \in \mathbb{R}^{n_{\mathrm{q}} \times n_{\mathrm{q}}}$ ist idempotent und die Eigenwerte sind entweder 0 oder 1. Der Grad der statischen Unbestimmtheit kann als Summe der Hauptdiagonaleinträge der Redundanzmatrix gemäß [8] ermittelt werden:

$$\mathrm{Spur}(\mathbf{R}) = n_{\mathrm{q}} - n = n_{\mathrm{s}}. \tag{4}$$

Die Hauptdiagonaleinträge der Redundanzmatrix können somit als verteilte statische Unbestimmtheit interpretiert und als Redundanzverteilung bezeichnet werden. Jeder Eintrag auf der Hauptdiagonalen ist positiv oder gleich null. Für Balkensysteme wird die verteilte statische Unbestimmtheit für jeden Lastabtragsmechanismus separat berechnet. Die statische Unbestimmtheit eines Elements kann dann als Summe der Beiträge der einzelnen Mechanismen berechnet werden. Für Fachwerksysteme bedeutet ein Hauptdiagonaleintrag der Redundanzmatrix von 0, dass es sich um ein statisch bestimmtes Element handelt. Es liegen keine Umlagerungsmöglichkeiten vor, das Element ist unverzichtbar für den Lastabtrag. Dahingegen bedeutet ein Redundanzanteil von 1, dass sich dieses Fachwerkelement nicht am Lastabtrag beteiligt. Diese Interpretation lässt sich auf alle vorhandenen Lastabtragsmechanismen übertragen. Die verteilte statische Unbestimmtheit quantifiziert somit die Wichtigkeit der individuellen Elemente bzw. der Lastabtragsmechanismen innerhalb einer Struktur.

Wie aus der Definition der Redundanzmatrix in Gleichung (3) zu sehen, ist die Redundanzmatrix von den Elementsteifigkeiten, sowie der Form und Topologie des Tragwerks abhängig. Abb. 1 zeigt exemplarisch die Abhängigkeit der Redundanzverteilung von der Elementsteifigkeit. Die Wandstärke der Diagonalelemente variiert, die Wandstärke der restlichen Elemente ist konstant. Im Diagramm ist zu sehen, dass die Diagonalelemente mit zunehmender Wandstärke, d. h. größerer Elementsteifigkeit, weniger redundant und damit wichtiger für

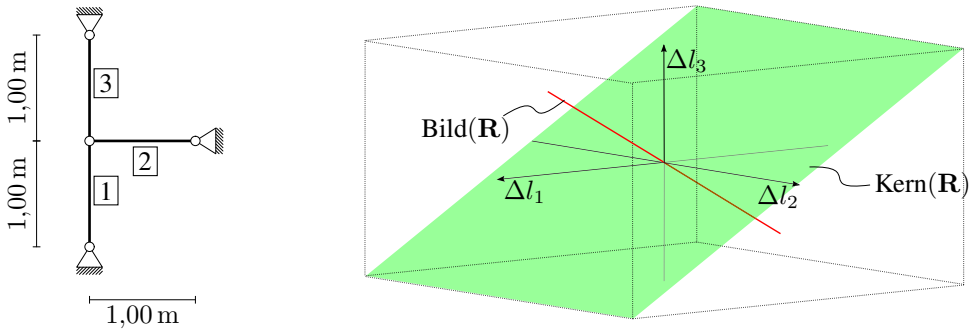


Abbildung 2: Vektorräume der Redundanzmatrix. Links: Systembild der Fachwerkstruktur. Rechts: Vektorräume des Bildes von $\mathbf{R}$ (rot) und des Kerns von $\mathbf{R}$ (grün).

den Lastabtrag werden. Da sich der Grad der statischen Unbestimmtheit des Systems durch die Querschnittsänderungen nicht ändert, vergrößert sich gleichzeitig die Redundanz der Elemente 1, 2 und 3.

Eine weitere nutzbare Eigenschaft der Redundanzmatrix ergibt sich in Bezug auf die Eigenvektoren. Das Bild der transponierten Redundanzmatrix wird durch die Eigenvektoren aufgespannt, die zu den Eins-Eigenwerten gehören, und spannt somit den n_s-dimensionalen Raum auf, der zu den Eigenspannungszuständen gehört. Dabei handelt es sich um denselben Vektorraum, der von Pellegrino und Calladine [7] als Nullraum der Gleichgewichtsmatrix vorgestellt wird. Der Kern der Redundanzmatrix spannt hingegen den Vektorraum auf, in dem die kompatiblen Verschiebungen liegen, die keine Spannungsresultierenden hervorrufen. Abb. 2 zeigt ein einfaches Beispiel einer Fachwerkstruktur zur Visualisierung der beschriebenen Vektorräume. Das System ist einfach statisch unbestimmt, somit gibt es genau einen reinen Zwangszustand, der in Rot dargestellt ist. Das Bild der Redundanzmatrix ist hier also eindimensional. Der Kern der Redundanzmatrix ist in Grün dargestellt. Dieser zweidimensionale Untervektorraum stellt sich so dar, dass die Verformungen der Elemente 1 und 3 den gleichen Betrag mit unterschiedlichen Vorzeichen haben und unabhängig von der Verformung von Element 2 sind.

3 Tragwerksbeurteilung mit der Redundanzmatrix

3.1 Robustheit

Der Grad der statischen Unbestimmtheit und deren Verteilung innerhalb des Tragwerks kann für den Entwurf robuster Tragwerke verwendet werden. In der DIN EN 1991-1-7 [2] wird Robustheit als die Eigenschaft eines Tragwerks definiert, außergewöhnliche Einwirkungen so zu überstehen, dass der Schaden nicht unverhältnismäßig der Schadensursache gegenübersteht. Als außergewöhnliche Einwirkungen werden z. B. Explosion oder Anprall angeführt, was zum Ausfall eines Teils der Struktur führen kann. Die Verteilung der statischen Unbestimmtheit quantifiziert die Wichtigkeit einzelner Elemente und visualisiert alternative Lastabtragsmechanismen. Bereits in den Arbeiten von Bahndorf [1] und Ströbel [9] wird im Zusammenhang mit der Sicherheit von Tragwerken angesprochen, dass Redundanzen möglichst homogen im Tragwerk verteilt werden sollten. In [1] wird gezeigt, dass die geänderte

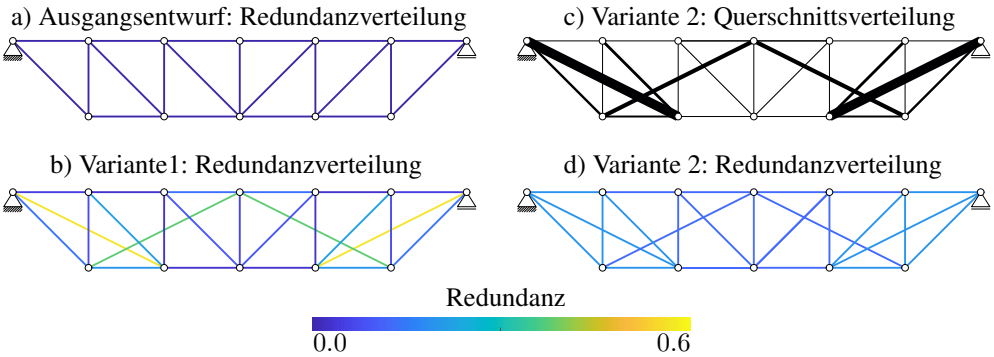


Abbildung 3: Redundanzverteilung des Ausgangsentwurfs (a). Redundanzverteilung Variante 1, Topologieänderung (b). Querschnittsverteilung Variante 2, dickere Linien repräsentieren größere Elementsteifigkeit (c). Redundanzverteilung Variante 2 (d).

Flexibilität der Struktur, die sich durch das Versagen eines Elements ergibt, lediglich vom Redundanzanteil ebendieses Elements abhängt. Eine homogene Verteilung der Redundanzen führt also dazu, dass die geänderte Flexibilität unabhängig davon ist, welches Element versagt.

Abb. 3 zeigt beispielhaft ein Fachwerk, bei dem die Redundanzverteilung mit Topologie- und Querschnittsänderungen geändert wird. Der Ausgangsentwurf a) zeigt eine Fachwerkstruktur, die sowohl äußerlich als auch innerlich statisch bestimmt ist. Das Versagen eines jeden Elements führt zum Versagen des gesamten Tragwerks. Das Tragwerk besitzt keinerlei Redundanzen. In einem ersten Schritt wird der Grad der statischen Unbestimmtheit auf $n_\mathrm{s} = 4$ erhöht. Dazu werden in b) vier zusätzliche Fachwerkelemente eingebaut. Die zusätzlichen Elemente führen dazu, dass kein statisch bestimmtes Tragwerksteil mehr vorhanden ist. Die Brauchbarkeit der Struktur ist also für den Fall, dass ein Element versagt, stets gegeben. Durch die zusätzlichen Elemente stellt sich allerdings eine Verteilung der statischen Unbestimmtheit ein, die innerhalb des Systems stark variiert. Um die Auswirkungen auf die Flexibilität der Struktur unabhängig vom jeweiligen Elementversagen zu machen, können die Elementsteifigkeiten angepasst werden. Eine alternative Querschnittsverteilung ist in c) dargestellt. Diese geänderte Querschnittsverteilung führt zu einer nahezu homogenen Verteilung der Redundanz, farblich in d) dargestellt. Durch diese zweistufige Änderung des Ausgangsentwurfs konnte ein im hier definierten Sinne robusteres Alternativtragwerk gefunden werden.

3.2 Assemblierbarkeit

Hinsichtlich der Assemblierbarkeit ist es Stand der Technik, Nachweise der Standsicherheit für verschiedene Stadien der Fertigstellung eines Tragwerks zu erstellen. Überlegungen wie beispielsweise eine optimale Bausequenz oder die Berücksichtigung von möglichen Herstellungsimperfektionen spielen dabei häufig eine untergeordnete Rolle. Anhand von Fachwerken wird im Folgenden gezeigt, welchen Einfluss Herstellungsungenauigkeiten auf die initiale Dehnungsverteilung haben. Dabei wird eine aus der Redundanzmatrix abgeleitete Dehnungsverteilung aufgrund von Imperfektionen verwendet. Unter der Annahme, dass die

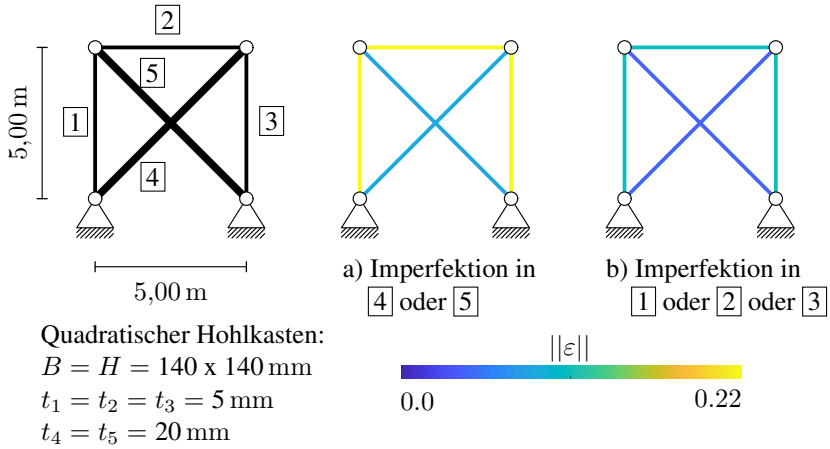


Abbildung 4: Assemblierbarkeit und Dehnungen durch imperfekte Elemente. Systembild mit Querschnittsdaten links. Dehnungsverteilung durch Imperfektionen unterschiedlicher Elemente a) und b) in Farbschema.

Dehnungen proportional zu den Spannungen sind, können so initiale Zwangsspannungen bestimmt und auch reduziert werden. Um Imperfektionen relativ zur Ursprungslänge der Elemente zu berücksichtigen, werden der Imperfektionsfaktor α und die Diagonalmatrix der Elementlängen $\mathbf{L} = \mathrm{diag}(L_1,L_2,...,L_n)$ eingeführt. Die Redundanzmatrix für Fachwerke liefert spaltenweise negative elastische Längenänderungen aufgrund einer Einheitsverlängerung. Dadurch kann die Matrix $\boldsymbol{\varepsilon}$ mit Zeilen i und Spalten k berechnet werden, welche in der Zeile i jeweils die Dehnung eines Elements enthält, die durch eine Imperfektion im Element k hervorgerufen wird:

$$\boldsymbol{\varepsilon} = -\alpha \mathbf{L}^{-1}\mathbf{R}\mathbf{L}. \tag{5}$$

Abb. 4 zeigt ein Beispielfachwerk, mit dem der Einfluss aus einer Imperfektion $\alpha = 0{,}05$ verdeutlicht werden soll. Das statische System besteht aus fünf Stäben, die Diagonalen besitzen dabei einen größeren Querschnitt. Die Redundanz der Diagonalen ist dadurch geringer als die Redundanz der Elemente 1, 2 und 3, siehe auch Abb. 1. Für die Beurteilung der initialen Zwangsspannungen muss jedoch nicht die Redundanz, sondern die daraus abgeleitete Dehnung betrachtet werden. In Abb. 4 a) ist der Dehnungszustand dargestellt, der sich ergibt, wenn eine der beiden Diagonalen mit einer Längenimperfektion von $5\,\%$ montiert wird. Der Dehnungszustand, der durch eine Längenimperfektion der Elemente 1, 2 oder 3 hervorgerufen wird, ist in b) zu sehen. Es ist zu erkennen, dass die initialen Dehnungen und damit auch Spannungen aus Zwang im zweiten Fall deutlich geringer ausfallen.

3.3 Adaptierbarkeit

Adaptive Tragwerke, wie sie im vorliegenden Artikel betrachtet werden sollen, zeichnen sich dadurch aus, dass sie sich an äußere Einflüsse wie beispielsweise Lasten oder Lagersetzungen anpassen können. Diese Anpassungen können durch den gezielten Einbau von Aktoren im Tragwerk ermöglicht werden. Dabei können prinzipiell sowohl Verschiebungs-, als auch

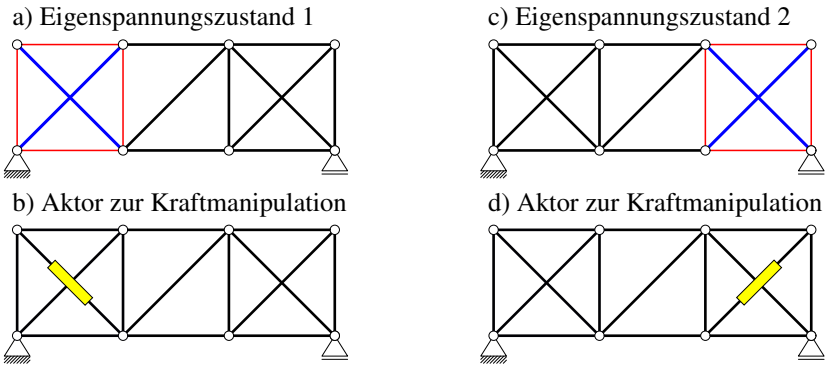


Abbildung 5: Beispiel eines adaptiven Tragwerks. Eigenspannungszustand und zugehöriger Aktor jeweils in a) und b) bzw. c) und d).

Kraftzustände manipuliert werden. Für die Manipulation von Kraftzuständen ist es erforderlich, dass die Struktur statisch unbestimmt ist und damit mindestens einen Eigenspannungszustand besitzt. Wie in Abschnitt 2 beschrieben, liefert die Redundanzmatrix Aussagen über Eigenspannungszustände und spannungsfreie Verformungszustände. Da ein Tragwerk genau n_s Eigenspannungszustände besitzt, benötigt man mindestens n_s Aktoren, um mit der Aktuierung den gesamten Bildraum der Redundanzmatrix aufzuspannen.

Zur Verdeutlichung der Kraftmanipulation in adaptiven Tragwerken ist in Abb. 5 ein Beispielfachwerk dargestellt. Das System ist zweifach statisch unbestimmt. Es müssen also zwei Aktoren eingebaut werden, um den Bildraum der Redundanzmatrix vollständig aufzuspannen. Die Besonderheit der Struktur liegt darin, dass die Eigenspannungszustände voneinander entkoppelt sind. Außerdem findet man in der Mitte des Systems eine statisch bestimmte Substruktur. Die Schnittkräfte innerhalb dieser Substruktur können durch Aktorik nicht beeinflusst werden. Die beiden Eigenspannungszustände in a) und c) sind farblich dargestellt, wobei rot und blau jeweils positive bzw. negative Normalkräfte repräsentieren. Die dafür gewählten Aktoren sind in b) und d) dargestellt. Die Platzierung der Aktoren ist nicht eindeutig. Der Eigenspannungszustand in a) kann auch durch einen Aktor im linken vertikalen Element hervorgerufen werden.

4 Zusammenfassung

Der Grad der statischen Unbestimmtheit als grundlegende Tragwerkseigenschaft lässt sich zur detaillierten Bewertung von statischen Systemen nutzen, wenn deren Verteilung innerhalb des Tragwerks betrachtet wird. Die Redundanzmatrix ermöglicht die Berechnung dieser räumlichen Verteilung. Zunächst wurden die Definition und wichtige Eigenschaften der Redundanzmatrix zusammengefasst und jeweils ein Beispiel zur Abhängigkeit von Steifigkeitsverteilungen und der Zusammenhang der Redundanzmatrix und deren Eigenräumen gezeigt. Die Verwendung der Redundanzmatrix bei der Bewertung von Strukturen zeigt in Bezug auf Robustheit, Assemblierbarkeit und Adaptierbarkeit breite Anwendungsmöglichkeiten. Diese Tragwerksbeurteilung kann bereits in frühen Entwurfsphasen genutzt werden, wodurch die Interaktion zwischen Architekten und Ingenieuren verbessert wird.

Danksagung

Die präsentierten Ergebnisse entstanden im Rahmen der Tätigkeiten im Exzellenzcluster IntCDC, gefördert durch die Deutsche Forschungsgemeinschaft (DFG) im Rahmen der Exzellenzstrategie des Bundes und der Länder – EXC 2120/1 – 390831618

Literatur

[1] BAHNDORF, J. : *Zur Systematisierung der Seilnetzberechnung und zur Optimierung von Seilnetzen*. Stuttgart, Universität Stuttgart, Dissertation, 1991

[2] DIN EN 1991-1-1-7:2010-12: Eurocode_1: Einwirkungen auf Tragwerke_- Teil_1-7: Allgemeine Einwirkungen_- Außergewöhnliche Einwirkungen; Deutsche Fassung EN_1991-1-7:2006_+ AC:2010 / Beuth Verlag GmbH. 2010. – Forschungsbericht

[3] FORSTER, D. ; KANNENBERG, F. ; VON SCHEVEN, M. ; MENGES, A. ; BISCHOFF, M. : Design and Optimization of Beam and Truss Structures Using Alternative Performance Indicators Based on the Redundancy Matrix. Version: Sept. 2023. http://dx.doi.org/10.1515/9783111162683-034. In: DÖRFLER, K. (Hrsg.) ; KNIPPERS, J. (Hrsg.) ; MENGES, A. (Hrsg.) ; PARASCHO, S. (Hrsg.) ; POTTMANN, H. (Hrsg.) ; WORTMANN, T. (Hrsg.): *Advances in Architectural Geometry 2023*. De Gruyter, Sept. 2023. – DOI 10.1515/9783111162683–034, S. 455–466

[4] GEIGER, F. ; BISCHOFF, M. : *Strukturmechanische Charakterisierung von Stabtragwerken für den Entwurf adaptiver Tragwerke*. Stuttgart, Bericht 74 / Institut für Baustatik und Baudynamik der Universität Stuttgart, Dissertation, 2022. http://dx.doi.org/10.18419/OPUS-12299. – DOI 10.18419/OPUS–12299

[5] GEIGER, F. ; GADE, J. ; VON SCHEVEN, M. ; BISCHOFF, M. : Anwendung der Redundanzmatrix bei der Bewertung adaptiver Strukturen. In: OESTERLE, B. (Hrsg.) ; VON SCHEVEN, M. (Hrsg.) ; BISCHOFF, M. (Hrsg.): *Baustatik – Baupraxis 14*. Institut für Baustatik und Baudynamik, Universität Stuttgart, 2020. – ISBN 978–3–00–064639–3, S. 119 – 128

[6] MAXWELL, J. C.: On the calculation of the equilibrium and stiffness of frames. In: *The London, Edinburgh, and Dublin Philosophical Magazine and Journal of Science* 27 (1864), S. 294–299

[7] PELLEGRINO, S. ; CALLADINE, C. : Matrix analysis of statically and kinematically indeterminate frameworks. In: *International Journal of Solids and Structures* 22 (1986), Nr. 4, S. 409–428. http://dx.doi.org/10.1016/0020-7683(86)90014-4. – DOI 10.1016/0020–7683(86)90014–4

[8] SCHEVEN, M. von ; RAMM, E. ; BISCHOFF, M. : Quantification of the redundancy distribution in truss and beam structures. In: *International Journal of Solids and Structures* 213 (2021), März, S. 41–49. http://dx.doi.org/10.1016/j.ijsolstr.2020.11.002. – DOI 10.1016/j.ijsolstr.2020.11.002

[9] STRÖBEL, D. : *Die Anwendung der Ausgleichungsrechnung auf elastomechanische Systeme*. Stuttgart, Universität Stuttgart, Dissertation, 1995

Baustatik – Baupraxis 15, © 2024, Technische Universität Hamburg

Kompatibilität von BIM- und FE-Modellen für die Tragwerksanalysen

Iryna Rudenko

Fachgebiet Statik und Dynamik, Technische Universität Berlin

Zusammenfassung: Der Beitrag beschreibt die Entwicklung eines Verfahrens für das konsistente Extrahieren von FE-Modellen verschiedener Komplexität und Dimensionalität aus einem BIM-Modell. Die Grundlage für das BIM-Modell stellt eine IFC-Datei dar. Dabei werden FEM-relevante Informationen und, falls das BIM-Modell auch für die Zustandsüberwachung verwendet wird, SHM-relevante Informationen in BIM mitberücksichtigt.

1 Einleitung

Der Einsatz von Building Information Modeling (BIM) im Bauwesen nimmt stark zu. Ein digitales Bauwerksmodell wird erstellt, verwaltet und kann von der Entwurfsphase bis hin zum Lebensdauermanagement verwendet werden. Ein BIM-Modell beinhaltet sowohl geometrische als auch semantische Informationen und kann als eine Datenquelle für verschiedene Simulationen dienen. [1] In der Tragwerksplanung sind Finite-Elementen-Modelle (FE-Modelle) von großer Bedeutung. Diese werden für Schnittgrößenermittlung und Bemessung eingesetzt. In Abhängigkeit vom Anwendungsfall weisen die FE-Modelle unterschiedliche Komplexität und Dimensionalität auf. Beispielsweise wird ein FE-Modell vom Gesamtsystem mit Balkenelementen ausreichend sein, um die Stabilität einer typischen Hallenkonstruktion nachzuweisen. Für den Nachweis einzelner Verbindungen wird aber ein lokales FE-Modell mit Schalen- oder Volumenelementen benötigt. Viele Softwarehersteller bieten bereits entsprechende Schnittstellen zwischen BIM und FEM an, ein allgemeingültiger Weg für den Datenfluss von BIM zu FEM existiert derzeit aber noch nicht. Im Rahmen von Structural Health Monitoring (SHM, Bauwerksmonitoring) wird der Zustand des Bauwerks überwacht, um die Änderungen der Tragstruktur, wie z. B. Schäden, zu erfassen, notwendige Maßnahmen zu ergreifen und eine Restlebensdauerprognose zu erstellen. Dafür werden auch FE-Modelle benötigt, die das reale Verhalten des Tragwerks abbilden können. Dementsprechend ist eine effiziente Verbindung zwischen BIM, SHM und FEM essenziell.

Das Hauptziel dieses Forschungsvorhabens ist die Entwicklung eines Verfahrens für das konsistente Extrahieren von FE-Modellen verschiedener Komplexität und Dimensionalität

aus einem BIM-Modell. Das BIM-Modell soll unter anderem Bestandsdaten sowie wesentliche SHM-Informationen beinhalten. Zugleich wird der Fokus auf openBIM gelegt. Dabei werden offene und herstellerneutrale Datenformate, wie z. B. Industry Foundation Classes (IFC), für den Datentransfer verwendet, was für eine bessere Interoperabilität sorgt. Dieses Thema wird im Rahmen des Forschungsprojekts LEMOTRA aus dem DFG-Schwerpunktprogramm SPP 2388 „Hundert plus - Verlängerung der Lebensdauer komplexer Baustrukturen durch intelligente Digitalisierung“ bearbeitet. In dem vorliegenden Beitrag wird zuerst allgemein auf den Datentransfer zwischen BIM- und FE-Programmen eingegangen und ausgewählte Szenarien des Datentransfers werden vorgestellt. Anschließend wird das Vorgehen zur Umsetzung einer Erweiterung erläutert, um das Extrahieren der FE-Modelle verschiedener Komplexität und Dimensionalität aus einem BIM-Modell zu ermöglichen und an einem Beispiel demonstriert.

2 BIM in der Tragwerksplanung

2.1 Modellarten in der Tragwerksplanung

Bei einer BIM-basierten Arbeitsweise existieren in der Tragwerksplanung meistens drei Modellarten: Tragwerksmodell, Tragwerksberechnungsmodell und FE-Modell. Das Tragwerksmodell oder das Fachmodell der Tragwerksplanung ist ein BIM-Modell, das die tragenden Bauteile mit dazugehörigen geometrischen und semantischen Informationen beinhaltet [3]. Geometrische Informationen beschreiben die Geometrie eines Bauteils. Unter semantischen Informationen werden Sachdaten verstanden. Beispiele dafür sind Angaben zu Baustoffen oder zum Herstellungsverfahren. [1] Einige BIM-Programme führen auch ein Tragwerksberechnungsmodell mit. Es handelt sich dabei um das statische System, das in BIM abgelegt wird. Im Fall von Autodesk Revit 2022 wurde das Tragwerksberechnungsmodell automatisch aus dem Tragwerksmodell erstellt. Dabei wurden stabartige Bauteile, wie z. B. Träger und Stützen, zu Stäben und flächenartige Bauteile, beispielsweise tragende Geschossdecken und Wände, zu Flächen. Mithilfe von Schnittstellen können die Informationen aus dem Tragwerksberechnungsmodell an das FE-Programm übergeben werden und ein FE-Modell wird erstellt. Das Tragwerksmodell wird nach den jeweiligen Berechnungen entsprechend angepasst.

2.2 Datentransfer zwischen BIM- und FE-Software

Der Datentransfer zwischen BIM- und FE-Software kann mithilfe direkter Schnittstellen (APIs) oder dateibasiert erfolgen. Wird eine direkte Schnittstelle genutzt, können die Daten aus einem Programm direkt an ein anderes Programm ohne zusätzliche Dateien übergeben werden. Die Kommunikation zwischen beiden Programmen geschieht über Programmierschnittstellen (Application Programming Interfaces (APIs)). Diese Schnittstellen funktionieren meistens besser und sind herstellerspezifisch. Auf dem Markt gibt es eine große Anzahl an BIM- und FE-Programmen, die direkte Schnittstellen zueinander haben. Beim dateibasierten Datentransfer werden die Daten aus einem BIM-Modell in eine bestimmte Datei exportiert. Diese Datei kann dann in ein anderes Programm importiert werden. Es sind zwei Fälle zu unterscheiden: proprietäre und neutrale Formate. Proprietäre Formate wurden von einem bestimmten Softwarehersteller für seine

Anwendungen entwickelt. Ein Beispiel dafür wären DXF und RVT von Autodesk. Im Gegensatz dazu sind neutrale Formate offen und herstellerneutral, wie z. B. Industry Foundation Classes (IFC). [2]

2.3 Industry Foundation Classes

IFC ist ein international standardisiertes Datenformat. Für die Datenmodellierung wird die deklarative Sprache EXPRESS verwendet. Auf diese Weise können objektorientierte Datenmodelle definiert werden. Das IFC-Datenmodell unterscheidet zwischen semantischer Beschreibung eines Bauteils und seinen geometrischen Repräsentationen. Dabei kann ein Bauteil eine oder mehrere geometrische Repräsentationen haben. Das ist sinnvoll, denn in Abhängigkeit vom Anwendungsfall können unterschiedliche Repräsentationen von Vorteil sein. Beispielsweise ist für eine reine Visualisierung eine triangulierte Flächenbeschreibung/Tessellation ausreichend. Im Hinblick auf die Statik könnte die Repräsentation eines Bauteils als Extrusionskörper von Vorteil sein. Dabei wird ein Körper über die Extrusion eines 2D-Profils beschrieben. Außerdem verfügt IFC über verschiedene Model View Definitions (MVDs). Damit können Bauwerksinformationen, die für den jeweiligen Anwendungsfall relevant sind, übergeben werden. Beispielsweise beinhaltet Structural Analysis View die für die Tragwerksanalysen relevanten Bauteile mit dazugehörigen Lasten, Auflagerbedingungen, Materialien etc. Dabei werden die Bauteile bezogen auf ihre analytischen Achsen repräsentiert, wie im Tragwerksberechnungsmodell. Coordination View ist sehr verbreitet und enthält alle Informationen, die für die Fachbereiche Architektur, Tragwerksplanung und TGA benötigt werden. Die Informationen zum Tragwerksberechnungsmodell bleiben unberücksichtigt. Reference View wird für die Zusammenführung der BIM-Modelle einzelner Fachbereiche und Kollisionsprüfung verwendet. Es ist kaum möglich geometrische Änderungen am Modell vorzunehmen. Mit Design Transfer View werden geometrische Änderungen am Modell hingegen möglich. [1]

2.4 Untersuchung verschiedener Szenarien des Datentransfers am Beispiel einer Stahlhalle

Es wurden unterschiedliche Szenarien des Datentransfers zwischen BIM- und FE-Programmen am Beispiel einer Stahlhalle untersucht. Die Hauptfragen waren dabei, ob es möglich ist, FE-Modelle unterschiedlicher Komplexität und Dimensionalität aus einem BIM-Modell zu extrahieren und welche Daten sich im Hinblick auf FE-Berechnungen im BIM-Modell ablegen lassen.

Das BIM-Modell der Halle wurde in Autodesk Revit 2022 erstellt und ist in Abbildung 1 zu sehen. Für die FE-Berechnungen wurden Dlubal RFEM 5.29 und Ansys Workbench 2022 R1 verwendet. Dabei wurden zwei verschiedene Problemstellungen betrachtet: lineare Stabilitätsanalyse am Gesamtsystem und Nachweis einer Schweißnahtverbindung an der Stützenkonsole unter der Kraneinwirkung. Außerdem wurde versucht, möglichst viele Daten, die für die nachfolgenden FE-Berechnungen nötig sind, im BIM-Modell zu spezifizieren. Die Geometrie der Struktur, deren Querschnitte, Werkstoffeigenschaften sowie Lagerbedingungen wurden in Revit modelliert. Die Berücksichtigung von Lasten in Revit hat sich als problematisch ergeben. Dementsprechend wurde nur das Eigengewicht des Dachaufbaus als Linienlast in Revit eingegeben. Die Schnee-, Wind- sowie Kranlasten

wurden später in RFEM definiert. Es ist kaum möglich die Diskretisierung des Systems aus Revit zu steuern. Diese wurde anschließend manuell in RFEM bzw. Ansys angepasst.

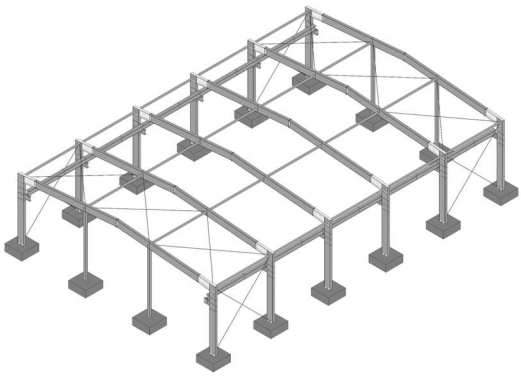


Abbildung 1: Das Tragwerksmodell der Stahlhalle

Für die Stabilitätsanalyse war ein FE-Modell mit Balkenelementen nötig. Hier wurden zwei Varianten getestet: Export von Revit nach RFEM sowie Import der Berechnungsergebnisse in Revit mit der direkten Schnittstelle von Dlubal und Export von Revit nach RFEM mittels der IFC-Datei. Der Export aus Revit mit der IFC 2x3 Coordination View 2.0 hat gut funktioniert. Die Angaben zum Tragwerksberechnungsmodell bleiben dabei per Definition unberücksichtigt. Der Import in RFEM über die Option „CAD/BIM Modell“ hat zwar funktioniert, allerdings war die Nachbearbeitung des FE-Modells nötig. Der direkte Import einer IFC-Datei vom Typ Coordination View in RFEM hat zu einem nicht akzeptablen Ergebnis geführt. Der Export als Structural Analysis View wurde von Revit nicht unterstützt. Der Export des Modells aus Revit nach RFEM und der Import der Berechnungsergebnisse mit der direkten Dlubal-Schnittstelle hat einwandfrei funktioniert. Es lassen sich aber nicht alle Berechnungsergebnisse, beispielsweise die Ergebnisse der Stabilitätsanalyse, in Revit importieren. Weiterhin können nur die manuell in RFEM erstellten Lasten in Revit importiert werden. Die Lasten, die mit den jeweiligen Generatoren erstellt wurden, bleiben unberücksichtigt. Die direkte Schnittstelle hat viele Vorteile und minimiert den Aufwand erheblich. Somit ist in diesem Fall die direkte Dlubal-Schnittstelle besser für den Export/Import des FE-Modells des Gesamtsystems mit Balkenelementen geeignet. Allerdings exportiert die Schnittstelle von Dlubal das Tragwerksberechnungsmodell aus Revit. Wie bereits erwähnt, werden alle stabartigen Bauteile als Stäbe und alle flächenartigen Bauteile als Flächen im Tragwerksberechnungsmodell repräsentiert. Somit lässt sich die Dimensionalität des FE-Modells nicht steuern.

Für den Nachweis einer Verbindung wurden die Möglichkeiten untersucht, ein lokales dreidimensionales FE-Modell in ausreichender Feinheit und Detailtreue aus Revit zu extrahieren. Es handelte sich dabei um eine linear-elastische FE-Analyse. Es wurden folgende Varianten getestet: Export der Geometrie der Verbindung aus Revit mit einer DXF, ACIS (SAT)- und IFC-Datei und Import in RFEM, Export der Geometrie der Verbindung aus Revit mit einer ACIS (SAT)-Datei und Import in Ansys Workbench. Da ein dreidimensionales Tragwerksberechnungsmodell in Revit nicht vorliegt, wurde auf unterschiedliche Weisen die Geometrie der Konsole exportiert. Die Lasten, Randbedingungen zum Resttragwerk, Schweißnähte etc. wurden anschließend im FE-

Programm manuell eingegeben. Der Import in RFEM wurde mithilfe der DXF-, ACIS (SAT)- und IFC-Dateien realisiert. Sehr gute Ergebnisse wurden mit der IFC-Datei erzielt. Es ist anzumerken, dass die Schweißnähte beim Export in die IFC-Datei nicht berücksichtigt wurden. Alle Bauteile wurden korrekt importiert, mussten aber noch manuell in Dlubal-Volumenkörper umgewandelt werden. Die Ausrundungen der Stahlprofile wurden nur bei manchen Bauteilen mitberücksichtigt. Insgesamt lässt sich sagen, dass diese Importmöglichkeit gut funktioniert hat. Allerdings war eine gewisse Nachbearbeitung erforderlich. Der Import der ACIS (SAT)-Datei in Ansys Workbench hat am besten funktioniert. Die Geometrie wurde vollständig importiert, alle Volumenkörper waren geschlossen und die Kontaktbereiche wurden automatisch beim Import erkannt (siehe Abb. 2). Es gab Probleme mit den Spannungssingularitäten in den Schweißnähten. Diese wurden durch eine Anpassung der Lasteinleitung größtenteils behoben. Der Spannungsnachweis wurde exemplarisch für die obere Gurtschweißnaht der Konsole durchgeführt.

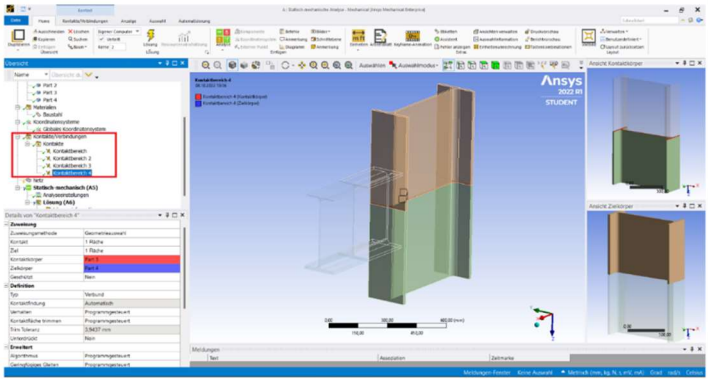


Abbildung 2: Die mit der ACIS (SAT)-Datei in Ansys Workbench importierte Konsole mit automatisch erkannten Kontaktbereichen

Die Untersuchung unterschiedlicher Szenarien des Datentransfers zwischen BIM- und FE-Programmen hat ergeben, dass sich die Dimensionalität des FE-Modells nicht steuern lässt. Es sind immer Umwege nötig. Die Erstellung von FE-Modellen basierend auf IFC-Dateien soll auch verbessert werden. Außerdem werden die SHM-Informationen in den genannten Schnittstellen nicht berücksichtigt. Aus diesen Gründen wurde beschlossen eine Schnittstelle zwischen BIM und FEM basierend auf IFC zu entwickeln.

3 Geplante Schnittstelle zwischen BIM und FEM

3.1 Methodik

Die geplante Schnittstelle zwischen BIM und FEM basiert auf offenen Datenformaten. Somit ist eine IFC-Datei die Grundlage für das BIM-Modell. Es wurde sich für IFC4 Design Transfer View entschieden. Für das Erstellen und Visualisieren von IFC-Dateien wird das Open-Source-Programm Blender zusammen mit dem BlenderBIM Add-on [4] verwendet. Die größten Vorteile davon sind die frei zugänglichen Quelltexte und die direkte Arbeit mit IFC-Klassen. Die Grundlage für das BlenderBIM Add-on stellt die Open-Source-

Softwarebibliothek IfcOpenShell [5] dar. Diese ermöglicht es die IFC-Dateien mit C++ oder Python zu erstellen, zu bearbeiten, einzulesen etc. Für die FE-Berechnungen wird das Programm Ansys APDL verwendet. Zuerst enthält die IFC-Datei nur die Geometrie und die Materialeigenschaften des Tragwerks. Anschließend wird die Datei um die FEM-relevanten Informationen, wie z. B. Dimensionalität des FE-Modells, Elementart, Elementgröße sowie Lagerpositionen, ergänzt. Wenn dieses BIM-Modell für die Zustandsüberwachung verwendet werden soll, werden auch die SHM-relevanten Informationen, beispielsweise Zustand und Position der Sensoren, Informationen zu Schäden sowie weitere Zustandsindikatoren, in die IFC-Datei eingepflegt. Die Angaben zu Lasten werden nicht in BIM gespeichert. Dies wurde gemacht, um das BIM-Modell übersichtlicher zu halten. Die modifizierte IFC-Datei kann nachfolgend mit IfcOpenShell eingelesen und mithilfe von einem Python-Quelltext in eine Makrodatei für Ansys APDL umgewandelt werden. Die Lasten sowie weitere Angaben zur Analyse können nachträglich in der Makrodatei ergänzt werden. Später soll es auch möglich sein, die Daten aus der FE-Berechnung automatisch in BIM zu speichern. Die erläuterte Vorgehensweise ist in Abbildung 3 dargestellt.

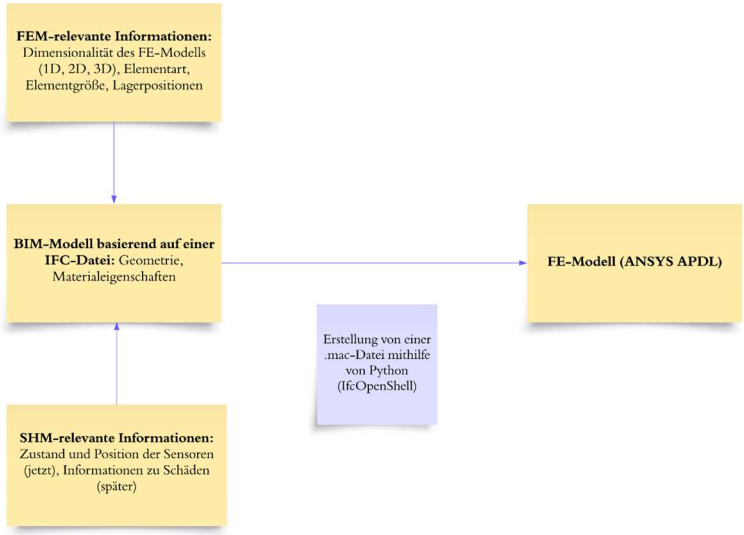


Abbildung 3: Geplante Schnittstelle zwischen BIM und FEM

Damit FE-Modelle unterschiedlicher Komplexität und Dimensionalität aus einem BIM-Modell erstellt werden können, wird der Vorteil von IFC genutzt, dass ein Bauteil verschiedene geometrische Repräsentationen haben kann. Um ein Bauteil später mit Balkenelementen zu vernetzen, wird für die geometrische Repräsentation ein Extrusionskörper *IfcExtrudedAreaSolid* verwendet. Dabei wird die Geometrie eines Bauteils mithilfe eines 2D-Profils *IfcProfileDef*-Objekt, Richtung der Extrusion *ExtrudedDirection* und Weglänge *Depth* beschrieben. Für die Berechnung der Querschnittswerte der Balkenelemente wurde das Python-Modul sectionproperties [6] verwendet. Triangulierte Flächenbeschreibung/Tessellation ist von Vorteil, wenn ein FE-Modell mit Volumenelementen aufgebaut werden soll. Dabei wird ein Bauteil mit Polygonen mit

beliebiger Kantenzahl beschrieben. In der IFC-Datei werden die Liste mit Koordinaten der Eckpunkte *IfcCartesianPointList3D*, die Indizes der Eckpunkte der Polygone in der Koordinatenliste *IfcIndexedPolygonalFace* und der Satz von Polygonen *IfcPolygonalFaceSet* gespeichert. Weiterhin sollen Dimensionalität des FE-Modells, Elementart, Elementgröße und ob das jeweilige Bauteil bei der FE-Berechnung berücksichtigt werden soll, in der IFC-Datei abgelegt werden. Dafür wurde eine Merkmalsliste *IfcPropertySet* unter dem Namen *Custom_Pset_FE_ANSYS* definiert. Somit können jedem Bauteil diese Eigenschaften zugeordnet werden. Außerdem soll beim Erstellen des FE-Modells Rücksicht auf Sensorpositionen sowie Lagerbedingungen genommen werden. Beispielsweise ist es von Vorteil, direkt Knoten an diesen Stellen zu haben. Die Sensoren *IfcSensor* sowie Lagerbedingungen, wie z. B. *IfcStructuralPointConnection*, werden über die Beziehung *IfcRelConnectsElements* den jeweiligen Bauteilen zugewiesen.

Diese Schnittstelle weist viele Vorteile auf. Zum einen ist IFC ein offenes Datentransferformat, was eine Herstellerneutralität und bessere Interoperabilität im Hinblick auf das BIM-Modell bedeutet. Zum anderen können sowohl die IFC-Datei als auch die Makrodatei für Ansys APDL direkt geöffnet und manuell bearbeitet werden. Weiterhin lässt sich die Vorgehensweise auch auf andere FE-Programme übertragen.

3.2 Beispiel

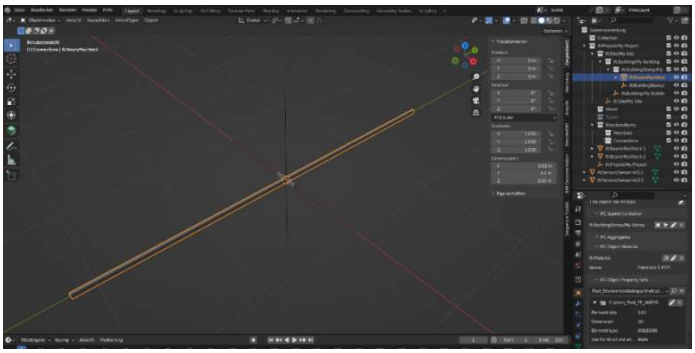
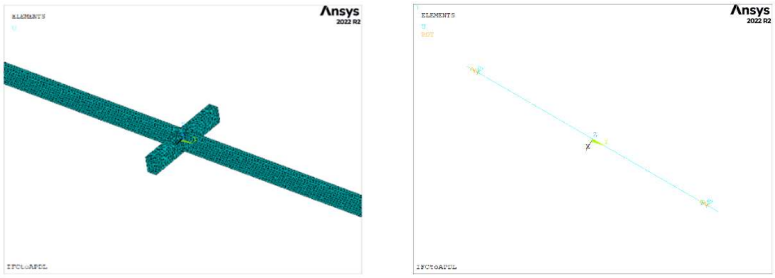


Abbildung 4: Das BIM-Modell des Balkens in Blender

Die beschriebene Methodik wurde bereits an einigen Beispielen erprobt. In Blender wurde das BIM-Modell eines Balkens mit Auskragungen und Rechteckquerschnitt aus Edelstahl erzeugt. Edelstahl 1.4571 wurde als *IfcMaterial* definiert. In der Merkmalsliste *Pset_MaterialMechanical* wurden Elastizitätsmodul, Schubmodul, Querdehnzahl und Temperaturausdehnungskoeffizient entsprechend dem IFC-Schema abgelegt. Die Massendichte wurde in *Pset_MaterialCommon* berücksichtigt. Die Sensoren sowie Lagerbedingungen wurden ebenfalls modelliert. Momentan wurde nur die Erstellung von 1D- und 3D-FE-Modellen getestet. Exemplarisch sind in der Abbildung 4 das BIM-Modell des Balkens in Blender und in Abbildung 5 das 1D- und 3D-FE-Modell in Ansys APDL zu sehen. Die Schnittstelle hat zufriedenstellende Ergebnisse geliefert. Als Nächstes soll die Erstellung von 2D-FE-Modellen umgesetzt werden. Weiterhin soll die Schnittstelle an komplexeren BIM-Modellen erprobt werden. Später werden die Informationen zu Schäden sowohl in BIM als auch bei der Erstellung von FE-Modellen mitberücksichtigt.



(a) (b)

Abbildung 5: Das FE-Modell des Balkens mit Volumenelementen (a) und Balkenelementen (b) in Ansys APDL

4 Fazit

In diesem Beitrag wurde auf die Kompatibilität von BIM- und FE-Modellen für die Tragwerksanalysen eingegangen. Ausgewählte Szenarien des Datentransfers zwischen BIM- und FE-Programmen wurden vorgestellt. Weiterhin wurde das Vorgehen zur Umsetzung einer Erweiterung erläutert, um das Extrahieren der FE-Modelle verschiedener Komplexität und Dimensionalität aus einem BIM-Modell inklusive der FEM- und SHM-relevanten Informationen zu ermöglichen.

Literatur

[1] BORRMANN, A.; KÖNIG, M.; KOCH, C.; BEETZ, J. Building Information Modeling. Technologische Grundlagen und industrielle Praxis. Springer Vieweg Wiesbaden, 2021

[2] SACKS, R.; EASTMAN, C.; LEE, G.; TEICHOLZ, P. BIM Handbook. A Guide to Building Information Modeling for Owners, Designers, Engineers, Contractors, and Facility Managers. John Wiley & Sons, Inc, 2018

[3] EGGER, M.; HAUSKNECHT, K.; LIEBICH, T.; PRZYBYLO, J. BIM-Leitfaden für Deutschland. Information und Ratgeber. Endbericht. Forschungsprogramm ZukunftBAU (BMVBS), 2013.

[4] BlenderBIM Add-on 0.0.231104 documentation. Letzter Zugriff: 12.11.2023. URL: https://blenderbim.org/docs/index.html#.

[5] IfcOpenShell 0.7.0 documentation. Letzter Zugriff: 12.11.2023. URL: https://blenderbim.org/docs-python/introduction.html.

[6] VAN LEEUWEN, R. sectionproperties 3.1.2. Letzter Zugriff: 12.11.2023. URL: https://pypi.org/project/sectionproperties/.

Minisymposium
Adaptive Tragwerke

Organisatoren:

- **Malte von Scheven**
  Institut für Baustatik und Baudynamik, Universität Stuttgart

- **Manfred Bischoff**
  Institut für Baustatik und Baudynamik, Universität Stuttgart

Baustatik – Baupraxis 15, © 2024, Technische Universität Hamburg

Der Beitrag der Regelungstechnik zum Entwurf und Betrieb von adaptiven Tragwerken

Michael Böhm, Oliver Sawodny

Institut für Systemdynamik, Universität Stuttgart

Zusammenfassung: Adaptive Tragwerke sind ca. 50 % leichter und erlauben somit ein nachhaltiges Bauen. Damit die Aktoren und Sensoren die Robustheit und Langlebigkeit des Tragwerks erhöhen, sind neben dem klassischen Reglerentwurf dazu auch Methoden der Aktor- und Sensorplatzierung sowie der Fehlererkennung und -isolation nötig. Dieser Artikel gibt einen Überblick über diese Methoden und ihren Beitrag zu Entwurf, Betrieb und Sicherheit eines adaptiven Tragwerks.

1 Einleitung

Die Möglichkeit, Tragwerke mit Aktoren auszustatten wurde schon in den 1970er Jahren angedacht [16]. Die Idee wurde von Werner Sobek in einem im Jahr 2000 erschienen Artikel weiterentwickelt und konkretisiert [12]. Seit 2009 werden adaptive Strukturen an der Universität Stuttgart erforscht. Zunächst entstand im Rahmen der *DFG-Forschergruppe FOR 981 - HIKE* die Stuttgart SmartShell, ein doppelt gekrümmtes Schalentragwerk, das eine Grundfläche von 10 m×10 m überspannt [9, 15]. Seit 2017 arbeiten verschiedene Disziplinen in Stuttgart im Rahmen des *Sonderforschungsbereichs SFB 1244* zusammen, um Methoden für den Entwurf, den Betrieb und die Sicherheit adaptiver Tragwerke zu erforschen. Erste Ergebnisse aus der ersten Förderperiode haben gezeigt, dass mit adaptiven Tragwerken in vielen Anwendungsfällen (u. a. bei Hochhäusern) etwa 50 % der Bauwerksmasse eingespart werden können [10]. Da das Bauen für einen sehr großen Teil der globalen CO_2-Emissionen verantwortlich ist, besteht mit adaptiven Tragwerken ein großer Hebel für eine deutliche Reduktion der globalen Emissionen.

Die Integration von Aktorik und Sensorik in Tragwerken ist der Schlüssel zum Übergang vom Leichtbau zum Ultraleichtbau. Durch die Reduktion der Tragwerksmasse wird eine solche Struktur bei dynamischen Lasten jedoch mit größerer Amplitude schwingen. Die reduzierte Steifigkeit sorgt außerdem für größere Auslenkungen auch bei statischen Lasten. Geeignete

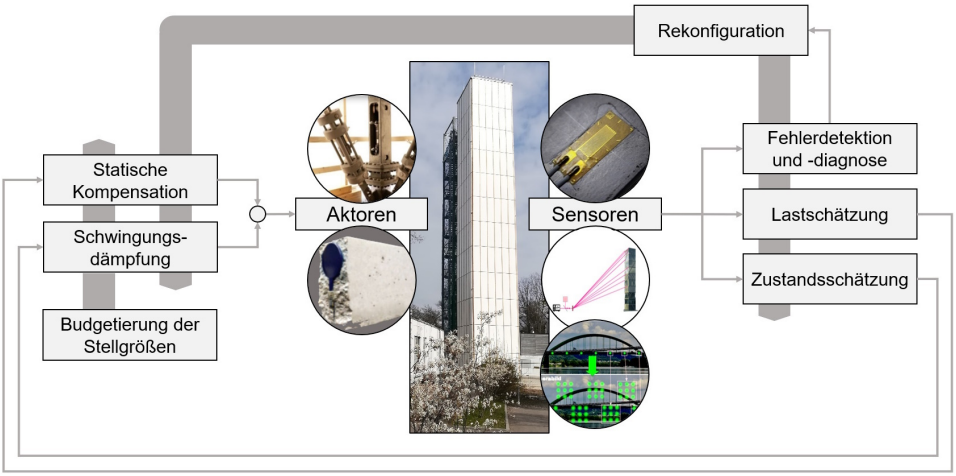


Abbildung 1: Regelkreis für adaptive Tragwerke.

Algorithmen zur Ansteuerung fügen dem Tragwerk durch die Aktorik daher virtuelle Dämpfung und virtuelle Steifigkeit hinzu. Neben Konstrukteuren, Architekten, Bauingenieuren und Zuverlässigkeitsexperten werden daher auch Regelungstechniker beim Entwurf und Bau von adaptiven Tragwerken benötigt.

In einer solchen interdisziplinärer Zusammenarbeit entstanden in den letzten Jahren Methoden um u. A. die Beantwortung der folgenden Fragen für adaptive Tragwerke voranzutreiben:

- Wo müssen Aktoren platziert werden und wie müssen diese ausgelegt werden?
- Welche Tragwerke eignen sich gut für eine Adaption?
- Wo müssen Sensoren für eine gute Rekonstruktion des Systemzustands und der einwirkenden Lasten platziert werden?
- Wie kann im Falle des Ausfalls von Komponenten oder des ganzen Systems trotzdem ein sicherer Betrieb gewährleistet werden?

In Abb. 1 ist der Regelkreis eines adaptiven Tragwerks dargestellt. Im Folgenden sollen die verschiedenen Elemente der modellbasierten Entwurfskette näher beleuchtet werden, wobei vor allem auf den modellbasierten Entwurf, speziell die Aktorplatzierung, sowie auf die Rückführung und die Fehlererkennung und Rekonfiguration eingegangen wird. Im nächsten Abschnitt wird dazu zunächst ein einfaches Modell für adaptive Tragwerke vorgestellt.

2 Modellierung

Als dynamisches Modell adaptiver Tragwerke kommt ein lineares Finite-Elemente-Modell (FE-Modell) zum Einsatz. Die einzelnen Elemente zwischen den Tragwerksknoten werden

dabei als je ein finites Element modelliert, so dass die Freiheitsgrade (FHG) des vollständigen Modells gerade den Knotenverschiebungen und -verdrehungen entsprechen. Aus der FE ergeben sich die Massenmatrix $\boldsymbol{M} \in \mathbb{R}^{n\times n}$ und die Steifigkeitsmatrix $\boldsymbol{K} \in \mathbb{R}^{n\times n}$. Das Modell ergibt sich dann zu

$$\boldsymbol{M}\ddot{\boldsymbol{q}} + \boldsymbol{K}\boldsymbol{q} = \boldsymbol{B}\boldsymbol{u} + \boldsymbol{E}\boldsymbol{z}. \tag{1}$$

Da es sich um ein adaptives Tragwerk handelt, enthält die rechte Seite neben den externen Lasten $\boldsymbol{E}\boldsymbol{z}$ auch die durch die Aktorik eingebrachten Kräfte $\boldsymbol{B}\boldsymbol{u}$, wobei die Eingangsmatrix $\boldsymbol{B} \in \mathbb{R}^{n\times n_\mathrm{u}}$ die n_u Aktorkräfte auf die n FHG verteilt. In der Simulation wird häufig auf der linken Seite noch eine Massen- und Steifigkeits-proportionale Dämpfung eingefügt, mit $\boldsymbol{D} = \alpha_1\boldsymbol{M} + \alpha_2\boldsymbol{K}$ nach [13]. In der Praxis wird vor der Implementierung die Dämpfung der niedrigsten Moden experimentell bestimmt. Für den Entwurf der Zustandsschätzung und Regelung muss das hoch-dimensionale Modell (1) mittels Modal-Transformation reduziert werden. Die Eigenmoden $\boldsymbol{\Phi}$ ergeben sich aus dem verallgemeinerten Eigenwertproblem

$$\boldsymbol{M}\omega_i^2\boldsymbol{\varphi}_i = \boldsymbol{K}\boldsymbol{\varphi}_i, \qquad i \in 1,\ldots,n. \tag{2}$$

Die Matrix $\boldsymbol{\Phi}_r = \left[\varphi_1, \varphi_2, \ldots, \varphi_r\right]$ ist dabei die Transformationsmatrix der reduzierenden Modaltransformation mit den modalen Amplituden $\boldsymbol{\eta} = \boldsymbol{\Phi}_r^\top\boldsymbol{q}$ bzw. $q = \boldsymbol{\Phi}_r\boldsymbol{\eta}$. Die Eigenmoden sind dabei nach Frequenz aufsteigend sortiert, sodass $\omega_1 \leq \omega_2 \leq \ldots \leq \omega_r$ gilt. Die Dynamik wird damit auf den durch die 5 ersten Moden aufgespannten r-dimensionalen Unterraum projiziert. Es folgt das reduzierte Modell mit

$$\boldsymbol{\Phi}_r^\top\boldsymbol{M}\boldsymbol{\Phi}_r\ddot{\boldsymbol{q}} + \boldsymbol{\Phi}_r^\top\boldsymbol{D}\boldsymbol{\Phi}_r\dot{\boldsymbol{q}} + \boldsymbol{\Phi}_r^\top\boldsymbol{M}\boldsymbol{\Phi}_r\boldsymbol{q} = \boldsymbol{\Phi}_r^\top\boldsymbol{B}\boldsymbol{u} + \boldsymbol{\Phi}_r^\top\boldsymbol{E}\boldsymbol{z}. \tag{3}$$

Mit $\boldsymbol{M}_r = \boldsymbol{\Phi}_r^\top\boldsymbol{M}\boldsymbol{\Phi}_r$, $\boldsymbol{D}_r = \boldsymbol{\Phi}_r^\top\boldsymbol{D}\boldsymbol{\Phi}_r$ und $\boldsymbol{K}_r = \boldsymbol{\Phi}_r^\top\boldsymbol{K}\boldsymbol{\Phi}_r$ kann das DGL-System zweiter Ordnung (3) in ein DGL-System erster Ordnung mit $2r$ FHG überführt werden:

$$\underbrace{\begin{bmatrix}\dot{\boldsymbol{\eta}}_r\\ \ddot{\boldsymbol{\eta}}_r\end{bmatrix}}_{\dot{\boldsymbol{x}}} = \underbrace{\begin{bmatrix}\boldsymbol{0} & \boldsymbol{I}^{r\times r}\\ \boldsymbol{M}_r^{-1}\boldsymbol{D}_r & \boldsymbol{M}_r^{-1}\boldsymbol{K}_r\end{bmatrix}}_{\boldsymbol{A}_r}\underbrace{\begin{bmatrix}\boldsymbol{\eta}_r\\ \dot{\boldsymbol{\eta}}_r\end{bmatrix}}_{\boldsymbol{x}} + \underbrace{\begin{bmatrix}\boldsymbol{0}\\ \boldsymbol{M}_r^{-1}\boldsymbol{\Phi}_r^\top\boldsymbol{B}\end{bmatrix}}_{\boldsymbol{B}_r}\boldsymbol{u} + \underbrace{\begin{bmatrix}\boldsymbol{0}\\ \boldsymbol{M}_r^{-1}\boldsymbol{\Phi}_r^\top\boldsymbol{E}\end{bmatrix}}_{\boldsymbol{E}_r}\boldsymbol{z} \tag{4}$$

3 Entwurf

Ziel des modellbasierten Entwurfs ist die Bestimmung der Modellparameter, so dass das System in Bezug auf eine zu definierende Gütefunktion optimal in seinen Eigenschaften ist. Für die Optimierung der Topologie wird in [8] auf Basis der in [5] beschriebenen Redundanzmatrix für lineare Stabtragwerke vorgestellt.

Aus Sicht der Regelungstechnik ist die Platzierung von Aktoren und Sensoren für adaptive Tragwerke eine zentrale Fragestellung. Übliche Gütefunktionen für die Platzierung basieren dabei auf Steuerbarkeits- und Beobachtbarkeitsmaßen. So wird in [11] ein Verfahren zur Sensorplatzierung auf Basis der Beobachtbarkeits-Gramschen beschrieben. Die Auswahl der Sensorik erfolgt darin mittels Greedy-Algorithmus. Die Platzierung der Aktorik auf Basis der Steuerbarkeits-Gramschen wird in [7] beschrieben. Für diese Maße liefert der Greedy-Algorithmus, bei dem immer das Element der Aktor- bzw. Sensormenge hinzugefügt

wird, mit dem die größte Verbesserung der Gütefunktion erreicht wird, nachweislich eine optimale Lösungen.

Bei steifigkeitsdomierten adaptiven Tragwerken ist allerdings nicht die Dämpfung, sondern die Kompensation von Verschiebungen auf Grund statischer Lasten maßgebend für die Möglichkeit, Masse im Tragwerk einzusparen. Es ist somit entscheidend, die Aktorik für diese statische Kompensation optimal zu platzieren. Zu diesem Zweck wird von einem zweistufigen Optimierungsproblem ausgegangen. Die Platzierung erfolgt dabei auf Basis der maximal möglichen Kompensationsgüte K^*, wobei sich diese als Lösung eines unterlagerten Optimierungsproblems mit Gütefunktion J ergibt. Die optimale Aktormenge $\mathcal{S}_k^*$ für k Aktoren ist formal gegeben als:

$$\mathcal{S}_k^* = \underset{\mathcal{S}_k \subset \mathcal{P}_k}{\operatorname{argmin}} \, K^*(\mathcal{S}_k) \tag{5}$$

mit dem unterlagerten Optimierungsproblem mit Nebenbedingungen $(\boldsymbol{A}, \boldsymbol{b})$

$$\mathcal{K}_k^* = \min_{\boldsymbol{u}} J^*(\boldsymbol{u}), \qquad \text{s.t. } \boldsymbol{A}\boldsymbol{x} - \boldsymbol{b} \geq \boldsymbol{0}. \tag{6}$$

In [14] wird beispielsweise $J = \boldsymbol{y}^\top \boldsymbol{y}$ verwendet, ohne zusätzliche Nebenbedingungen. Dabei wird die Verformung mit den vorhandenen Aktoren minimiert. Die Aktormenge, mit der sich die geringste residuale Verformung unter einer bestimmten Last einstellen lässt, wird als die optimale Aktormenge bezeichnet. Bessere Ergebnisse liefert jedoch eine unterlagerte Optimierung der Aktorkräfte, also $J = -\boldsymbol{u}^\top \boldsymbol{u}$, wobei eine maximale residuale Verformung (statisch) als Nebenbedingung verwendet wird. Ein Vergleich dieser und gemischter Gütekriterien findet sich in [4]. Um die zulässige Verformung zu erreichen, reicht die halbe Aktorkraft aus, im Vergleich zur maximal möglichen Kompensation.

Das unterlagerte Optimierungsproblem ist kontinuierlich und wird daher mit Gradientenbasierten Verfahren gelöst, während für das überlagerte Optimierungsproblem der diskreten Aktorplatzierung weiterhin ein Greedy-Algorithmus eingesetzt wird. In [17] wird als Alternative ein genetischer Algorithmus und eine Kombination aus genetischem und Greedy-Algorithmus vorgeschlagen. Obwohl bei der zweistufigen Optimierung keine Garantie für die Optimalität des Greedy-Algorithmus gegeben werden kann, zeigt der Vergleich der Ergebnisse dieser verschiedenen Ansätze, dass mit dem numerisch deutlich aufwendigeren genetischen Algorithmus keine signifkante Verbesserung des Gütekriteriums erreicht wird. Für symmetrische Tragwerke führt der genetische Algorithmus jedoch zu symmetrischen Lösungen, was als Vorteil gewertet werden kann. Dies wird aber auch erreicht, wenn die numerisch weniger aufwendige Kombination aus Greedy- und genetischem Algorithmus genutzt wird.

4 Regelung

Wie Abb. 1 zeigt, hat die Regelung zwei Ziele – die Dämpfung von Schwingungen des Tragwerks sowie die Kompensation von Verformungen aufgrund statischer Lasten. Aufgabe der Stellgrößenbudgetierung ist es, die beiden Ziele in Einklang zu bringen. In [2] wurde dazu eine modellprädiktive Regelung (MPC) entworfen, die das Stellgrößenbudget so aufteilt, dass

zu jeder Zeit die Verformungen mindestens auf die für die Gebrauchstauglichkeit notwendigen Werte begrenzt werden. Für die Dämpfung stehen dann noch die nicht verwendeten Stellreserven zur Verfügung. D. h. die besten Ergebnisse erzielt ein *Main-Secondary*-Ansatz, wobei die statische Kompensation die Primärregelung ist, und die Schwingungsdämpfung als Sekundärregelung mit dem verbleibenden Budget auskommen muss.

In [1] konnte gezeigt werden, dass es mit einer MPC für die Schwingungsdämpfung außerdem möglich ist, die Elementabnutzung durch gezielte Gewichtung der Elementlängung im Gütekriterium der MPC zu verringern oder zu vergrößern. Dazu wird ein Ausgang $\boldsymbol{y} = \boldsymbol{C}\boldsymbol{q}$ definiert, wobei $\boldsymbol{C} \in \mathbb{R}^{n_\mathrm{e} \times n}$ so gewählt wird, dass der Ausgang $\boldsymbol{y}$ die Längung eines jeden der n_e Tragwerkselemente angibt. Für das modal reduzierte System (4) folgt $\boldsymbol{C}_r = \boldsymbol{C}\boldsymbol{\Phi}$. Bei der MPC wird die Stellgröße als Lösung des folgenden Optimierungsproblems bestimmt:

$$u^*_{(\cdot)|k} = \underset{\bar{\boldsymbol{u}}_{(\cdot)|k}}{\operatorname{argmin}} \sum_{\hat{k}=k}^{k+N} \left(\bar{\boldsymbol{y}}^\top_{\hat{k}|k} \boldsymbol{Q} \bar{\boldsymbol{y}}_{\hat{k}|k} + \bar{\boldsymbol{u}}^\top_{\hat{k}|k} \boldsymbol{R} \bar{\boldsymbol{u}}_{\hat{k}|k} \right), \tag{7a}$$

mit den Nebenbedingungen

$$\begin{aligned}
\text{s. t.} \quad \bar{\boldsymbol{x}}_{\hat{k}+1|k} &= \boldsymbol{F}_r \bar{\boldsymbol{x}}_{\hat{k}|k}, + \boldsymbol{G}_r \bar{\boldsymbol{u}}_{\hat{k}|k} && \forall\, \hat{k} \in \{k, \ldots, k+N-1\} && \text{(7b)}\\
\bar{\boldsymbol{y}}_{\hat{k}|k} &= \boldsymbol{C}_r \bar{\boldsymbol{x}}_{\hat{k}|k}, && \forall\, \hat{k} \in \{k, \ldots, k+N-1\} && \text{(7c)}\\
\bar{\boldsymbol{x}}_{k|k} &= \boldsymbol{x}_k, && && \text{(7d)}\\
\bar{\boldsymbol{u}}_{\hat{k}|k} &\in \mathcal{U} && \forall\, \hat{k} \in \{k, \ldots, k+N\}. && \text{(7e)}
\end{aligned}$$

Die Matrizen $\boldsymbol{F}_r$ und $\boldsymbol{G}_r$ ergeben sich durch exakte Diskretisierung des Systems (4) als

$$\boldsymbol{F}_r = \mathrm{e}^{\boldsymbol{A}_r \Delta t}, \tag{8}$$

$$\boldsymbol{G}_r = \int_0^{\Delta t} \mathrm{e}^{\boldsymbol{A}_r (\Delta t - \tau)} \boldsymbol{B}_r \mathrm{d}t. \tag{9}$$

Dabei ist Δt die Abtastzeit des diskretisierten Systems bzw. der Regelung und $N \cdot \Delta t$ ist der Zeithorizont, den die MPC in die Zukunft blickt für die Optimierung. Die Optimierung wird in jedem Zeitschritt ausgehend vom aktuellen Systemzustand $\boldsymbol{x}_k$ neu berechnet und der erste Wert $\boldsymbol{u}_{k|k}$ der berechneten optimalen Eingangstrajektorie $\boldsymbol{u}_{(\cdot)|k}$ als Stelleingang auf das System gegeben.

Die Matrizen $\boldsymbol{Q}$ und $\boldsymbol{R}$ werden diagonal gewählt mit $\boldsymbol{Q} = q_0 \boldsymbol{I}^{n_\mathrm{e} \times n_\mathrm{e}}$ und $\boldsymbol{R} = \boldsymbol{I}^{n_\mathrm{e} \times n_\mathrm{e}}$. Soll ein Element im Betrieb entlastet werden, beispielsweise wenn es durch hohen Verschleiß bald getauscht werden muss, bzw. um den Verschleiß im Tragwerk zu homogenisieren, so wird für Element $i \in \{1, \ldots, n\}$ der Diagonaleintrag $\boldsymbol{Q}_{(i,i)} = \alpha q_0$ gesetzt. Die Parameter q_0 und α sind dabei Designparameter für die Regelung. In Abb. 2 sind exemplarisch Simulationsergebnisse für verschiedene Werte von α dargestellt. Das Tragwerk wurde dabei durch eine charakteristische Windstörung angeregt, die aus [6] entnommen wurde.

Damit die hydraulischen Aktoren die angeforderte Sollkraft bereitstellen, ist eine unterlagerte Druckregelung nötig. Deren Performance ist mitentscheidend für die Gesamteffizienz eines adaptiven Tragwerks. Bei dessen Auslegung muss die Nichtlinearität der Hydraulik

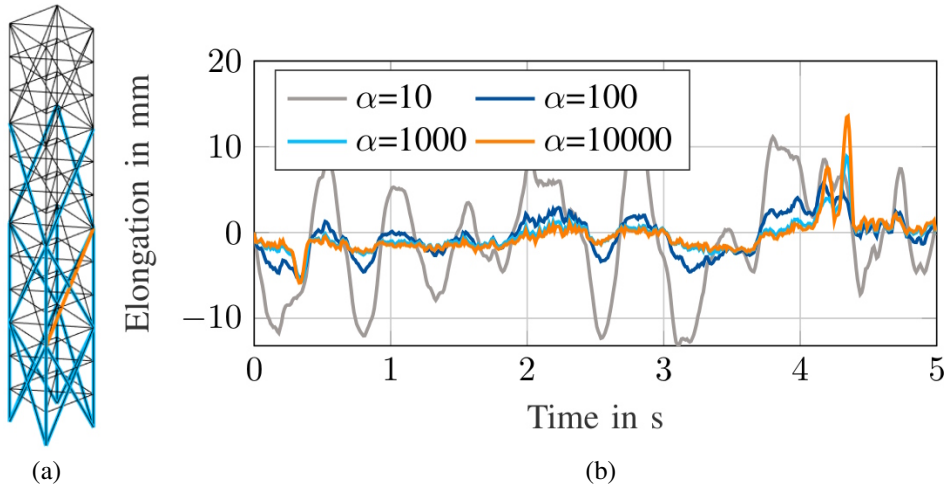


Abbildung 2: (a) Beispieltragwerk mit 24 Aktoren (blau). Die Belastung eines passiven Elementes (orange) soll reduziert werden. (b) Längung des Elementes für verschiedene Werte von α.

und ggf. auch die Kopplung der Aktoren über das hydraulische System berücksichtigt werden. In einem ersten Ansatz wurde für das adaptive Testgebäude D1244 auf dem Campus der Universität Stuttgart eine Regelung auf Basis einer diferentialgeometrischen Systeminversion entworfen, mit der bis etwa 2 Hz eine gutes Folgeverhalten erreicht werden konnte [3].

5 Sicherheit

Adaptive Tragwerke müssen auch im passiven Zustand in der Lage sein, allen angreifenden Lasten standzuhalten. Daher eignen sich steifigkeitsdominierte Tragwerke wie Hochhäuser zunächst besonders für eine Adaption. Bei diesen kann das Tragwerk signifikant reduziert werden, ohne die Standsicherheit zu gefährden. Die Gebrauchstauglichkeit wird über die Adaption sichergestellt. Um die langfristige Funktion sicherzustellen und eine Fehlfunktion der Regelung zu vermeiden, ist es trotzdem unerlässlich, defekte Teile der Sensorik und Aktorik zu identifizieren und die Regelung entsprechend anzupassen sowie einen Austausch einzuplanen.

Für den Entwurf der Fehlerdetektion und -identifikation bei adaptiven Tragwerken können gängige Verfahren der Residuengenerierung als Grundlage genommen werden. Wie in [6] beschrieben, wird dazu das Modell (4) mit der Abtastzeit Δt analog dem Vorgehen in Abschnitt 4 diskretisiert und die Systemdynamik über ein Zeitfenster von $n \cdot \Delta t$ formuliert:

$$\boldsymbol{L}\boldsymbol{z} = \boldsymbol{H}\boldsymbol{x} + \boldsymbol{F}\boldsymbol{f} + \boldsymbol{v} + \boldsymbol{e}. \tag{10}$$

Dabei bezeichnet $\boldsymbol{z}$ die in dem Zeitfenster gemessenen Ausgänge und Eingänge, $\boldsymbol{x}$ die n Zustandsvektoren und $\boldsymbol{f}$ die betrachteten Fehlerfälle. Die vektoren $\boldsymbol{v}$ und $\boldsymbol{e}$ beschreiben

die unbekannten Störgrößen bzw. das Sensorrauschen. Ein Ansatz zur Generierung von rein Messgrößen-basierten Residuen ist die Elimination des unbekannten Zustandes in (10), indem (10) von links mit dem Kern der Matrix $\boldsymbol{H}$, $\boldsymbol{\mathcal{N}}_H$, multipliziert wird. Damit bleibt:

$$\boldsymbol{r}_k = \boldsymbol{\mathcal{N}}_H \boldsymbol{L} \boldsymbol{z} = \boldsymbol{\mathcal{N}}_H \boldsymbol{F} \boldsymbol{f} + \boldsymbol{\mathcal{N}}_H \left(\boldsymbol{v} + \boldsymbol{e} \right). \tag{11}$$

Damit sind die Residuen nur noch von den Fehlern $\boldsymbol{f}$ und den stochastischen Störungen $\boldsymbol{v}$ und $\boldsymbol{e}$ abhängig. Der Einfluss der stochastischen Größen kann beispielsweise über datenbasierte Verfahren minimiert werden. In [6] wird dazu eine Hauptkomponentenanalyse (PCA) von Daten des fehlerfreien Betriebs durchgeführt, bei der die 9 Hauptrichtungen mit den größten Singulärwerten 99,99 % der Abweichungen in den Residuen beschreiben. Durch die Projektion der Residuen auf die restlichen Hauptkomponenten kann der Einfluss der Störungen im Wesentlichen eliminiert werden, wodurch die Detektierbarkeit aber nur um weniger als 1 % abnimmt.

Als Variante können die Störrichtungen beispielsweise auch mittels Auto-Encoder ermittelt werden. Das Rekonstruktionsergebnis des Auto-Encoders wird dann von den eigentlichen Residuen abgezogen, was den Einfluss der Störungen auf die Residuen analog zur PCA minimiert. Diese Arbeiten sind Gegenstand der aktuellen Forschung im Bereich Fehlerdiagnose für adaptive Tragwerke im SFB 1244.

Über einen CUMSUM-Algorithmus werden die Residuen integriert und das Überschreiten eines Schwellwertes als Fehler erkannt. Für die Fehlerisolation wird ausgewertet, welche Residuen auslösen [6].

Literatur

[1] DAKOVA, S. ; HEIDINGSFELD, J. L. ; BÖHM, M. ; SAWODNY, O. : An Optimal Control Strategy to Distribute Element Wear for Adaptive High-Rise Structures. In: *American Control Conference*, 2022

[2] DAKOVA, S. ; KOHL, K. ; HEIDINGSFELD, J. ; SAWODNY, O. ; BÖHM, M. : Optimal Input Distribution Over Multiple Control Objectives for Adaptive High-Rise Structures. In: *Conference on Systems, Man, and Cybernetics*, 2023

[3] DAKOVA, S. ; SAWODNY, O. ; BÖHM, M. : Force Tracking Control for Hydraulically Actuated Adaptive High-Rise Buildungs. In: *Control Engineering Practice* (2024)

[4] FRIZ, F. ; ZELLER, A. ; BÖHM, M. ; SAWODNY, O. : Actuator Placement in Adaptive Structures for Static Compensation – Minimizing Displacements Versus Minimizing Actuator Forces. In: *2023 IEEE/ASME International Conference on Advanced Intelligent Mechatronics (AIM)*, IEEE, Jun. 2023

[5] GEIGER, F. ; GADE, J. ; VON SCHEVEN, M. ; BISCHOFF, M. : Anwendung der Redundanzmatrix bei der Bewertung adaptiver Strukturen. In: *Manfred Bischoff, Malte von Scheven, Bastian Oesterle (Hrsg.) Berichte der Fachtagung Baustatik – Baupraxis 14, 23. und 24. März 2020, Universität Stuttgart*, 2020

[6] GIENGER, A. ; WAGNER, J. ; BÖHM, M. ; SAWODNY, O. ; TARÍN, C. : Robust Fault Diagnosis for Adaptive Structures With Unknown Stochastic Disturbances. In: *IEEE Transactions on Control Systems Technology (TCST)* (2020)

[7] HEIDINGSFELD, M. ; RAPP, P. ; BÖHM, M. ; SAWODNY, O. : Gramian-based actuator placement with spillover reduction for active damping of adaptive structures. In: *2017 IEEE International Conference on Advanced Intelligent Mechatronics (AIM)*, IEEE, Jul. 2017

[8] KRAUSS, L.-M. ; MAIERHOFER, M. ; PROKOSCH, T. ; TRAUTWEIN, A. ; SCHEVEN, M. von ; MENGES, A. ; BISCHOFF, M. : Baustatische Methoden für Entwurf, Auslegung und Betrieb adaptiver Tragwerke. In: OESTERLE, B. (Hrsg.) ; BÖGLE, A. (Hrsg.) ; WEBER, W. (Hrsg.): *Baustatik–Baupraxis 15* Bd. 15. Hamburg : Institut für Baustatik, Technische Universität Hamburg, 2024

[9] NEUHÄUSER, S. ; HAASE, W. ; WEICKGENANNT, M. ; SAWODNY, O. : Adaptive Tragwerke – Aktuelle Forschungen im Ultraleichtbau. In: *Stahlbau* 82 (2013), Jun., Nr. 6, S. 428–437

[10] OSTERTAG, A. ; DAZER, M. ; BERTSCHE, B. ; ADEL, F. van d. ; ALBRECHT, S. ; LEISTNER, P. ; GIENGER, A. ; WAGNER, J. ; TARÍN, C. ; SAWODNY, O. : Reliable Design of Adaptive Load-Bearing Structures with Focus on Sustainability. In: *Proceedings of the 29th European Safety and Reliability Conference (ESREL)*, 2020, S. 4703–4710

[11] RAPP, P. ; HEIDINGSFELD, M. ; BÖHM, M. ; SAWODNY, O. ; TARÍN, C. : Multimodal sensor fusion of inertial, strain, and distance data for state estimation of adaptive structures using particle filtering. In: *IEEE Int. Conf. on Advanced Intelligent Mechatronics (AIM)*, 2017

[12] SOBEK, W. ; HAASE, W. ; TEUFFEL, P. : Adaptive Systeme. In: *Stahlbau* 69 (2000), Jul., Nr. 7, S. 544–555

[13] STRUTT (BARON RAYLEIGH), J. W.: *The Theory of Sound*. Macmillan, 1877

[14] WAGNER, J. L. ; GADE, J. ; HEIDINGSFELD, M. ; GEIGER, F. ; VON SCHEVEN, M. ; BÖHM, M. ; BISCHOFF, M. ; SAWODNY, O. : On steady-state disturbance compensability for actuator placement in adaptive structures. In: *at – Automatisierungstechnik* (2018)

[15] WEICKGENANNT, M. ; SAWODNY, O. ; NEUHÄUSER, S. ; SOBEK, W. : Active Vibration Control of a Double-Curved Shell Structure Using the Example of Stuttgart Smartshell. In: *Volume 4: Dynamics, Control and Uncertainty, Parts A and B*, American Society of Mechanical Engineers, Nov. 2012 (IMECE2012)

[16] YAO, J. T. P.: Concept of structural control. In: *Journal of the Strucutral Devision* 98 (1972), Nr. 7, S. 1567–1574

[17] ZELLER, A. ; BÖHM, M. ; SAWODNY, O. : A Genetic and a Greedy-Genetic Algorithm for Steady-State Disturbance Compensability Actuator Placement for Adaptive Structures. In: *2022 American Control Conference (ACC)*, IEEE, Jun. 2022

Baustatik – Baupraxis 15, © 2024, Technische Universität Hamburg

Zeitveränderliche Zwangsbedingungen in der Baustatik: Herausforderungen, neue Methodik und Anwendungen

Jonas Boungard, Jens Wackerfuß

Institut für Baustatik und Baudynamik, Universität Kassel

Zusammenfassung: Die Modellierung von Aktoren unter großen Verschiebungen und Rotationen stellt eine Herausforderung für die numerische Simulation adaptiver Tragwerke dar. In diesem Beitrag wird daher ihre Modellierung mithilfe nichtlinearer Zwangsbedingungen untersucht. Existierende Methoden zur Einarbeitung der Zwangsbedingungen werden vorgestellt und mit einer neuartigen Methode verglichen. Der Einsatz der nichtlinearen Zwangsbedingungen wird am Beispiel der aufrollbaren Fußgängerbrücke *Rolling Bridge* in London veranschaulicht und auf Basis der neuen Methode die notwendigen Aktorenkräfte für verschiedene Bewegungsstrategien analyisiert.

1 Einleitung

Adaptive Tragwerke sind in der Lage, die mechanischen Eigenschaften des Tragwerks während der Nutzung zu steuern. Häufig wird die Adaptivität mithilfe von Aktoren in Form von Hubyzlindern realisiert, die eine Längenänderung zwischen zwei Punkten und damit eine Änderung der Geometrie des Tragwerks bewirken. Im Rechenmodell des Tragwerks muss die Steuerung dieser Längenänderung berücksichtigt werden. Eine besondere Herausforderung stellen dabei adaptive Tragwerke dar, bei denen die Aktoren großen Verschiebungen und Rotationen unterliegen. Dies tritt bei beweglichen Tragwerken auf, bei denen die Adaptivität das Ziel verfolgt, zwischen verschiedenen Konfigurationen des Tragwerks zu wechseln, z. B. bei Faltbrücken oder faltbaren Dächern. Eine bisher nicht in der Literatur berücksichtigte Methode ist die Modellierung der Aktoren mithilfe nichtlinearer Zwangsbedingungen. Diese Methodik wird in Abschnitt 2 erläutert und in Abschnitt 3 an einem konkreten Tragwerk eingesetzt.

2 Methodik

2.1 Nichtlineare Zwangsbedingungen

Nichtlineare Zwangsbedingungen beschreiben nichtlineare Beziehungen zwischen den Freiheitsgraden eines Tragwerks, z. B. den Verschiebungen zweier Punkte i und k. Dabei handelt es sich in der Regel um geometrische Bedingungen an die Deformation eines Tragwerks. Im Falle eines Hubyzlinders wird der Abstand $\Delta\ell_{ik}$ zwischen dem Anfangsknoten i und dem Endknoten k des Aktors in Abhängigkeit eines Steuerparameters τ festgeschrieben. Für den Fall, dass der Aktor große Rotationen erfährt, muss die Zwangsbedingung nichtlinear formuliert werden. Die entsprechende nichtlineare Zwangsbedingung lautet

$$c(\tau) = \Delta\ell_{ik}(\tau) = L_{ik} - \ell_{ik} = \|\mathbf{X}_i - \mathbf{X}_k\| - \|\mathbf{x}_i - \mathbf{x}_k\| = \alpha(\tau) \tag{1}$$

mit der Länge L und dem Ortsvektor $\mathbf{X}$ in der Referenzkonfiguration und der Länge ℓ dem Ortsvektor $\mathbf{X}$ in der Momentankonfiguration sowie dem vorgegebenen Aktorenweg α.

Alternativ lassen sich Aktoren mithilfe spezieller Elementformulierungen sowohl für geometrisch lineare Probleme, siehe [4], als auch geometrisch nichtlineare Probleme, siehe [5], modellieren. Dies erfordert die Einführung zusätzlicher Freiheitsgrade.

Darüber hinaus erlauben nichtlineare Zwangsbedingungen die Modellierung einer Reihe weiterer Eigenschaften von Tragwerken. Beispiele hierfür sind die Kopplung von Balken-, Schalen- und Volumenelementen mit- und untereinander, Gelenke im Kontext großer Deformationen sowie die Berücksichtigung von starren Tragwerksbereichen.

2.2 Einarbeitung von nichtlinearen Zwangsbedingungen in der FEM

Die nichtlinearen Zwangsbedingungen müssen in der numerischen Analyse des Tragwerks berücksichtigt werden. Im Folgenden wird daher die Einarbeitung der Zwangsbedingungen in der Finiten-Elemente-Methode vorgestellt. Ausgangspunkt dabei ist die diskretisierte schwache Form W, die von den Knotenfreiheitsgraden $\mathbf{V}$ des FE-Netzes abhängt. Diese Freiheitsgrade werden durch das *Optimierungsproblem* $\min W(\mathbf{V})$ bestimmt. Sind zusätzlich die n_c vielen Zwangsbedingungen $\mathbf{c}(\mathbf{V})$ zu berücksichtigen, ergibt sich hingegen ein *Optimierungsproblem mit Nebenbedingungen*:

$$\min_{\mathbf{V}} W(\mathbf{V}) \quad \text{s.t. } \mathbf{c}(\mathbf{V}) = \mathbf{0} \tag{2}$$

Zur Lösung des Problems (2) existieren in der Literatur mehrere Verfahren, die im Folgenden kurz zusammengefasst werden. Eine ausgezeichnete Übersicht über die Verfahren findet sich außerdem im Buch von Belytschko et al. [1]. Alle Verfahren überführen das *Optimierungsproblem mit Nebenbedingungen* in ein *modifziertes Optimierungsproblem ohne Nebenbedingungen*. Dies resultiert in einem nichtlinearen Gleichungssystem, das in der Regel mithilfe des Newton-Raphson-Verfahrens gelöst wird, wobei dabei immer die folgenden Größen benötigt werden

$$\mathbf{R}(\mathbf{V}) := \frac{\partial W(\mathbf{V})}{\partial \mathbf{V}}\ ; \quad \mathbf{K}_T(\mathbf{V}) := \frac{\partial \mathbf{R}(\mathbf{V})}{\partial \mathbf{V}}\ ; \quad \mathbf{G} := \frac{\partial \mathbf{c}}{\partial \mathbf{V}}\ ; \quad \mathbf{H}_i := \frac{\partial^2 c_i}{\partial \mathbf{V}^2} \tag{3}$$

mit dem Residuumsvektor $\mathbf{R}$, der tangentialen Steifigkeitsmatrix $\mathbf{K}_T$, der Jacobi-Matrix der Zwangsbedingungen $\mathbf{G}$ und der Hesse-Matrix der jeweiligen Zwangsbedingungen $\mathbf{H}_i$.

Innerhalb aller präsentierter Verfahren lassen sich die Zwangskräfte $\mathbf{C}$ berechnen. Im Falle der Modellierung des Aktors mithilfe der Zwangsbedingung (1) lassen sich die Hubkräfte jedes Zylinders als die dazugehörigen Zwangskräfte identifizieren.

Das einfachste Verfahren ist die Penalty-Methode (PM), bei der die Zwangsbedingungen näherungsweise erfüllt werden. Dafür wird der Penaltyfaktor β eingeführt. Das Verfahren führt auf das folgende effektive Gleichungssystem zur Ermittlung der Inkremente $\Delta\mathbf{V}$:

$$\left(\mathbf{K}_T + \beta\left(\mathbf{G}^T\mathbf{G} + c_i\mathbf{H}_i\right)\right)\Delta\mathbf{V} = -\mathbf{R}\overbrace{-\beta\mathbf{c}^T\mathbf{G}}^{=:\mathbf{C}_{\text{PM}}} \tag{4}$$

Die Methode weist zwei bekannte Nachteile auf: Die Zwangsbedingungen werden nicht exakt erfüllt, wobei der Fehler bei kleinen Penaltyfaktoren besonders groß ist, und bei großen Penaltyfaktoren klein. Letztere führen jedoch zu einer schlecht konditionierten Matrix.

Ein in der mathematischen Optimierung weit verbreitetes und in vielen kommerziellen FE-Codes implementiertes Verfahren ist die Methode der Lagrange-Multiplikatoren (LM). In der Methode werden n_c viele Lagrange-Multiplikatoren $\boldsymbol{\lambda}$ als zusätzliche Freiheitsgrade eingeführt. Die Methode erfüllt die Zwangsbedingungen exakt. Das Verfahren führt auf das folgende effektive Gleichungssystem zur Ermittlung der Inkremente $\Delta\mathbf{V}$:

$$\begin{bmatrix}\mathbf{K}_T + \lambda_i\mathbf{H}_i & \mathbf{G}^T \\ \mathbf{G} & \mathbf{0}\end{bmatrix}\begin{bmatrix}\Delta\mathbf{V} \\ \Delta\boldsymbol{\lambda}\end{bmatrix} = \begin{bmatrix}-\mathbf{R}\overbrace{-\boldsymbol{\lambda}^T\mathbf{G}}^{=:\mathbf{C}_{\text{LM}}} \\ -\mathbf{c}\end{bmatrix} \tag{5}$$

Neben diesen beiden oben genannten fundamentalen Verfahren (PM und LM) existieren zwei Mischformen dieser Verfahren. Das erste Verfahren ist die Methode der Augmented-Lagrange-Multiplikatoren (ALM), bei der die Methode der Lagrange-Multiplikatoren mithilfe des Penaltyfaktors β relaxiert wird. Das Verfahren führt auf das folgende effektive Gleichungssystem zur Ermittlung der Inkremente $\Delta\mathbf{V}$:

$$\begin{bmatrix}\mathbf{K}_T + \lambda_i\mathbf{H}_i + \beta\left(\mathbf{G}^T\mathbf{G} + c_i\mathbf{H}_i\right) & \mathbf{G}^T \\ \mathbf{G} & \mathbf{0}\end{bmatrix}\begin{bmatrix}\Delta\mathbf{V} \\ \Delta\boldsymbol{\lambda}\end{bmatrix} = \begin{bmatrix}-\mathbf{R}\overbrace{-\boldsymbol{\lambda}^T\mathbf{G} - \beta\mathbf{c}^T\mathbf{G}}^{=:\mathbf{C}_{\text{ALM}}} \\ -\mathbf{c}\end{bmatrix} \tag{6}$$

Die Methode der Augmented-Lagrange-Multiplikatoren weist die gleichen Vor- und Nachteile auf wie die Methode der Lagrange-Multiplikatoren. Sie verbessert jedoch die Konditionierung der effektiven Matrix, wenn ein geeigneter Penaltyfaktor gewählt wird [1].

Das zweite Verfahren ist die Methode der Perturbed-Lagrange-Multiplikatoren (PLM), bei dem die Methode der Lagrange-Multiplikatoren mithilfe des Pertubation-Faktors ϵ regularisiert wird. Das Verfahren führt auf das folgende effektive Gleichungssystem zur Ermittlung der Inkremente $\Delta\mathbf{V}$:

$$\begin{bmatrix}\mathbf{K}_T + \lambda_i\mathbf{H}_i & \mathbf{G}^T \\ \mathbf{G} & -\epsilon\mathbf{1}\end{bmatrix}\begin{bmatrix}\Delta\mathbf{V} \\ \Delta\boldsymbol{\lambda}\end{bmatrix} = \begin{bmatrix}-\mathbf{R}\overbrace{-\boldsymbol{\lambda}^T\mathbf{G}}^{=:\mathbf{C}_{\text{PLM}}} \\ -\mathbf{c} + \epsilon\boldsymbol{\lambda}\end{bmatrix} \tag{7}$$

Dieses Verfahren kann in das Penalty-Verfahren überführt werden [1] und besitzt demzufolge die gleichen Vor- und Nachteile.

Neben den zuvor genannten Verfahren haben die Autoren eine neue Methode zur Einarbeitung nichtlinearer Zwangsbedingungen in Form einer Erweiterung der Master-Slave-Elimination (MS elim.) entwickelt, die ausführlich in [2] vorgestellt wird. Bei diesem Verfahren werden n_c viele Slave-Freiheitsgrade $\mathbf{V}_s$ aus dem System eliminiert, sodass lediglich die Master-Freiheitsgrade $\mathbf{V}_m$ an einem reduzierten Gleichungssystem ermittelt werden müssen. Dies führt auf den folgenden Gleichungssatz zur Ermittlung der Inkremente $\Delta\mathbf{V}$:

$$
\boxed{
\begin{aligned}
\mathbf{K}_{\text{red}}\Delta\mathbf{V}_m &= -\mathbf{R}_{\text{red}} \\
\mathbf{K}_{\text{red}} &= \mathbf{K}_{\text{mod},mm} - \mathbf{K}_{\text{mod},ms}\mathbf{G}_s^{-1}\mathbf{G}_m \\
\mathbf{R}_{\text{red}} &= \mathbf{R}_{\text{mod},m} - \mathbf{K}_{\text{mod},ms}\mathbf{G}_s^{-1}\mathbf{c} \\
\mathbf{K}_{\text{mod},m\beta} &= \mathbf{K}_{m\beta} - \sum_{i=1}^{n_c}\left(\mathbf{H}_{m\beta,i}\,Y_i\right) + \mathbf{G}_m^T\,\mathbf{G}_s^{-T}\sum_{i=1}^{n_c}\left(\mathbf{H}_{s\beta,i}\,Y_i\right) - \mathbf{G}_m^T\mathbf{G}_s^{-T}\mathbf{K}_{s\beta} \\
\mathbf{Y} &= \mathbf{G}_s^{-T}\,\mathbf{R}_s \\
\mathbf{R}_{\text{mod},m} &= \mathbf{R}_m - \mathbf{G}_m^T\,\mathbf{G}_s^{-T}\,\mathbf{R}_s \\
\mathbf{G}_m &= \frac{\partial\mathbf{c}}{\partial\mathbf{V}_m} \\
\mathbf{G}_s &= \frac{\partial\mathbf{c}}{\partial\mathbf{V}_s} \\
\mathbf{C}_{\text{MS elim.}} &= \mathbf{G}^T\,\mathbf{G}_s^{-T}\,\mathbf{R}_s
\end{aligned}
}
\tag{8}
$$

Das neue Master-Slave-Eliminierungsverfahren für nichtlineare Zwangsbedingungen erfüllt die Zwangsbedingungen exakt und reduziert die Dimension des resultierenden Gleichungssystems um die Anzahl der Zwangsbedingungen n_c, siehe Gleichung $(8)_1$. Wie in [2] gezeigt wurde, weist dieses Verfahren ein geringere Berechnungskomplexität auf als die zuvor vorgestellten Verfahren. Die Master-Elimination erfordert die Auswahl eines geeigneten Satzes von Slave-Freiheitsgraden, welche jedoch ohne zusätzlichen Berechnungsaufwand identifiziert werden können [3].

2.3 Steuerung zeitlich veränderlicher nichtlinearen Zwangsbedingungen

Zeitlich veränderliche Zwangsbedingungen sind Gleichungen, die nicht nur von den Knotenfreiheitsgraden des FE-Netzes abhängen, sondern zusätzlich von einem Steuerparameter τ. Dieser Fall wurde bislang in der Literatur zu nichtlinearen Zwangsbedingungen in der FEM nicht betrachtet. In diesem Beitrag soll daher das Potential dieser Art von Zwangsbedingungen zur Modellierung komplexer Ingenieuraufgaben dargelegt werden. Ein Anwendungsbeispiel ist die oben aufgeführte Modellierung des Aktors in Gleichung (1). In diesem Beitrag betrachten wir ausschließlich den quasi-statischen Fall, d. h. Trägheitskräfte werden vernachlässigt.

3 Anwendung – *Rolling Bridge*

3.1 Beschreibung und Modellierung

Die *Rolling Bridge* ist eine aufrollbare Fußgängerbrücke in London mit einer Spannweite von 12 m, einer Breite von 1,6 m und einer Geländerhöhe von 1,18 m. Sie wurde vom britischen Architekten Thomas Heatherwick entworfen. Die Brücke besteht aus 8 trapezförmigen Segmenten, die auf jeder Seite durch 4 biegesteif verbundene Stahlträger ausgebildet werden. Der Gehweg besteht aus Holzbohlen. Insgesamt wiegt die Brücke 4,5 t. Sie kann über 2×7 Hubyzlinder binnen 180 Sekunden ein- oder ausgerollt werden. Aufgrund der geringen Geschwindigkeiten ist die Annahme der Vernachlässigung der Trägheitskräfte in Abschnitt 2.3 gerechtfertigt. In Abbildung 1 ist die Brücke während des Aufrollvorgangs zu sehen.

Für die numerische Simulation wurde unter Ausnutzung der Symmetrie die Brücke wie folgt modelliert: Die Trapezsegmente wurden mit geometrisch exakten, linear elastischen Timoschenko-Balkenelementen modelliert. Die Verbindungen am Kopf der Segmente erfolgte über zwei geometrisch exakte, linear elastische Fachwerkelemente. Die Hubzylinder wurden mithilfe der nichtlinearen Zwangsbedingung (1) modelliert. Dafür wurde der Steuerparameter τ eingeführt, mit dem die Größe des Aktorenwegs α kontrolliert wird.

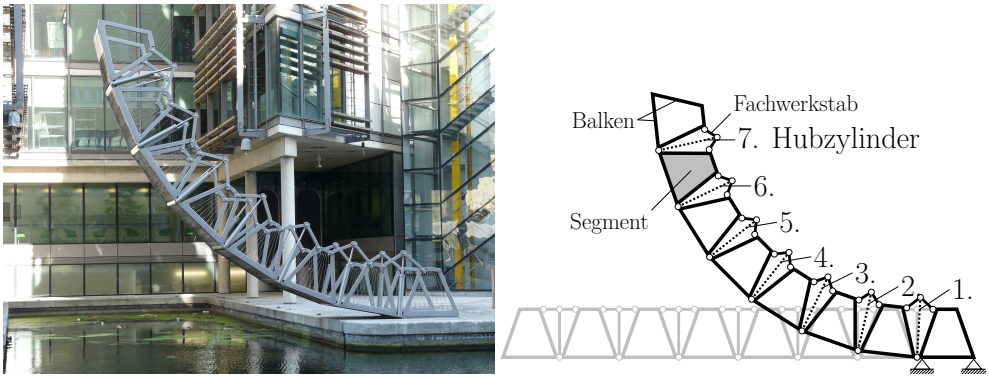


Abbildung 1: Reale Tragstruktur[1] (links) und statisches Ersatzmodell (rechts)

Während des Aufrollens wird das Tragwerk ausschließlich durch das Eigengewicht und die Hubkräfte belastet. Man erkennt, dass die Hubkräfte der Zylinder statisch bestimmte Größen sind. Somit lösen die Längenänderungen der Aktoren keine Zwängungen im Tragwerk aus. Damit lassen sich die Hubkräfte für jeden Schritt des Aufrollens sehr einfach allein mit Gleichgewichtsbetrachtungen berechnen. Für die Überprüfung einzelner Hubkräfte während des Aufrollens wird hier das Prinzip der virtuellen Verrückungen verwendet.

Es wird darauf hingewiesen, dass alle Methoden zur Einarbeitung der Zwangsbedingungen aus Abschnitt 2.2 zum gleichen Ergebnis führen.

[1] Fotograf: Loz Pycock. Lizenz: CC BY-SA 2.0 Deed (https://creativecommons.org/licenses/by-sa/2.0/deed.en)

3.2 Simulationsergebnisse

Für die Simulation des Aufrollens wurden drei Aktuationsstrategien miteinander verglichen:

1. Simultanes Ausfahren aller Zylinder
2. Sukzessives vollständiges Ausfahren jedes einzelnen Zylinders beginnend bei Nr. 7
3. Sukzessives vollständiges Ausfahren jedes einzelnen Zylinders beginnend bei Nr. 1

Die Aktorenwege werden so gesteuert, dass in allen Fällen die gewünschte Endposition der Brücke erreicht wird. Zur Visualisierung der unterschiedlichen Strategien sind in Abbildung 2 auf der linken Seite die Hubwege $\alpha(\tau)$ jedes der 7 Zylinder in Abhängigkeit des Steuerparameters τ dargestellt. In Abbildung 2 sind auf der rechten Seiten insgesamt 7 ausgewählte Konfigurationen a–g der Brücke dargestellt. Es wird darauf hingewiesen, dass die Strategien 2 und 3 zu einem Durchdringen der Brücke mit sich selbst beziehungsweise dem Baugrund führen und daher aus baupraktischer Sicht unbrauchbar sind.

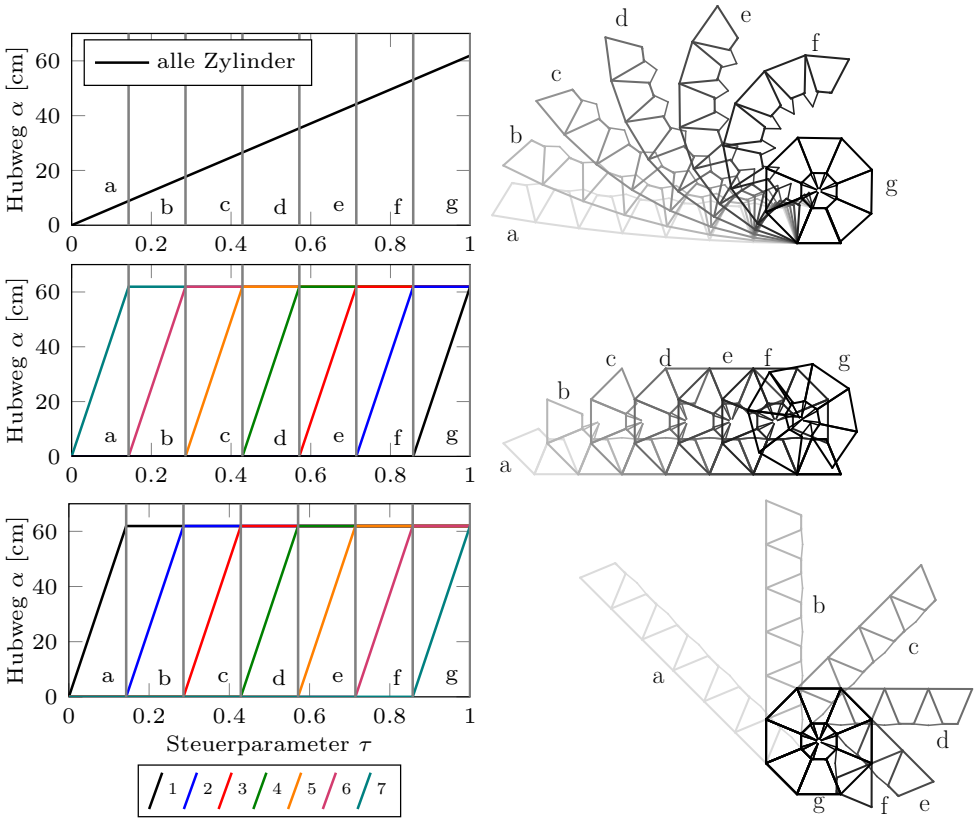


Abbildung 2: 3 unterschiedliche Aktuationsstrategien und zugehörige Konfigurationen

Für jede der drei Aktuationsstrategien wurden die Hubkräfte H jedes einzelnen Zylinders in Abhängigkeit des Steuerparameters τ bestimmt und in Abbildung 3 dargestellt.

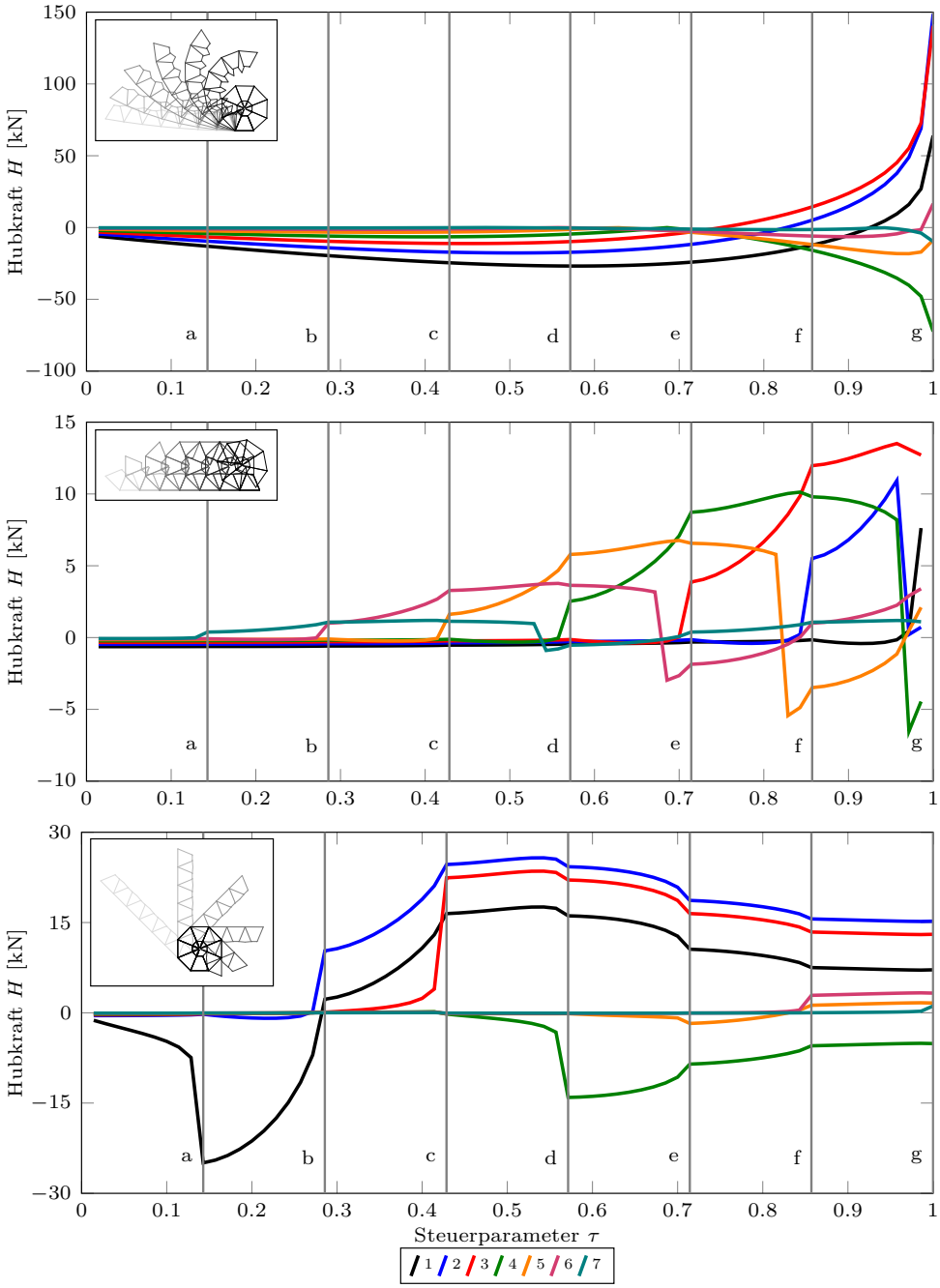


Abbildung 3: Verlauf der Hubkraft über den Steuerparameter für unterschiedliche Aktuationsstrategien

3.3 Interpretation und Diskussion

Auf Basis der Simulationsergebnisse können folgende Schlussfolgerungen gezogen werden: Die großen Starrkörperbewegungen dominieren die Verschiebung des Tragwerks und die elastischen Deformationen sind ihnen gegenüber verschwindend gering. Man erkennt, dass die Größe und der Verlauf der einzelnen Hubkräfte sehr stark von der jeweils gewählten Aktuationsstrategie abhängig sind. Zusätzlich erkennt man die starke Abhängigkeit der Hubkräfte vom Steuerparameter τ und somit dem Fortschritt des Aufrollprozesses. Während sich die Hubkräfte in der Strategie 1 kontinuierlich verändern, kommt es in den Strategien 2 und 3 zu starken plötzlichen Änderungen.

Bei der Auswahl der Akuationsstrategie muss sowohl auf die baupraktische Realisierbarkeit, als auch auf die Effizienz geachtet werden. Die Identifikation der effizientesten Aktuationsstrategie war nicht Gegenstand der vorliegenden Untersuchung, eine entsprechende Methode findet sich aber unter anderem in [5].

Anhand des Beispiels konnte gezeigt werden, dass zeitlich veränderliche Zwangsbedingungen, die mithilfe eines Steuerparameters gesteuert werden, geeignet sind, um Aktoren von adaptiven Tragwerken zu modellieren. Aufgrund ihrer Flexibilität eignen sie sich für die Modellierung verschiedener Aktorentypen. Die nichtlinearen Zwangsbedingungen können mit verschiedenen Methoden in der FEM berücksichtigt werden, siehe Abschnitt 2.2, unter anderem der neuartigen Erweiterung der Master-Slave-Elimination auf nichtlineare Probleme [2]. Bei der Modellierung mittels nichtlinearer Zwangsbedingungen können ebenfalls die Aktorenkräfte berechnet werden, die zur Auslegung eines adaptiven Tragwerks wie der *Rolling Bridge* benötigt werden, da alle in Abschnitt 2.2 vorgestellten Methoden die Berechnung der Zwangskräfte ermöglichen. Bei der Anwendung dieser Methoden sind gewisse Aspekte zu beachten, darunter die Redundanz von Zwangsbedingungen. Entsprechende Forschungsergebnisse werden von den Autoren aktuell zu einer Publikation zusammengetragen [3].

Literatur

[1] BELYTSCHKO, T. ; LIU, W. ; MORAN, B. ; ELKHODARY, K. : *Nonlinear finite elements for continua and structures*. 2. Auflage. Wiley, 2014

[2] BOUNGARD, J. ; WACKERFUSS, J. : Master-slave elimination scheme for arbitrary nonlinear multi-point constraints. In: *Computational Mechanics* (In Begutachtung)

[3] BOUNGARD, J. ; WACKERFUSS, J. : *Identification, elimination and handling of redundant non-linear multi-point constraints*. Publikation in Vorbereitung

[4] GEIGER, F. ; GADE, J. ; VON SCHEVEN, M. ; BISCHOFF, M. : Optimal Design of Adaptive Structures vs. Optimal Adaption of Structural Design. In: *IFAC-PapersOnLine* 53 (2020), Nr. 2, S. 8363–8369. – 21st IFAC World Congress

[5] SACHSE, R. : *Variational Motion Design for Adaptive Structures*, Institut für Baustatik und Baudynamik der Universität Stuttgart, Diss., 2020

Baustatik – Baupraxis 15, © 2024, Technische Universität Hamburg

Baustatische Methoden für Entwurf, Auslegung und Betrieb adaptiver Tragwerke

Lisa-Marie Krauß[1], Mathias Maierhofer[2], Tamara Prokosch[1], Axel Trautwein[1], Malte von Scheven[1], Achim Menges[2], Manfred Bischoff[1]

[1] *Universität Stuttgart, Institut für Baustatik und Baudynamik*
[2] *Universität Stuttgart, Institut für Computerbasiertes Entwerfen und Baufertigung*

Zusammenfassung: Mit strukturmechanischer Einsicht und der Formulierung von Aktuierungszielen lassen sich Grundsätze für den Entwurf guter adaptiver Tragwerke sowie deren Auslegung ableiten. Dabei kann zwischen einer Adaption zur Reduktion der Verformungen und einer Adaption zur Manipulation der Kräfte im Tragwerk unterschieden werden. Durch den Einsatz von Aktoren zur Kraftmanipulation ist es möglich, die maximale Querschnittsausnutzung in der Struktur bei verschiedenen Belastungen zu reduzieren. Der jeweils optimale Aktuierungszustand ist derjenige, der die maximale Ausnutzung im Tragwerk minimiert. Mithilfe baustatischer Überlegungen kann diese Optimierungsaufgabe durch ein lineares Optimierungsproblem beschrieben und das globale Minimum mit dem Simplex-Algorithmus gefunden werden.

1 Einführung

Adaptive Tragwerke unterscheiden sich von herkömmlichen, passiven Tragwerken durch ihre Fähigkeit sich an externe Lasten anzupassen. Unterschiedliche Aktuierungsziele definieren dabei maßgebliche Kriterien für den Entwurf und die Auslegung adaptiver Tragwerke. Eine mögliche Kategorisierung stellt die Unterteilung in Verschiebungs- und Kraftadaption dar. Bei der Verschiebungsadaption sollen Verformungen reduziert werden. Da durch den Einsatz von Aktorik für die Auslegung der Tragwerke nicht mehr die Steifigkeit, sondern die Festigkeit maßgebend wird, kann der Materialeinsatz signifikant reduziert werden [2]. In [5] wurde gezeigt, dass die notwendige Tragwerksmasse reduziert werden kann, wenn das Tagwerk möglichst steif gegenüber der äußeren Last und möglichst weich gegenüber der Aktuierung ist. Durch den Einbau von Aktoren in statisch bestimmten Tragwerksteilen können Verschiebungen, jedoch keine Kräfte im Tragwerk manipuliert werden. Die Anzahl der Aktoren, die erforderlich ist, um den Aktuierungsraum zur Kraftmanipulation vollständig aufzuspannen,

ist gleich dem Grad der statischen Unbestimmtheit. Für die Platzierung der Aktoren können die Eigenschaften der Redundanzmatrix genutzt werden, siehe [3], [2].

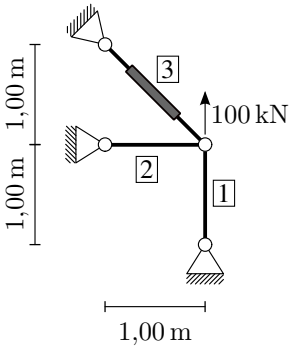
Durch die Anwendung des Konzepts der Kraftmanipulation in adaptiven Tragwerken können die Stabkräfte während des Betriebs so manipuliert werden, dass die maximalen Beanspruchungen im Tragwerk reduziert werden. Dies geschieht, indem die Aktorkräfte bzw. -stellwege an die Einwirkungen angepasst werden. Diese Aufgabe kann als Optimierungsproblem betrachtet werden, bei dem die Aktorstellwege als Entwurfsvariable fungieren und die maximale Querschnittsausnutzung im Tragwerk minimiert wird. Im Rahmen des Sonderforschungsbereichs 1244 an der Universität Stuttgart wurde eine adaptive Bank als Fachwerkkonstruktion entwickelt, die auf äußere Lasten reagiert. Diese Struktur wurde beim ersten IBA'27-Festival ausgestellt. Ein wesentlicher Bestandteil der Installation ist eine der adaptiven Bank nachempfundene Lichtkonstruktion zur Visualisierung der Querschnittsausnutzungen im Tragwerk, die durch die Last der Besucher hervorgerufen werden. Der Ausstellungsbeitrag CHANDELIER'1244 wurde vom Institut fur Computerbasiertes Entwerfen und Baufertigung (ICD) der Universität Stuttgart entworfen und realisiert. Durch die interdisziplinäre Zusammenarbeit mit dem Institut für Baustatik und Baudynamik (IBB) der Universität Stuttgart wurde die in diesem Beitrag vorgestellte Optimierung entwickelt, die für die Steuerung der adaptiven Bank angewendet werden kann.

Im optimalen Zustand wird die maximale Ausnutzung der Querschnitte durch die Aktorik minimiert. Die Methodik für die Optimierung wird in diesem Beitrag für allgemeine Fachwerkstrukturen erläutert. Die dafür nötigen Voraussetzungen und Annahmen sowie die Grundlagen der Kraftmanipulation durch Aktorik werden in Kapitel 2 beschrieben. Das zugehörige Optimierungsproblem wird in Kapitel 3 mathematisch formuliert, charakterisiert sowie ein geeigneter Algorithmus zur effizienten Lösung beschrieben. Anschließend werden die Möglichkeiten und Einschränkungen, die sich durch die Kraftmanipulation im Tragwerk mittels Aktorik ergeben, in Kapitel 4 an einem Beispiel untersucht.

2 Kraftmanipulation durch Adaptivität

Für die Auswahl eines geeigneten und effizienten Optimierungsalgorithmus ist eine genaue Kenntnis der Eigenschaften des Optimierungsproblems essenziell. Da Kräfte nur in statisch unbestimmten Tragwerksteilen manipuliert werden können, werden in diesem Beitrag nur Tragwerke ohne statisch bestimmte Tragwerksteile betrachtet. Bei allgemeinen Tragwerken können statisch bestimmte Tragwerksteile mithilfe der Redundanzmatrix identifiziert und vom Optimierungsprozess ausgeschlossen werden.

Die Aktuierung wird im Folgenden als vorgegebene Längenänderungen der aktiven Elemente modelliert. Die Anzahl der Aktoren n_{akt} entspricht dem Grad der statischen Unbestimmtheit n_{S}, wodurch der Aktuierungsraum vollständig aufgespannt wird, wenn die Aktoren so platziert werden, dass die einzelnen Aktuierungszustände linear unabhängig voneinander sind. Der Aktuierungsraum entspricht dem Raum der Eigenspannungszustände, der vom Bild der Redundanzmatrix aufgespannt wird [2]. Die vorgestellte Methode basiert auf dem Superpositionsprinzip und ist daher nur für materielle und geometrische Linearität gültig. Ein adaptiver Normalkraftzustand $\mathbf{N}^{\text{adapt}}$ ergibt sich aus der Summe des passiven Normalkraftzu-



$$
\begin{aligned}
E &= 2{,}1 \cdot 10^8 \quad \mathrm{kN/m^2} \\
f_y &= 2{,}35 \cdot 10^5 \quad \mathrm{kN/m^2} \\
A &= 3{,}13 \cdot 10^{-4}\,\mathrm{m^2} \\
I &= 6{,}26 \cdot 10^{-8}\,\mathrm{m^4} \\
\gamma_{M0} &= 1{,}0 \\
\gamma_{M1} &= 1{,}1
\end{aligned}
$$

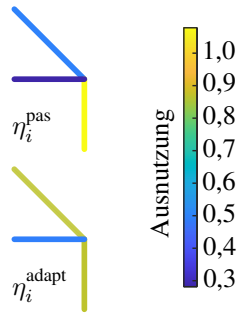


Abbildung 1: Adaptive Beispielstruktur mit $n_{\text{akt}} = n_{\text{S}} = 1$, Material- und Querschnittsparametern sowie ihre Ausnutzung im passiven und adaptiven Zustand

stands $\mathbf{N}^{\text{pas}}$, der durch externe Lasten hervorgerufen wird, und den n_{akt} mit $\Delta l_0^{\text{akt},j}$ multiplizierten Aktuierungszuständen $\mathbf{N}^{\text{akt},j}$

$$\mathbf{N}^{\text{adapt}} = \mathbf{N}^{\text{pas}} + \sum_{j=1}^{n_{\text{akt}}} \Delta l_0^{\text{akt},j} \mathbf{N}^{\text{akt},j}. \tag{1}$$

Die Aktuierungszustände $\mathbf{N}^{\text{akt},j}$ sind Normalkraftverteilungen infolge einer Einheitslängenänderung im jeweiligen Aktorelement und haben entsprechend die Einheit $\mathrm{kN/m}$. Die Unbekannten $\Delta l_0^{\text{akt},j}$ sind die vorgegebenen Längenänderungen in den j Aktorelementen in der Einheit m. Der adaptive Normalkraftzustand ist eine Linearkombination aus dem passiven Normalkraftzustand und den Aktuierungszuständen und entspricht geometrisch betrachtet einer Hyperebene der Dimension $n_{\text{akt}} = n_{\text{S}}$.

Als Minimalbeispiel soll das in Abb. 1 dargestellte Fachwerk aus drei Stäben mit $n_{\text{akt}} = n_{\text{S}} = 1$ dienen, das durch eine externe Last $F = 100\,\mathrm{kN}$ belastet wird. Der E-Modul E und die Festigkeit f_y entsprechen den Eigenschaften von Stahl, der Querschnitt ist durch seine Fläche A und das Flächenträgheitsmoment I definiert. Es werden die im Stahlbau üblichen Teilsicherheitsbeiwerten γ_{M0} für Materialversagen und γ_{M1} für Stabilitätsversagen angesetzt. Die drei Normalkräfte im adaptiven Zustand

$$\mathbf{N}^{\text{adapt}} = \mathbf{N}^{\text{pas}} + \Delta l_0^{\text{akt}} \mathbf{N}^{\text{akt}} = \begin{bmatrix} 79{,}289 \\ 20{,}711 \\ -29{,}289 \end{bmatrix} \mathrm{kN} + \Delta l_0^{\text{akt}} \begin{bmatrix} -1{,}9252 \\ 1{,}9252 \\ -2{,}7226 \end{bmatrix} \cdot 10^4\,\mathrm{kN/m} \tag{2}$$

sind von einer unbekannten vorgegebenen Längenänderung im aktiven Element Δl_0^{akt} abhängig und in Abb. 2 (links oben) dargestellt. Die weiteren Schritte zur Charakterisierung des Optimierungsproblems in Kapitel 3 werden in Abb. 2 für dieses Minimalbeispiel veranschaulicht. Die aufgeführten Gleichungen sind jedoch allgemein gültig und auf eine beliebige Anzahl von Elementen und Aktoren übertragbar, solange die oben beschrieben Voraussetzungen erfüllt sind.

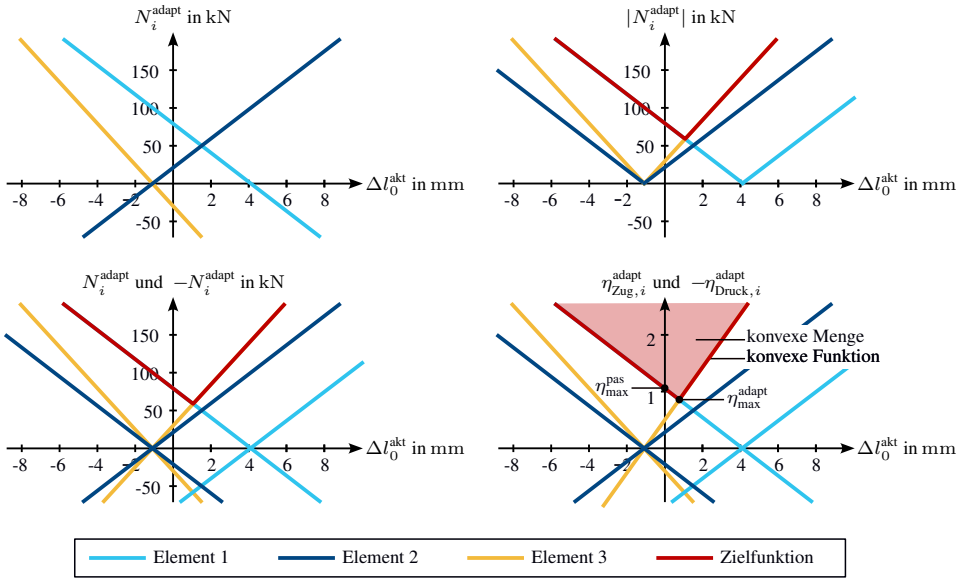


Abbildung 2: Schritte zur Reformulierung des Optimierungsproblems

3 Minimierung der maximalen Querschnittsausnutzung im Tragwerk

Um sich der Minimierung der maximalen Querschnittsausnutzung schrittweise zu nähern, soll zunächst der maximale Betrag der Normalkräfte im adaptiven Zustand N_i^{adapt} über allen n_{ele} Elemente minimiert werden:

$$\text{Minimiere} \quad f(\Delta l_0^{\text{akt},j}) = \max_{i=1..n_{\text{ele}}} \left(|N_i^{\text{adapt}}| \right). \tag{3}$$

Für das Minimalbeispiel aus Abb. 1 sind die Beträge der Normalkräfte sowie die Zielfunktion in Abb. 2 (rechts oben) visualisiert. Die Funktionen der Beträge der einzelnen Normalkräfte sind nur abschnittsweise linear und daher nicht auf dem gesamten Gebiet differenzierbar.

Durch eine Reformulierung der Funktionen können die Eigenschaften des Optimierungsproblems verbessert werden. Statt der Beträge der Normalkräfte können doppelt so viele lineare Funktionen zur Optimierung verwendet werden:

$$\text{Minimiere} \quad f\left(\Delta l_0^{\text{akt},j}\right) = \max_{i=1..n_{\text{ele}}} \left(|N_i^{\text{adapt}}| \right) = \max_{i=1..n_{\text{ele}}} \left(N_i^{\text{adapt}}, -N_i^{\text{adapt}} \right). \tag{4}$$

Da für die Zielfunktion das Maximum gebildet wird, verändert diese Reformulierung nicht die tatsächliche Zielfunktion, sondern führt lediglich zu einer einfacheren Auswertung, siehe Abb. 2 (links unten). Die einzelnen Funktionen, aus denen das Maximum gebildet wird, sind nun linear und folglich konvex. Nach [4] ist das Maximum aus konvexen Funktionen ebenfalls konvex, d. h. die Zielfunktion der betrachteten Optimierung ist eine konvexe Funktion.

Aufgrund der Konvexität ist jedes lokale Minimum ein globales Minimum. Da sie jedoch abschnittsweise linear ist, ist sie nicht im gesamten Gebiet differenzierbar.

Die Minimierung des maximalen Betrags der Normalkräfte ist nicht hinreichend, sobald unterschiedliche Querschnitte verwendet werden oder Stabilitätsversagen der Stäbe berücksichtigt werden soll. Deshalb werden die Überlegungen auf die Minimierung der maximalen Ausnutzung der Stäbe übertragen. Dabei wird von isotropem Materialverhalten ausgegangen. Die Ausnutzung η_i^{adapt} ist das Verhältnis zwischen einwirkende Normalkraft N_i^{adapt} und zulässiger Normalkraft N_i^{zul}

$$\eta_i^{\text{adapt}} = \frac{N_i^{\text{adapt}}}{N_i^{\text{zul}}}. \tag{5}$$

Für Zugkräfte wird die zulässige Normalkraft $N_{\text{Zug},i}^{\text{zul}}$ aus dem Produkt der Fließgrenze f_y und der Querschnittsfläche A_i bestimmt. Bei Druckkräften ist die zulässige Normalkraft das Minimum aus der zulässigen Normalkraft für Materialversagen und der zulässigen Knicklast für Eulerfall 2

$$N_{\text{Druck},i}^{\text{zul}} = \min\left(f_y A_i,\ \frac{\pi^2 E I_i}{L_i^2}\right) \tag{6}$$

und damit ggf. nicht nur von Querschnitts- und Materialeigenschaften, sondern auch von den Längen L_i der Stäbe abhängig. Die Minimierung der maximalen Ausnutzung der Stäbe kann mit Gl. (4)–(6) als

$$\begin{aligned} \text{Minimiere} \quad f(\Delta l_0^{\text{akt},j}) &= \max_{i=1..n_{\text{ele}}} \left(\frac{N_i^{\text{adapt}}}{N_{\text{Zug},i}^{\text{zul}}}, -\frac{N_i^{\text{adapt}}}{N_{\text{Druck},i}^{\text{zul}}}\right) \\ &= \max_{i=1..n_{\text{ele}}} \left(\eta_{\text{Zug},i}^{\text{adapt}}, -\eta_{\text{Druck},i}^{\text{adapt}}\right) \end{aligned} \tag{7}$$

definiert werden. Auch die Ausnutzungen der einzelnen Stäbe sind ausschließlich lineare Funktionen, da die Normalkräfte jeweils durch Konstanten geteilt werden. Die Eigenschaften der Zielfunktion ändern sich dadurch nicht und zur Lösung kann derselbe Algorithmus herangezogen werden.

Für das Minimalbeispiel sind die Funktionen der Ausnutzung in Abb. 2 (rechts unten) grafisch dargestellt. Die maximale Ausnutzung der Elemente kann durch die Optimierung von $\eta_{\max}^{\text{pas}} = 1{,}078$ auf $\eta_{\max}^{\text{adapt}} = 0{,}868$ reduziert werden. Aufgrund des knickgefährdeten Elements 3 unterscheidet sich das Optimum für die Minimierung der maximalen Ausnutzung von der Minimierung des maximalen Normalkraftbetrags.

Zur Lösung dieses Optimierungsproblems gibt es zwei unterschiedliche Strategien: Einerseits kann das Minimum durch eine Suche auf der konvexen, nicht-glatten Zielfunktion, z. B. mit dem Subgradientenverfahren, ermittelt werden. Andererseits kann das Problem erneut reformuliert werden und das Minimum anstatt auf der konvexen Funktion in der konvexen Menge, siehe Abb. 2 (rechts unten), gesucht werden. Die Lösung ist für beide Strategien dieselbe, da das Minimum auf dem Rand der konvexen Menge liegt.

Bei der zweiten Strategie wird eine fiktive Ausnutzung $\bar{\eta}$ als Hilfsvariable eingeführt und minimiert. In Nebenbedingungen wird festgelegt, dass diese fiktive Ausnutzung größer gleich

den Querschnittsausnutzungen im adaptiven Zustand ist. Dadurch ist der Suchraum auf die konvexe Menge beschränkt. Die Minimierung der maximalen Ausnutzung kann somit als lineares Optimierungsproblem in Matrixschreibweise formuliert werden:

$$\text{Minimiere} \quad \mathbf{c}^{\mathrm{T}}\mathbf{x} \quad \text{u. d. N.} \quad \mathbf{A}\mathbf{x} \leq \mathbf{b} \tag{8}$$

mit

$$\mathbf{c}^{\mathrm{T}} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & \cdots & 0 \end{bmatrix} \qquad \mathbf{x} = \begin{bmatrix} \bar{\eta} \\ \boldsymbol{\Delta}\mathbf{l}_0^{\text{akt}} \end{bmatrix}$$

$$\mathbf{A} = \begin{bmatrix} -\mathbf{1} & \boldsymbol{\eta}_{\text{Zug}}^{\text{akt},1} & \boldsymbol{\eta}_{\text{Zug}}^{\text{akt},2} & \cdots \\ -\mathbf{1} & -\boldsymbol{\eta}_{\text{Druck}}^{\text{akt},1} & -\boldsymbol{\eta}_{\text{Druck}}^{\text{akt},2} & \cdots \end{bmatrix} \qquad \mathbf{b} = \begin{bmatrix} -\boldsymbol{\eta}_{\text{Zug}}^{\text{pas}} \\ \boldsymbol{\eta}_{\text{Druck}}^{\text{pas}} \end{bmatrix}. \tag{9}$$

Der Zielfunktionsvektor $\mathbf{c}^{\mathrm{T}}$ gibt an, dass nur die fiktive Ausnutzung $\bar{\eta}$ minimiert wird. Die Variablen sind im Vektor $\mathbf{x}$ definiert und setzen sich aus der fiktiven Ausnutzung $\bar{\eta}$ sowie dem Vektor der vorgegebenen Längenänderungen in den Aktorelementen $\boldsymbol{\Delta}\mathbf{l}_0^{\text{akt}}$ zusammen. Die Matrix $\mathbf{A}$ hat insgesamt $2n_{\text{ele}}$ Zeilen, jeweils eine für die Ausnutzung infolge Zug und eine für die Ausnutzung infolge Druck jedes Elements. Die erste Spalte besteht aus lauter Einträge mit dem Wert -1. Auf den übrigen n_{akt} Spalten sind die Ausnutzungen infolge der einzelnen Aktuierungszustände abgebildet. Die passiven Ausnutzungen stehen im Vektor $\mathbf{b}$.

Das lineare Optimierungsproblem kann z. B. mit dem Simplex-Algorithmus, der 1947 erstmals von George Dantzig vorgestellt und seither weiterentwickelt wurde [1], effizient gelöst werden. Damit wird immer das Minimum der maximalen Ausnutzung erreicht. Über die Verteilung der übrigen Ausnutzungen im Tragwerk kann allerdings keine Aussage getroffen werden. Unter Umständen besteht das Minimum aus mehr als einem Punkt und eine Reduktion der nächstgrößten Ausnutzung ist durch eine Optimierung auf dem eingeschränkten Suchraum möglich. Dieses Vorgehen wird beim folgenden Beispiel verwendet.

4 Möglichkeiten und Einschränkungen der Kraftadaption

Als numerisches Beispiel soll das ebene Fachwerk in Abb. 3 mit vier gleichmäßig über das Tragwerk verteilten Aktoren dienen. Dabei sollen durch die Adaption die Belastungen unter den rot eingezeichneten, horizontalen Lasten reduziert werden. Die Material- und Querschnittswerte sind rechts in Abb. 3 gegeben. Der Aktuierungszustand $\mathbf{N}^{\text{akt},1}$ ist qualitativ in Abb. 3 (Mitte) visualisiert, wobei Druckkräfte rot und Zugkräfte blau eingezeichnet sind und die Breite der Linien dem Betrag der Normalkräfte entsprechen. Der Einfluss dieses Aktors nimmt über die Höhe stark ab.

In Abb. 4 (links) sind die Ergebnisse der Minimierung des maximalen Betrags der Normalkräfte dargestellt. Die maximale Beanspruchung im adaptiven Zustand kann gegenüber dem passiven Zustand nicht reduziert werden, weil die Normalkräfte in den beiden am stärksten belasteten Elementen 1 und 4 betragsmäßig gleich groß sind, aber ein unterschiedliches Vorzeichen haben. Durch den Aktor in Element 3 können die Normalkräfte in beiden Elementen jedoch nur mit gleichem Vorzeichen geändert werden. Der Betrag der maximalen Normalkraft wird durch eine Aktuierung des untersten Aktors folglich größer und nicht kleiner. Bei

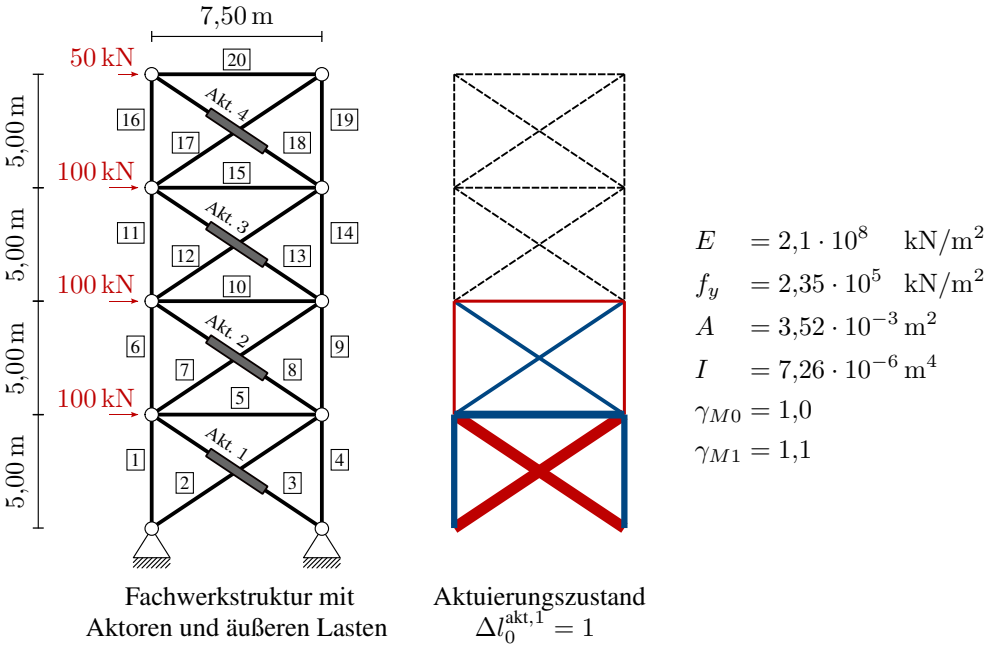


Abbildung 3: Adaptive Beispielstruktur mit $n_{\text{akt}} = n_{\text{S}} = 4$, Visualisierung eines Aktuierungszustandes sowie Material- und Querschnittsparamtern

der Minimierung der maximalen Ausnutzung hingegen ergibt sich ein signifikanter Unterschied zwischen dem passiven und adaptiven Zustand, siehe Abb. 4 (rechts). Hier sind in beiden Zuständen die knickgefährdeten Stäbe 3 und 8 am stärksten ausgenutzt. Die Aktuierung führt bei einer optimalen Einstellung der Aktoren zu einer Reduktion der maximalen Ausnutzung von $\eta_{\max}^{\text{pas}} = 1{,}301$ auf $\eta_{\max}^{\text{adapt}} = 0{,}833$.

5 Zusammenfassung

Für Fachwerkstrukturen stellen die Minimierung des maximalen Betrags der Normalkräfte oder die Minimierung der maximalen Ausnutzung unter Berücksichtigung von Stabilitätsversagen sinnvolle Optimierungsziele zur Kraftmanipulation dar. Durch die baustatische Betrachtung der Optimierungsaufgabe kann die mathematische Formulierung des Optimierungsproblems aufgestellt und vereinfacht werden sowie die Zielfunktion als konvexe Funktion identifiziert werden. Eine weitere Reformulierung ermöglicht die Suche in der konvexen Menge anstatt auf der konvexen, aber abschnittsweise linearen, ursprünglichen Zielfunktion und erlaubt damit die Anwendung des Simplex-Algorithmus zur Lösung des linearen Optimierungsproblems. Die Untersuchung an einer Beispielstruktur zeigt, dass das Potenzial zur Reduktion der maximalen Ausnutzung durch Kraftadaption davon abhängt, ob Kräfte von stark ausgenutzten Elementen in weniger ausgenutzte Tragwerksteile umgelagert werden können. Diese Möglichkeit ergibt sich wiederum aus einem Zusammenspiel zwischen dem passiven Normalkraftzustand und den Aktuierungszuständen.

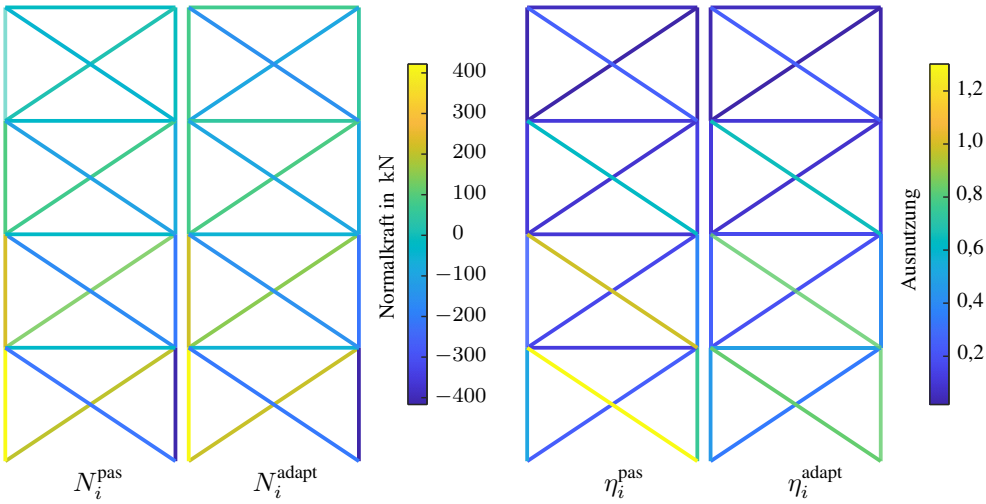


Abbildung 4: Ergebnisse der Optimierung: Minimierung des maximalen Betrags der Normalkräfte (links) und Minimierung der maximalen Ausnutzung (rechts)

Danksagung

Die präsentierten Forschungsergebnisse entstanden teilweise im Rahmen der Tätigkeiten in den Teilprojekten A02 – “Entwicklung integrativer Entwurfsverfahren und computerbasierter Entwurfswerkzeuge für adaptive Strukturen und deren Rekonfiguration” und B01 – “Charakterisierung, Modellierung und Reduktion” des Sonderforschungsbereichs 1244 “Adaptive Hüllen und Strukturen für die gebaute Umwelt von morgen”, gefördert von der Deutschen Forschungsgemeinschaft (DFG) unter der Projektnummer 279064222. Die Autoren bedanken sich für die gewährte Unterstützung.

Literatur

[1] DANTZIG, G. B.: *Origins of the simplex method.* New York, NY, USA, Jun. 1990

[2] GEIGER, F. : *Strukturmechanische Charakterisierung von Stabtragwerken für den Entwurf adaptiver Tragwerke*, Bericht 74 / Institut für Baustatik und Baudynamik der Universität Stuttgart, Dissertation, 2022

[3] SCHEVEN, M. von ; RAMM, E. ; BISCHOFF, M. : Quantification of the redundancy distribution in truss and beam structures. In: *Int. J. Solids Struct.* 213 (2021), S. 41–49

[4] SHOR, N. Z.: *Minimization methods for non-differentiable functions.* Berlin, Germany : Springer, 1985 (Springer Series in Computational Mathematics)

[5] TRAUTWEIN, A. ; PROKOSCH, T. ; SENATORE, G. ; BLANDINI, L. ; BISCHOFF, M. : Analytical and numerical case studies on tailoring stiffness for the design of structures with displacement control. In: *Front. Built Environ.* 9 (2023)

Baustatik – Baupraxis 15, © 2024, Technische Universität Hamburg

Kriterien zur Dimensionierung adaptiver Stahlbetonplatten mit integrierten fluidischen Aktoren

Markus Nitzlader[1], Matthias J. Bosch[2], Hansgeorg Binz[2], Matthias Kreimeyer[2], Lucio Blandini[1]

[1]*Institut für Leichtbau Entwerfen und Konstruieren ILEK, Universität Stuttgart*
[2]*Institut für Konstruktionstechnik und Technisches Design IKTD, Universität Stuttgart*

Zusammenfassung:
Um bei der Auslegung adaptiver Stahlbetonplatten mit integrierten fluidischen Aktoren den Lastfall „Aktuierung“ zu berücksichtigen, bedarf es zusätzlicher Kriterien für die Aktorplatzierung. Für die Diskussion derartiger Kriterien werden Finite Elemente Simulationen unter Verwendung eines bruchmechanischen Schädigungs-Plastizitätsmodell an einem Fallbeispiel durchgeführt und dem aufgebrachten Aktordruck gegenübergestellt.

1 Einführung

1.1 Motivation

Die Bauindustrie ist für einen Großteil des weltweiten Ressourcenverbrauchs und der Treibhausgasemissionen verantwortlich [1, 2]. Geschossdecken verantworten bis zu 50 % der Tragwerksmasse in Gebäuden [3, 4]. Bei derartigen Plattentragwerken erfolgt der Lastabtrag vorwiegend über Biegung, wodurch das Material in der Nähe der neutralen Faser fast ungenutzt bleibt. Da die Biegesteifigkeit eines Tragwerks erheblich geringer ist als die Dehnsteifigkeit, wird bei Geschossdecken häufig die Einhaltung von Verformungsgrenzwerten im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit maßgebend für die Dimensionierung [5].

Tragwerke werden in der Regel so ausgelegt, dass sie extremen Belastungsereignissen standhalten, um die Anforderungen an Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit zu erfüllen [6]. Die meisten Plattentragwerke, z. B. Flachdächer, Geschossdecken in Parkhäusern, Stadien, Veranstaltungshallen usw. sind veränderlichen Belastungen ausgesetzt. Herkömmliche Methoden wie Vorspannung und Schalungsüberhöhung können jedoch nur

für einen Lastfall konzipiert werden. Wenn jedoch die Tragwerksmasse von Geschossdecken reduziert werden kann, sind auch weitere positive Einsparungseffekte für die darunterliegenden Bauteile wie Stützen und Fundamente zu erwarten.

Verschiedene Forschungsarbeiten haben gezeigt, dass die Ausbildung von adaptiven Tragwerken und die damit verbundene Möglichkeit zur Manipulation des Lastabtrags eine wirksame Strategie ist, Material und Emissionen einzusparen [7–10]. Durch die Integration von Sensoren und Aktoren können Tragwerke zusammen mit einer Regelungseinheit auf konventionelle Lasten reagieren, um so Durchbiegungen und Spannungsspitzen zu reduzieren. Insbesondere bei steifigkeitsdominierten Problemstellungen bietet Adaptivität ein großes Potenzial für Material- und Emissionseinsparungen [11–13].

1.2 Wirkungsweise integrierter fluidischer Aktoren

Im Rahmen des Teilprojekts "Integrierte fluidische Aktoren" [14–17] des Sonderforschungsbereichs (SFB) 1244 „Adaptive Hüllen und Strukturen für die gebaute Umwelt von morgen“ (Universität Stuttgart), wurden neuartige Aktoren zur lokalen Manipulation des Lastabtrags von Balken- und Platten entwickelt. Die sogenannten fluidischen Aktoren (vgl. Abb. 1) werden in die Druckzone von Stahlbetonbauteilen integriert. Bei adaptiven Tragwerken sind die drei Systemzustände aktiv, passiv und adaptiv zu unterscheiden. Der aktive Systemzustand entspricht der Tragwerksantwort bei ausschließlicher Beanspruchung durch Aktuierungslasten, der passive durch konventionelle Lasten und der adaptive entsprechend der Überlagerung von aktivem und passivem Systemzustand. Abb. 1 veranschaulicht das Aktuierungsprinzip für Plattentragwerke im aktiven Systemzustand. Die Ausdehnung der außenliegenden Druckkammern erzeugt jeweils ein Kräftepaar in horizontaler Richtung. Die innenliegenden Kraftkomponenten (schwarze Pfeile) werden in der Aktorstruktur selbst erzeugt, von der umgebenden Betonstruktur entkoppelt und durch eine Verbindungstruktur des Aktors kurzgeschlossen (Kraftkomponenten heben sich gegenseitig auf). Die außenliegenden Kraftkomponenten werden in einer exzentrischen Lage, oberhalb der neutralen Faser in der umgebenden Betonstruktur erzeugt. Da nur die äußeren (roten) Kraftkomponenten im Beton wirken entsteht ein Momentenpaar, mit näherungsweise konstantem Momentenverlauf zwischen den äußeren Druckkammern. In Abhängigkeit des aufgebrachten Aktordrucks bzw. der erzeugten Aktuierungskraft kann so den Momenten aus konventionellen Lasten entgegengewirkt werden.

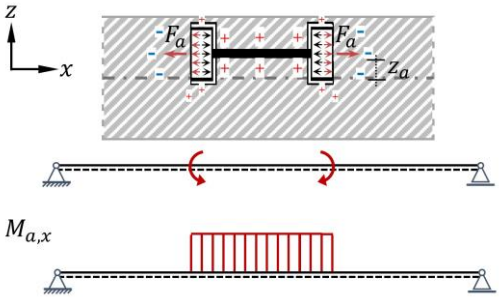


Abbildung 1: Aktuierungsprinzip mit qualitativer Darstellung der erzeugten Druck- (blaues Minuszeichen) und Zugspannungen (rotes Pluszeichen) sowie resultierendem Momentenverlauf.

1.3 Problemstellung und Zielsetzung

Die optimale Integration von Aktoren in Stahlbetonplatten ist ein anspruchsvolles interdisziplinäres Entwurfsproblem, das viele Parameter umfasst. Für die Aktorplatzierung in der XY-Ebene wurde eine Prozess erarbeitet [17] wobei die verschiedenen Parameter berücksichtigt werden können. Die Aktorplatzierung in Dickenrichtung erfolgt bislang jedoch anhand von Abschätzungen auf Basis numerischer Simulationen mit linear-elastischem Materialverhalten.

In diesem Beitrag werden theoretische Grundlagen für die Aktorplatzierung in Dickenrichtung diskutiert. Es wird dabei der Frage nachgegangen welche Kriterien eine geeignete Wahl der Aktorplatzierung in Dickenrichtung beeinflussen. Es ist davon auszugehen, dass bei Verwendung eines linear-elastischen Materialverhaltens Spaltzugkräfte unterschätzt werden. Daher wird ein nichtlineares Materialmodell anhand gewonnener experimenteller Versuchsergebnisse aufgestellt, um die Auswirkung einer Veränderung der Aktorposition in Dickenrichtung hinsichtlich definierter Kriterien zu bewerten.

2 Numerische Simulationen

2.1 Geometrisches Modell

Zur Untersuchung der Auswirkungen der Aktorplatzierung in Dickenrichtung (Z-Achse, vgl. Abb. 2), werden die numerischen Simulationen an einem Plattenausschnitt für einen einzelnen Aktor durchgeführt. Die gewählten Außenabmessungen entsprechen dabei der Aktorgröße (XY-Ebene, vgl. Abb. 2) eines bereits experimentell validierten Aktorprotoyps zuzüglich der doppelten Abklinglänge der Hauptspannungen in X- und Y-Richtung nach [18]. Die geometrische Struktur des Plattenausschnitts mit integriertem Aktor ist in Abb. 2 dargestellt. Zur Reduktion des Simulationsaufwands werden Symmetriebedingungen gemäß Abb. 2 verwendet. Zusätzlich werden translatorische Verschiebungen in Z-Richtung über die nach unten ausgeführten Gewindestäbe (Lagesicherung während Betonage) sowie die Hydraulikleitung gehalten. Zur Berücksichtigung konventioneller Lasten wird eine Ersatzlast (lila Pfeile Abb. 2 (c)) auf den freien (ohne Symmetriebedingung) vertikalen Außenflächen appliziert. Die aufgebrachte Spannung entspricht einem idealisierten Biegespannungsverlauf einer quadratischen liniengelagerten Platte mit 10 x 10 m Spannweite, 18 cm Höhe unter Eigengewichts- und Nutzlastbeanspruchung von 5 kN/m² im Gebrauchszustand. Die Aktuierungslast wird auf den roten Flächen in Abb. 2 (Aktordruckkammer) als Flächenlastpaar appliziert (weiße Pfeile Abb.2 (d)). Auswirkungen zusätzlicher Spannungen infolge des Aktordrucks benachbarter Aktoren werden nicht berücksichtigt.

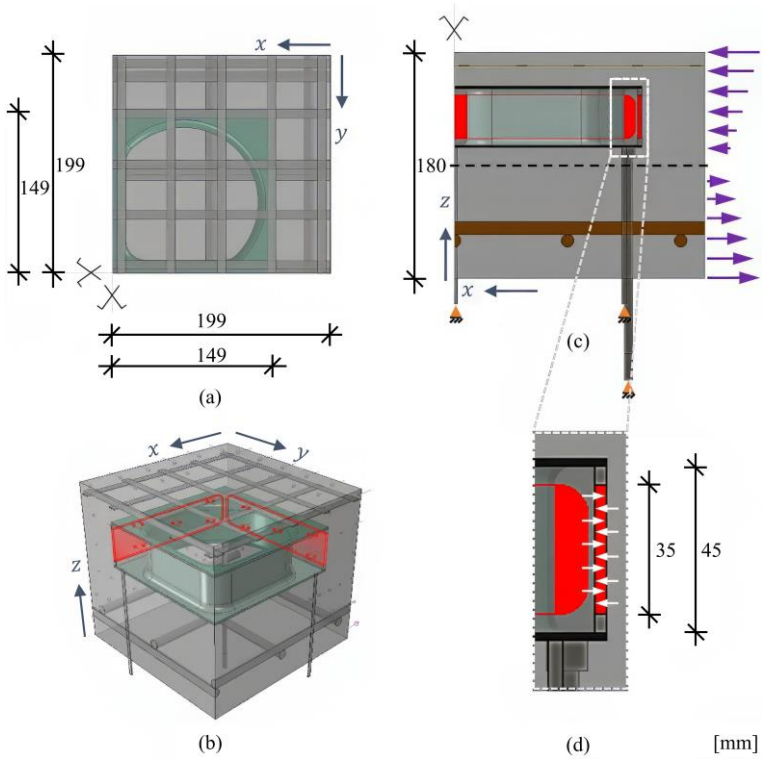


Abbildung 2: Geometriemodell: (a) Draufsicht, (b) Perspektive, (c) Frontansicht, (d) vergrößerte Darstellung der Druckkammer.

2.2 Materialmodell

Der Plattenausschnitt wird mit der Software ABAQUS unter Verwendung von C3D4 Volumenelementen modelliert. Bei dem Elementtyp C3D4 handelt es sich um Tetraeder-Elemente mit linearen Ansatzfunktionen und vier Knoten. Die Elementgröße beträgt ca. 2,7 mm im Aktorbereich und 4 mm an den Außenkanten.

Zur Abbildung des Materialverhaltens von Beton wird ein in ABAQUS implementiertes auf Plastizität basierendes Kontinuums-Schadensmodell verwendet (Concrete Damage Plasticity Modell, kurz CDP). Im Gegensatz zu Betonmodellen, die auf dem Ansatz von verschmierten Rissen beruhen, kennt das Schädigungsplastizitätsmodell keine Risse, die sich über die an den Integrationspunkten gespeicherten Materialzustände entwickeln [19]. Es ist jedoch möglich, eine effektive Rissrichtung über die Schädigungsparameter zu ermitteln und dadurch eine grafische Visualisierung der Rissmuster in der Betonstruktur zu erhalten [19]. Hierbei werden die Verfestigungsparameter (Zustandsvariablen) in der allgemeinen Form der klassischen Plastizität durch die plastische Schadensvariable ersetzt. Die Schadensvariable liegt zwischen den Werten Null und Eins, wobei Null für einen unbeschädigten Beton und Eins für einen vollständig geschädigten Beton steht [20]. Die Fließbedingungen des CDP Modells sind dabei nach den Rankine- und Drucker-Prager

Kriterien abgeleitet [19]. Die Entwicklung der Fließ- oder Versagensfläche wird durch zwei Verfestigungsvariablen gesteuert, die mit Versagensmechanismen unter Zug- bzw. Druckbelastung verknüpft sind [19]. Zeitabhängige Effekte werden im Rahmen der hier vorgestellten Untersuchung nicht berücksichtigt.

Im Vorfeld dieser Arbeit fand eine experimentelle Untersuchung an skalierten adaptiven Geschossdecken, mit einer lichten Spannweite von 2 x 2 m statt. Eine der getesteten Platten wurde dabei über den Auslegungsrahmen hinaus belastet und in den gerissenen Zustand 2 [6] überführt. Anhand der gewonnen Messdaten in Verbindung mit den ermittelten Materialeigenschaften werden in diesem Beitrag die daraus abgeleiteten Parameter für ein CDP Modell in den Tabellen 1 – 3 aufgeführt. Tabelle 1 zeigt alle im Plattenausschnitt verwendeten Materialkennwerte.

Material	E-Modul	Poissonzahl	Dichte
Beton (SVB 02)	39.000 N/mm²	0,2	2.500 kg/m³
Stahl (Aktor)	210.000 N/mm²	0,3	7.800 kg/m³
Stahl (Gewindestäbe)	210.000 N/mm²	0,3	7.800 kg/m³
Glasfaserbewehrung	60.000 N/mm²	0,2	1,035E-3 kg/m³
Bewehrungsstahl	200.000 N/mm²	0,3	7.800 kg/m³

Tabelle 1: Verwendete Materialkennwerte

Für die Verwendung des CDP Modells in ABAQUS sind zunächst die in Tabelle 2 aufgeführten Parameter erforderlich, welche weitestgehend der Literatur entnommen werden können.

Eingabeparameter	verwendeter Wert
Dilatanzwinkel	ψ = 13°[20]
Parameter der Potentialfunktion G	ε = 0,1 [20]
Verhältnis der zweiachsigen und einachsigen Druckfestigkeit	α_f = 1,16 [20]
Invariantenverhältnis der Zug- und Druckmeridianen	K_c = 0,6667 [20]
Viskositätsparameter	μ = 0,0005

Tabelle 2: Verwendete Parameter für das nichtlineare CDP-Materialmodell

Neben den allgemeinen Angaben sowie den Parametern zur Beschreibung der Fließfläche des mehraxialen Spannungszustandes, ist zusätzlich das Verhalten des Betons unter Zug- und Druckbeanspruchung zu definieren. Die entsprechenden Eingabe-Parameter sind in Tabelle 3 aufgeführt. Die Parameter wurden unter Verwendung der Formeln von [21] ermittelt.

Die Kalibrierung des Modells wird Anhand eines Plattenausschnitts der experimentell untersuchten adaptiven Geschossdecke vorgenommen. Beim Vergleich der Messwerte mit den Simulationsergebnissen liefert das aufgestellte CDP Modell eine gute Übereinstimmung und wird daher für die weitere Untersuchung herangezogen.

Nr.	σ_c	$\varepsilon_{c,in}$	d_c	Nr.	σ_c	$\varepsilon_{c,in}$	d_c	Nr.	σ_t	$\varepsilon_{t,ck}$	d_t
1	30	0,0	0	11	54,3	0,00683485	0	1	5,4	0	0
2	48,4	0,0060278	0	12	54,8	0,00692584	0	2	4,22	0,001148594	0,22
3	49,1	0,00611683	0	13	55,4	0,00701765	0	3	2,11	0,004135136	0,61
4	49,8	0,00620564	0	14	56	0,00710949	0	4	0,53	0,010459535	0,9
5	50,5	0,00629504	0	15	56,5	0,00720215	0				
6	51,1	0,00638445	0	16	57	0,00729548	0				
7	51,8	0,00647355	0	17	57,4	0,0073907	0				
8	52,4	0,00656343	0	18	56,4	0,00752196	0,02				
9	53	0,00665353	0	19	41,2	0,00802007	0,28				
10	53,7	0,00674383	0								

Tabelle 3: Eingabe-Parameter zur Beschreibung des Beton-Druck- und Zugverhaltens

2.3 Auswertungskriterien

Zur Bewertung der Aktorposition werden Simulationen durchgeführt, wobei der Aktor schrittweise von der Mittelebene bis zur oberen Bewehrungslage verschoben wird. Der Aktordruck wird jeweils in 2 bar Schritten von 0 bis 160 bar gesteigert. Die Ersatzlast wird gleichzeitig mit dem Aktordruck linear bis zu ihrem Maximalwert erhöht. Eine Auswertung der Ergebnisse erfolgt in Abhängigkeit des Aktordrucks anhand der nachstehenden Kriterien:

- Fortschritt der Kerbrisse im Bauteilinneren
- Betonnachgiebigkeit
- Generelle Limitierung der Betondruckspannungen

Der Rissfortschritt wird betrachtet da zu erwarten ist, dass das Einsparpotential am größten ist, wenn das Bauteil weitestgehend im Zustand 1 [6] verbleibt. Risse die unter Belastung überdrückt werden (Druckzone) können jedoch akzeptiert werden. Die Überprüfung der Betonnachgiebigkeit dient zur Begrenzung der Ausdehnung der Aktormembran, um nicht zu hohe Anforderungen an das Aktorikkonzept zu stellen. Außerdem sind im Sinne der Begrenzung der zulässigen Spannungen im Gebrauchszustand nach [6] die Betondruckspannungen zu limitieren.

2.4 Simulationsergebnisse

Abb. 3 zeigt die Simulationsergebnisse an fünf ausgewählten Bereichen. Die Auswertung der Zugschädigung (Abb. 3 (a-c)) erfolgt dabei über den Maximalwert in der jeweiligen Auswertungsebene (Abb. 3 (f)) und dient zur Beurteilung des Fortschritts der Kerbrisse. Die Betonnachgiebigkeit wird in Abb. 3 (d) über den max. Betrag der Verschiebungen in X-Richtung in Nähe der Lasteinleitung des Aktordrucks ausgewertet. In diesem Bereich werden auch die max. Betondruckspannungen in Abb. 3 (e) erfasst. Wie Abb. 3 entnommen werden kann, ergeben sich bei Annäherung des Aktors an die Mittelebene ungünstige Ergebnisse für alle Kriterien. Es zeigt sich auch das die Einhaltung eines Mindestabstands zur oberen Bewehrungslage vorteilhaft ist.

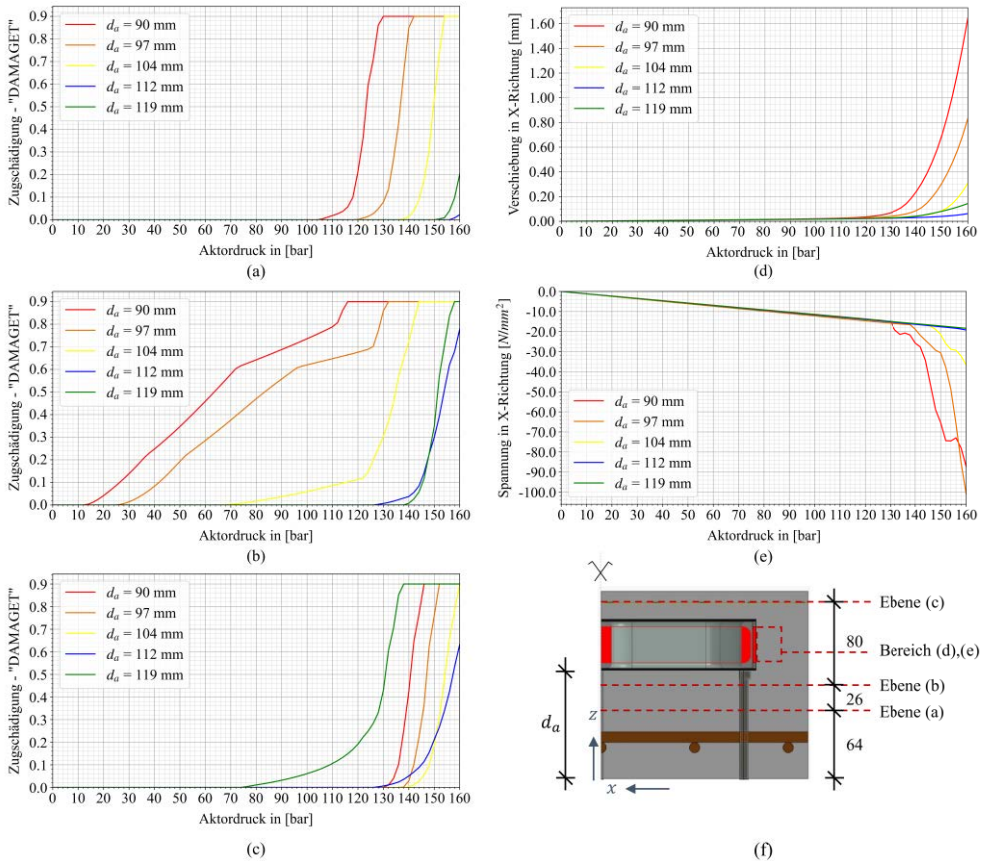


Abbildung 3: Simulationsergebnisse in Abhängigkeit des Aktordrucks sowie der Aktorposition d_a (Distanz zwischen Unterkante Aktor und Unterkante Plattenausschnitt): (a) Zugschädigung in Ebene 64 mm, (b) Zugschädigung in Ebene 90 mm, (c) Zugschädigung in Ebene 170 mm, (d) Verschiebung in X-Richtung im Bereich der Druckkammer, (e) Spannung in X-Richtung im Bereich der Druckkammer, (f) Darstellung der Auswertungsebenen.

3 Schlussfolgerung

Im vorliegenden Beitrag werden die Materialparameter eines ABAQUS CDP Modells vorgestellt, welche eine gute Übereinstimmung zu experimentellen Versuchsergebnissen der Autoren liefern. Die Erzielung eines größtmöglichen Aktuierungsmoments ist erstrebenswert für eine hohe Materialeinsparung. Das Aktuierungsmoment hängt von den Parametern Aktordruck, Hebelarm und Druckfläche ab [14] (vgl. Abb. 1). Wird eine veränderliche Höhe der Druckkammer (Druckfläche) berücksichtigt, hat die Höhe bei gleichbleibendem Aktordruck aufgrund der Wechselwirkung einen größeren Einfluss auf das Aktuierungsmoment als der Hebelarm. Bei ausschließlicher Berücksichtigung linear elastischer Materialeigenschaften wäre die Aktorhöhe folglich bis zur Mittelebene zu vergrößern. Wird das nichtlineare Materialmodell berücksichtigt, zeigt sich jedoch, dass ein

größerer Abstand zur Mittelebene aufgrund des dadurch möglichen größeren Aktordrucks zum maximalen Aktuierungsmoment führt.

Danksagung

Gefördert durch die Deutsche Forschungsgemeinschaft (DFG) – Projektnummer 279064222 – SFB 1244. Die Autoren danken der DFG für die Unterstützung.

Literatur

[1] UNEP. 2020 Global status report for buildings and construction: towards a zero-emission, efficient and resilient buildings and construction sector. Nairobi, 2020.

[2] SOBEK, W. Non nobis - über das Bauen in der Zukunft, Bd. 1: Ausgehen muss man von dem, was ist. Stuttgart: av edition, 2022.

[3] NITZLADER, M., et al. Actuation of concrete slabs under bending with integrated fluidic actuators. 15th World Congress on Computational Mechanics (WCCM-XV) and 8th Asian Pacific Congress on Computational Mechanics (APCOM-VIII), July 31 to August 5, 2022.

[4] BERGER, T.; PRASSER, P.; REINKE, H.G. Einsparung von Grauer Energie bei Hochhäusern. Beton- und Stahlbetonbau, Band 108 (2013) Heft 6, S. 395–403.

[5] ZILCH, K.; ROGGE, A. Bemessung von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen im Brücken- und Hochbau. Beton-Kalender, Band 93, 2 (2004) Heft 2, S. 281–283.

[6] FINGERLOOS, F.; HEGGER, J.; ZILCH, K. (Hrsg.) Eurocode 2 für Deutschland. DIN EN 1992-1-1 Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken, Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau mit nationalem Anhang : kommentierte und konsolidierte Fassung. Berlin, Wien, Zürich, Berlin: Beuth; Ernst & Sohn a Wiley brand, 2016.

[7] BORSCHEWSKI, D., et al. Ökobilanzierung adaptiver Hüllen und Strukturen. Bauphysik, Band 45 (2023) Heft 2, S. 107–121.

[8] BLANDINI, L., et al. Der Demonstrator D1244: das weltweit erste adaptive Hochhaus. Bautechnik, Band 99 (2022) Heft 6, S. 452–462.

[9] YAO, J.T. Concept of structural control. Journal of the Structural Division (ASCE), Band 98 (1972) ST7, S. 1567–1574.

[10] DOMKE, H. Aktive Kontrolle von Tragwerken. Bauingenieur, Band 66 (1991), S. 205–213.

[11] GEIGER, F., et al. A case study on design and optimization of adaptive civil structures. Frontiers in Built Environment, Band 6 (2020), S. 94.

[12] SENATORE, G., et al. Adaptive structures for whole-life energy savings. International Association for Shell and Spatial Structures (IASS), 4 December, 2011.

[13] STEFFEN, S., et al. Actuation concepts for adaptive high-rise structures subjected to static wind loading. Engineering Structures, Band 267 (2022).

[14] C. KELLETER. Untersuchungen zur Manipulation des Lastabtrages biegebeanspruchter Betonbauteile durch integrierte fluidische Aktoren, 2022.

[15] BURGHARDT, T., et al. Investigations of a large-scale adaptive concrete beam with integrated fluidic actuators. Civil Engineering Design, Band 4 (2022).

[16] BOSCH, M., et al. Design of integrated fluidic actuators for muti-axial loaded structural elements. 8th European Congress on Computational Methods in Applied Sciences and Engineering, 5th - 9th Jun 2022.

[17] NITZLADER, M., et al. Designing Actuation Concepts for Adaptive Slabs with Integrated Fluidic Actuators Using Influence Matrices. *CivilEng*, Band 3 (2022) Heft 3, S. 809–830.

[18] BOSCH, M., et al. Effective range of integrated fluidic actuators in structural elements. 15th World Congress on Computational Mechanics (WCCM-XV) and 8th Asian Pacific Congress on Computational Mechanics (APCOM-VIII), July 31 to August 5, 2022.

[19] SMITH, M. ABAQUS/Standard User's Manual, Version 6.9, 2009.

[20] BAKHTI, R., et al. New approach for computing damage parameters evolution in plastic damage model for concrete. Case Studies in Construction Materials, Band 16 (2022), e00834.

[21] LUBLINER, J., et al. A plastic-damage model for concrete. International Journal of Solids and Structures, Band 25 (1989) Heft 3, S. 299–326.

Minisymposium Außergewöhnliche Belastungen und Tragwerkszuverlässigkeit

Organisatoren:

- **Hamid Sadegh-Azar**
  Fachgebiet Statik und Dynamik der Tragwerke, Rheinland-Pfälzische Technische Universität Kaiserslautern-Landau

- **Nouman Elias**
  Fachgebiet Statik und Dynamik der Tragwerke, Rheinland-Pfälzische Technische Universität Kaiserslautern-Landau

Baustatik – Baupraxis 15, © 2024, Technische Universität Hamburg

Betrachtungen zum Tragverhalten von Seilauffangsystemen zur Gefahrenabwehr für Fenster unter Luftstoßwellenbeanspruchung

Matthias Andrae[1], Jan Dirk van der Woerd[1,2], Achim Pietzsch[2], Matthias Wagner[2], Norbert Gebbeken[1,2]

[1]*Institut für Mechanik und Statik, Forschungsgruppe BauProtect, Forschungszentrum RISK, Universität der Bundeswehr München, Neubiberg*
[2]*MJG Ingenieur-GmbH, München*

Zusammenfassung: Explosionen stellen eine erhebliche Bedrohung für Gebäude dar, insbesondere für herkömmliche, ungeschützte Fenster. Dieser Beitrag befasst sich mit Seilauffangsystemen, die Bruchstücke des Fensters rauminnenseitig auffangen. Der Aufprall sowie die auftretenden Kräfte und Verformungen in den Stahlseilen werden mit numerischen und analytischen Methoden untersucht und mit Versuchsergebnissen aus Stoßrohrversuchen verglichen. Numerische Simulationen ermöglichen eine detaillierte Abbildung des Aufprallvorganges und eignen sich zur Bemessung von derartigen baulichen Schutzmaßnahmen.

1 Seilauffangsysteme für Fenster unter Explosionslasten

In den letzten Jahrzehnten hat der außergewöhnliche Lastfall Explosion für Tragwerke und Gebäudehüllen an Bedeutung gewonnen. Ursachen sind militärische Konflikte, Bombenanschläge oder Unfälle. Eine besondere Schwachstelle in der Gebäudehülle sind Fenster und Türen, die beim Auftreffen der Luftstoßwelle der Explosion versagen können. Umherfliegende Glasbruchstücke und Bruchstücke des Fensterrahmens können bei Personen schwere Verletzungen wie Schnitt-, Riss- und Quetschwunden hervorrufen. Darüber hinaus dringt die Luftstoßwelle durch die neu entstandene Öffnung in das Gebäude ein.

Für neu zu errichtende Gebäude besteht die Möglichkeit, nach der Festlegung des Bedrohungsszenarios und des gewünschten Schutzniveaus, eine spezielle druckwellenhemmende Gebäudehülle zu planen und auszuführen. In vielen Fällen stehen jedoch bereits existierende Gebäude im Fokus, die nachträglich gegen potenzielle Explosionsgefahren abgesichert werden sollen. Eine Maßnahme besteht darin, Seilauffangsysteme anzuordnen, die dazu dienen, die Bruchstücke des Fensters aufzufangen.

Die Seile können sowohl vertikal im Boden und in der Decke als auch horizontal zwischen den Fensterlaibungen verankert sein. Zusätzlich zu den Seilen ist immer die Anbringung von Splitterschutzfolien auf den Verglasungen notwendig. Durch eine Klebstoffschicht bleiben die Glasbruchstücke an der Folie haften, was verhindert, dass die Bruchstücke unkontrolliert in den Schutzbereich geschleudert werden, sobald sie auf das Seilauffangsystem treffen.

Für die Auslegung und Bemessung von Seilauffangsystemen sind die Seil- und Verankerungskräfte von besonderem Interesse. Im vorliegenden Beitrag werden die maßgebenden Einflussgrößen auf die resultierenden Seil- und Verankerungskräfte untersucht. Die Ergebnisse von Sprengversuchen an Kunststofffenstern mit Seilauffangsystemen werden analysiert. Analytische Überlegungen und eine numerische Methode zur Abbildung des Belastungsszenarios werden vorgestellt. Abschließend werden die experimentellen Messdaten und die Ergebnisse der numerischen Simulation miteinander verglichen.

2 Stoßrohrversuche mit Seilauffangsystemen

Als Fallbeispiel für die Betrachtungen in diesem Beitrag dienen die experimentellen Studien zur Wirksamkeit von Seilauffangsystemen aus Andrae et al. [1], die in der Stoßrohrversuchsanlage Blast−STAR des Fraunhofer Ernst-Mach-Instituts für Kurzzeitdynamik (EMI) durchgeführt wurden. In allen vier Sprengversuchen wurde der Flügel des Kunststofffensters vom Blendrahmen abgerissen und in das Seilauffangsystem geschleudert (Abbildung 1). Im Folgenden wird auf den Versuchsaufbau und die gemessenen Kräfte im Seilauffangsystem eingegangen.

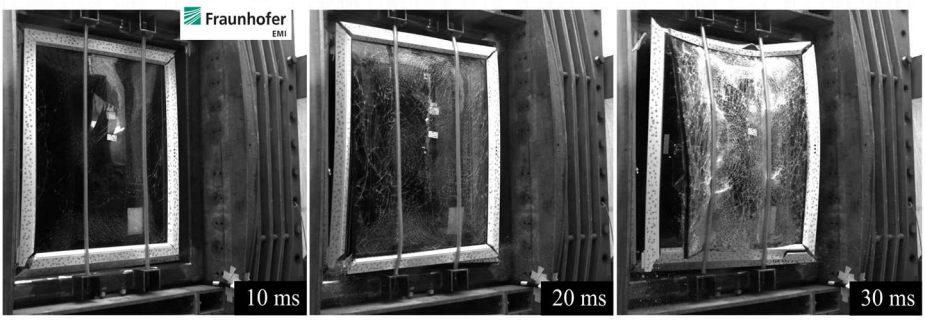


Abbildung 1: Aufprall eines abgerissenen Fensterflügels auf ein Seilauffangsystem (Hochgeschwindigkeits-Videoaufnahme)

Übersicht zum Versuchsaufbau und zur Versuchsdurchführung

In der Versuchsreihe wurden ertüchtigte Kunststofffenster mit Außenabmessungen von 1115 mm x 1365 mm (Breite x Höhe) untersucht. Die Fenster waren mit einer herkömmlichen Zweifach-Isolierverglasung mit 4 mm dicken Glasscheiben aus thermisch entspanntem Flachglas ausgestattet (Abbildung 2a). Auf der Schutzseite der Verglasung (explosionsabgewandt) wurde eine Splitterschutzfolie aufgebracht. Bei den Sprengversuchen zeigte sich jedoch, dass zukünftig sowohl auf der Schutzseite als auf der Angriffsseite Splitterschutzfolien aufgebracht werden sollten, um die Anzahl der weiterfliegenden Glasbruchstücke, vor allem von der Angriffsseite, zu reduzieren [1].

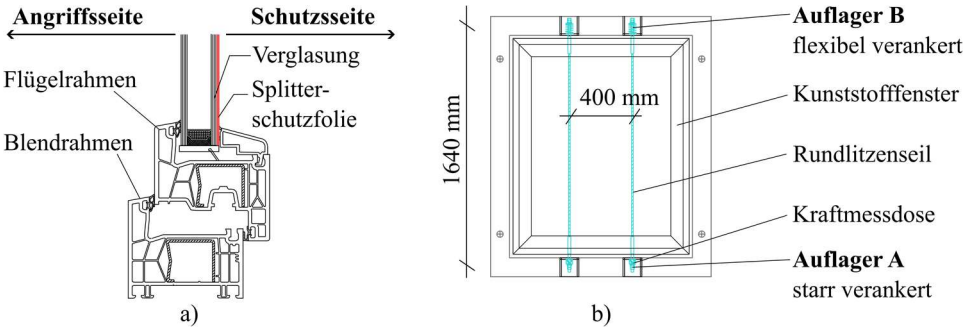


Abbildung 2: a) Querschnitt durch das erprobte Kunststofffenster mit Splitterschutzfolie, b) vor dem Fenster angeordnetes Seilauffangsystem

Das Seilauffangsystem (Abbildung 2b) wurde ebenfalls auf der Schutzseite des Fensters angeordnet. Es bestand aus zwei vertikal ausgerichteten Rundlitzenseilen, mit einer Länge von jeweils 1640 mm. Die Rundlitzenseile hatten einen metallischen Querschnitt von 26,5 mm² (Seildurchmesser 8 mm). Zur Verankerung der Rundlitzenseile wurden M12 Gewindefittings angebracht. Das Seilsystem kann gemäß der Zulassung *ETA-10/0358* eine statische Bruchlast F_{rd} von 21 kN aufnehmen. Die Rundlitzenseile wurden an der Fensterbrüstung (Auflager A, Abbildung 2b) starr (unverschieblich) am Stoßrohr befestigt, am Fenstersturz (Auflager B) erfolgte hingegen eine flexible Befestigung mit Druckfedern. Die eingesetzten Druckfedern hatten eine Federsteifigkeit k_{Feder} von 71 N/mm und konnten einen maximalen Federweg $s_{\lim}$ von 15 mm durchlaufen.

Die Eigenschaften des erprobten Seilauffangsystems sind in Tabelle 1 zusammengefasst.

Seildurchmesser (Querschnitt)	Statische Bruchlast [kN]	Federsteifigkeit [N/mm]		Maximaler Federweg [mm]
		Rundlitzenseil k_{Seil}	Druck-Feder k_{Feder}	s_{lim}
8 mm (26,5 mm²)	21	1455	71	15

Tabelle 1: Übersicht zu den mechanischen Eigenschaften des Seilauffangsystems

Messtechnische Erfassung der Versuche

Die Einstellungen der Stoßrohrversuchsanlage wurden so gewählt, dass der erzeugte Luftstoß der Prüflast für eine ER1-Klassifizierung nach *DIN EN 13541:2012* entspricht. Der Druck-Zeit-Verlauf der Luftstoßwelle wurde mit zwei Druckmesssensoren auf der Höhe des Fensters gemessen. Bei den Versuchen wurde ein mittlerer reflektierter Spitzenüberdruck von 66,7 kPa und ein reflektierter maximaler reflektierter Impuls von 417 kPa ms gemessen. Während diese beiden Messwerte der Prüflast für eine ER1-Klassifizierung entsprechen, wurde eine etwas zu geringe mittlere Überdruckdauer von 18,3 ms erreicht.

Um die Reaktion des Fensters zu erfassen, wurden die Versuche mit zwei Hochgeschwindigkeits-Videokameras von der geschützten Seite aus beobachtet. Die Verschiebungen der Fenster wurden dabei durch digitale Bildkorrelation (DIC) mit dem Verfahren gemäß Schneider et al. [6] bestimmt. Gemessene Verschiebungs- und Geschwindigkeits-Zeit-Verläufe am Flügelrahmen und an der Verglasung sind in Abbildung **3**a dargestellt. Die Geschwindigkeit wurde durch numerische Differentiation der

Verschiebungs-Zeit-Verläufe berechnet. Der Mittelwert der gemessenen Aufprallgeschwindigkeiten aus allen vier Versuchen liegt bei etwa 10 m/s.

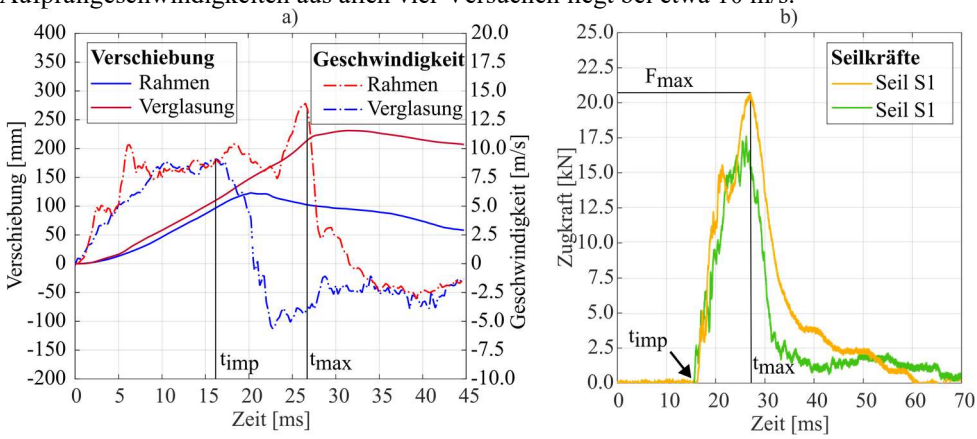


Abbildung 3: a) Verschiebung und Geschwindigkeit der Fensterbruchstücke; b) gemessene Kräfte im Seilauffangsystem

Beim Aufprall der Bruchstücke des Fensters auf das Seilauffangsystem entstehen Zugkräfte in den Seilen, aus deren Reaktion die Seile gedehnt und die Druckfedern gestaucht werden. Die dynamischen Zugkräfte wurden mit Kraftaufnehmern an den Seilverankerungen am Auflager A gemessen (Abbildung 2b). Abbildung 3b zeigt die gemessenen Kraft-Zeit-Verläufe aus einem der Versuche. Grundsätzlich lassen sich der Zeitpunkt t_{max} der maximalen Seilkraft F_{max} mit dem anschließenden Abbremsvorgang des Fensters in Verbindung bringen (Abbildung 3). Es wurden maximale Seilkräfte von ca. 21,3 kN gemessen. Ein Bruch der Seile trat nicht auf.

3 Analytische und numerische Untersuchung der Tragwirkung von Seilauffangsystemen

Im Folgenden wird auf die Modellierung des Belastungsszenarios eingegangen. Ein analytisches Verfahren zur Lösung wird diskutiert und ein numerisches Modell vorgestellt. Die Simulationsergebnisse werden mit den experimentellen Daten verglichen.

Modellbildung

Zunächst ist zu klären, ob es sich bei dem untersuchten Belastungsszenario um ein reines Aufprallszenario handelt oder ob zusätzlich eine Luftstoßbelastung auf den abgerissenen Fensterflügel einwirkt. Aus der Messung der einwirkenden Explosionsbelastung ist bekannt, dass die positive Druckphase der Luftstoßwelle nach 18,3 ms abklingt. Die Krafteinleitung in die Seile beginnt hingegen erst nach durchschnittlich 16,5 ms (Abbildung 3b). Das untersuchte Belastungsszenario wird daher als reines Aufprallszenario betrachtet, ohne zusätzliche Luftstoßeinwirkung.

Das Aufprallszenario wird durch die Masse, die Geschwindigkeit und die Steifigkeit des auftreffenden Fensterflügels charakterisiert. Die Masse des Fensterflügels beträgt ca. 42 kg und die mittlere Aufprallgeschwindigkeit 10 m/s. Aus den Hochgeschwindigkeits-

Videoaufnahmen der Versuche in Abbildung 1 geht hervor, dass der Glasbruch und der Bruch der Rahmenecken des Fensters bereits vor dem Aufprall auftraten. Der Fensterflügel prallt somit in einem vorgeschädigten Zustand auf das Seilauffangsystem auf. Weiterhin ist folgender Ablauf des Aufpralles erkennbar (Abbildung 4):

1) Der relativ steife Flügelrahmen wirkt nahe an den Verankerungen punktuell auf das Seilauffangsystem ein. Das Seil wird an den Aufprallpunkten des Fensterrahmens umgelenkt.
2) Die weiche Splitterschutzfolie mit anhaftenden Glasbruchstücken wirkt flächig auf das Seilauffangsystem ein. Die Folie schmiegt sich entsprechend an das Seil an.

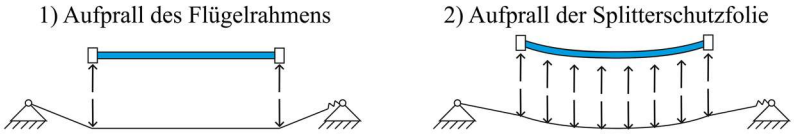


Abbildung 4: Aufprall des Fensterflügels auf das Seilauffangsystem (schematisch)

Die Reaktion des Seilauffangsystems wird bestimmt durch:

- die Anzahl der Auffangseile n;
- die Länge l, den Querschnitt A und den E-Modul E der Seile; sowie
- die Federsteifigkeit k der Seilendverankerung.

Die angeordnete Druckfeder kann in der ausgeführten Versuchsanordnung nur einen begrenzten Federweg s_{lim} zurücklegen, bis die Feder vollständig zusammengedrückt ist. Die Druck-Feder verhält sich beim Zusammendrücken zunächst linear-elastisch und nach dem Anschlagen annähernd starr. Die nichtlineare Steifigkeit k_{ges} des Seiles bestimmt sich zu:

$$\frac{1}{k_{ges}} = \frac{1}{k_{seil}} + \begin{cases} \frac{1}{k_{feder}} & \text{für } s \leq s_{lim} \\ 0 & \text{für } s > s_{lim} \end{cases} . \tag{1}$$

Die entsprechenden Kennwerte der Federsteifigkeit können Tabelle 1 entnommen werden.

Analytischer Lösungsansatz

In der Literatur finden sich zahlreiche analytische Lösungen des Seilmodells unter statischer Belastung, z. B. in Petersen [5]. Der Aufprall des Fensterrahmens stellt jedoch eine dynamische Belastung dar, für die dynamische Effekte wie Massenträgheit berücksichtigt werden müssen. Eine analytische Lösung kann beispielsweise mit einem Einmassenschwinger-Modell gefunden werden (vgl. Biggs [2]).

Bei der analytischen Lösung mit dem Einmassenschwinger-Modell sind nichtlineare Ansätze zu berücksichtigen, wie beispielsweise bei der Ermittlung der Ersatzfedersteifigkeit, die von der Verformung des Seils in Wechselwirkung mit dem Fenster abhängt. Außerdem muss ein geeigneter Kraft-Zeit-Verlauf (z. B. Sinushalbwelle) gefunden werden, der den Aufprallvorgang abbildet. Dies kann sich auf Basis des in Abbildung 4 gezeigten Aufprall-Ablaufes als sehr herausfordernd darstellen. Der Kraft-Zeit-Verlauf ist dabei abhängig von der Steifigkeit des Seilauffangsystems und der Steifigkeit des Fensters.

Im Folgenden wird ein FE-Modell zur numerischen Simulation vorgestellt, mit dem der Aufprallvorgang explizit abgebildet werden kann.

Numerische Simulation des Aufprallvorgangs
Numerische Simulationen bieten die Möglichkeit die Wechselwirkung des Fensterflügels mit dem Seilauffangsystem explizit abzubilden. Die Annahme eines Kraft-Zeit-Verlaufes, der den Aufprall des Objektes wiedergibt, ist dabei nicht erforderlich. Im Folgenden wird knapp auf das in Abbildung 5 gezeigte numerische 3D-Gesamtmodell des Flügelrahmens und des Seilauffangsystems eingegangen.

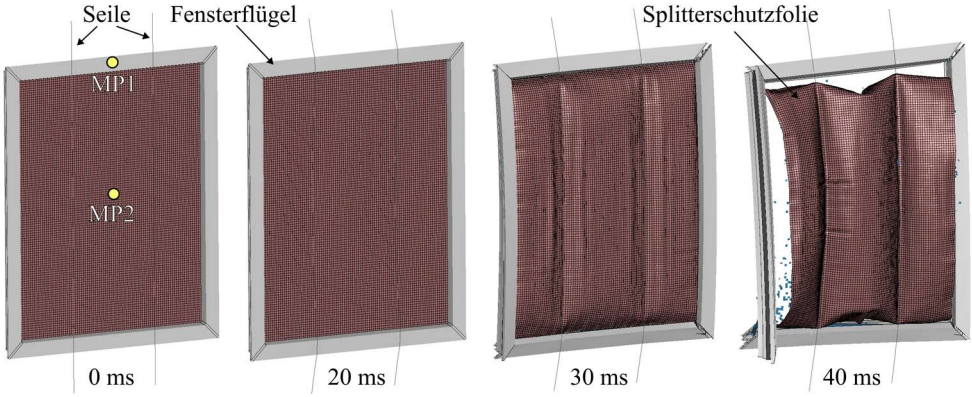


Abbildung 5: FE-Simulation des Aufprallvorgangs

Modellbildung
Das in Abbildung 5 dargestellte 3D-Gesamtmodell setzt sich aus dem aufprallenden Fensterflügel und dem Seilauffangsystem zusammen. Das Seilauffangsystem wird mit Seil- und Feder-Elemente abgebildet. Die Komponenten des Fensterflügels, wie die Rahmenprofile, die Profilverstärkungen, die Verglasung und die Beschlagschiene bestehen aus unterintegrierten Belytschko-Lin-Tsay-Schalen-Elementen. Null-Energie-Verformungen werden mit der Flanagan-Belytschko Formulierung zur Hourglass-Kontrolle vermieden. Die Schutzfolie wird mit Volumenelementen diskretisiert.

Das Werkstoffverhalten der Komponenten wird durch geeignete, teilweise nichtlineare Materialformulierungen beschrieben. Da eine Schädigung ausgeschlossen wird, werden die Seile mit einer elastischen Materialformulierung (E-Modul = 90 000 MPa) abgebildet. Die Steifigkeit der Druckfedern wird nach Gleichung (1) berechnet. Es wird berücksichtigt, dass sich die Druckfedern bis zu einer Verformung s_{lim} von 15 mm mit der Federsteifigkeit k_{Feder} linear-elastisch verformen können, bis die Federn vollständig zusammengedrückt sind. Die Fensterrahmen aus Kunststoff (PVC-U) und die Schutzfolien (BO-PET) werden mit entsprechenden elastisch-plastischen Materialformulierungen abgebildet [3, 4]. Das spröde Versagen der Rahmenecken des Flügelrahmens wird über Element-Erosion beschrieben. Zur Modellierung des Werkstoffverhaltens der Glasscheiben wird die LS-DYNA Materialformulierung *MAT_GLAS gewählt. Die Materialformulierung verfügt über ein Schädigungsmodell, mit dem das Nachbruchverhalten und die Rissbildung mit Rissschließungseffekten abgebildet wird. Ab einer Dehnung von 1% wird Element-Erosion angewendet. Die Schiene des Beschlagsystems und die Profilverstärkungen bestehen aus Edelstahl mit Materialeigenschaften in Anlehnung an *DIN EN 1993-1-4:2015-10*.

Die Wechselwirkung zwischen den Komponenten des numerischen Kunststofffensters und dem Seil während des Aufprallvorgangs wird mit penalty-basierten Kontaktformulierungen abgebildet. Als Initialbedingungen werden alle Elemente des Kunststofffensters mit einer Geschwindigkeit von 10 m/s beaufschlagt.

Vergleich der numerischen Simulation und der experimentellen Ergebnisse
Der in Abbildung 5 gezeigte Aufprallvorgang des Fensterflügels auf das Seilauffangsystem stimmt qualitativ gut mit den Hochgeschwindigkeits-Videoaufnahmen aus Abbildung 1 überein. Zur Validierung der Simulation werden die aufgezeichneten Messdaten aus Abbildung 3 (Verschiebung und Seilkräfte) herangezogen.

Die Verschiebungs-Zeit-Verläufe am Flügelrahmen und an der Verglasung (Abbildung 6a) sowie die Kraft-Zeit-Verläufe in den Seilen (Abbildung 6b) stimmen ebenso relativ gut mit den experimentellen Verläufen überein. Die numerische Simulation überschätzt die maximale Verschiebung aus dem Experiment um ca. 20% (maximal ca. 25 mm). Die auftretenden Seilkräfte werden um ca. 12% geringfügig überschätzt (maximal ca. 5 kN).

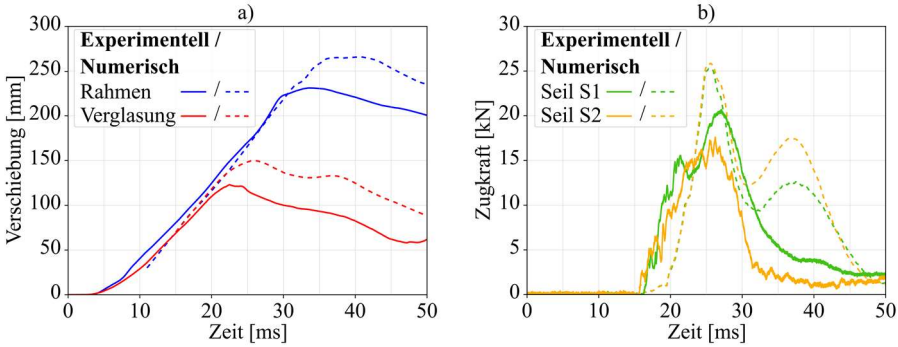


Abbildung 6: Verschiebungs- und Kraft-Zeit-Verläufe aus Experiment und Simulation

Insgesamt zeigt sich, dass die durchgeführte numerische Simulation sehr gut dazu geeignet ist die Wechselwirkungen zwischen dem aufprallenden Flügelrahmen und dem Seilauffangsystem abzubilden. Die dennoch aufgetretenen Differenzen zwischen den experimentellen Werten und den Simulationsergebnissen ergeben sich möglicherweise aus den unterschiedlichen Steifigkeiten des Fensterflügels beim Aufprall. Im Experiment war der aufprallende Fensterflügel bereits vorgeschädigt, beispielsweise an den Rahmenecken und der Verglasung (Abbildung 1). In der Simulation prallte hingegen ein vollständig ungeschädigter Fensterflügel auf das Seilauffangsystem auf. Die höhere Steifigkeit des aufprallenden Fensterflügels in der Simulation könnte zu höheren Seilverformungen und Seilkräften führen als im Experiment.

4 Zusammenfassung und Ausblick

Explosionen stellen eine außergewöhnliche Einwirkung für Gebäude und insbesondere für die Gebäudehülle dar. Eine Möglichkeit zur Minderung der Gefährdung ist die Anordnung eines Seilauffangsystems in Kombination mit Splitterschutzfolien. Dabei ist sicherzustellen, dass die auftretenden Seilkräfte in die angrenzenden Bauteile abgetragen werden können.

Im vorliegenden Beitrag lag der Fokus auf der Untersuchung des Trag- und Verformungsverhaltens eines Seilauffangsystems beim Aufprall eines Fensterflügels. Die Ergebnisse von experimentellen Untersuchungen in einer Stoßrohrversuchsanlage wurden vorgestellt und analysiert. Für die weitere Untersuchung wurde das Belastungsszenario als reines Aufprallszenario betrachtet, da die Luftstoßeinwirkung zum Aufprallzeitpunkt bereits nahezu abgeklungen war.

Ein analytischer Lösungsansatz mit einem Einmassenschwinger-Modell wurde nicht verfolgt, da eine Vielzahl von Annahmen über den Aufprallvorgang und den Kraft-Zeit-Verlauf des Stoßes getroffen werden müssen. Es wurde hingegen gezeigt, das numerische Simulationen den Aufprallvorgang qualitativ und quantitativ abbilden können, ohne die Annahme eines Kraft-Zeit-Verlaufes als Ersatzlast. Die beobachteten geringfügigen Abweichungen zwischen den simulierten und gemessenen Seilkräften und Verschiebungen, könnten auf Variationen in der nicht erfassten Vorschädigung des Fensterflügels durch die Luftstoßwelle zurückgeführt werden. Für zukünftige Untersuchungen wird empfohlen, diese Einflussfaktoren in das Modell zu integrieren, um eine noch präzisere Abbildung des realen Aufprallgeschehens zu erreichen.

Danksagung

Die Autoren bedanken sich bei der Abteilung II.4 des Bundesamtes für Bevölkerungsschutz und Katastrophenhilfe für die finanzielle Förderung der Studie. Weiterhin bedanken sie sich beim Fraunhofer Ernst-Mach-Institut für Kurzzeitdynamik für die Durchführung der Versuche.

Literatur

[1] ANDRAE, M., VAN DER WOERD, J.D., PIETZSCH, A., WAGNER, M. und GEBBEKEN, N. Experimental Investigations on the Effectiveness of Anti-Shatter Films and Catcher-Cable Systems on Conventional Windows for Hazard Mitigation during Blast Events, *Buildings*, Vol. 13, (Submitted).

[2] BIGGS, J.M. *Introduction to Structural Dynamics*, McGraw-Hill Book Company, 1964.

[3] MOURA, R.T., CLAUSEN, A.H., FAGERHOLT, E., ALVES, M. und LANGSETH, M. Impact on HDPE and PVC plates–experimental tests and numerical simulations, *International Journal of Impact Engineering*, Vol. 37, Nr. 6 (2010), S. 580–598.

[4] DE PAUW, S. *Experimental and Numerical Study of Impact on Window Glass Fitted with Safety Window Film*, , Doctoral Thesis Ghent University, (2010).

[5] PETERSEN, C. *Stahlbau*, Friedrich Vieweg & Sohn Verlagsgesellschaft mbH, 1993.

[6] SCHNEIDER, J., VON RAMIN, M., STOTTMEISTER, A. und STOLZ, A. Characterization of debris throw from masonry wall sections subjected to blast, *Engineering Structures*, Vol. 203, (2019).

Baustatik – Baupraxis 15, © 2024, Technische Universität Hamburg

Sprengabbruch eines 170 m hohen Schornsteins durch Dreifach-Faltung – Erschütterungsschutz durch Prognose von Bauwerksspannungen

Arthur Feldbusch, Clarissa Rapps

Wölfel Engineering GmbH + Co. KG

Zusammenfassung: Anhand der Planung und Durchführung der Sprengung eines 170 m hohen Stahlbetonschornsteins durch Dreifach-Faltung werden die besonderen Herausforderungen der Sprengabbruchplanung und des Erschütterungsschutzes von sensiblen Bauwerksstrukturen aufgezeigt. Die Qualität einer sorgfältigen und mittels Simulationen optimierten Planung zeigen sich auf Knopfdruck bei der Sprengung. Berechnung und Realität treffen hier in einem Augenblick zusammen.

1 Einleitung

Der Rückbau durch Sprengung bietet gegenüber dem maschinellen Abbruch deutliche Vorteile, ist aber mit großen Herausforderungen verbunden. Die Sicherheit der beteiligten Personen und Schutz der unmittelbaren Umgebung haben oberste Priorität und erfordern eine sorgfältige Planung und Ausführung. Auf der anderen Seite nimmt die Wirtschaftlichkeit einen bedeutenden Stellenwert ein. Beide Aspekte lassen sich nur im Rückgriff auf umfassendes Erfahrungswissen in Verknüpfung mit modernen Simulationsmethoden angemessen realisieren und optimieren.

Die multifaktorielle und vielseitige Aufgabenstellung wird in diesem Beitrag anhand der Planung und Durchführung der Sprengung des Stahlbetonschornsteins im ehemaligen Heizkraftwerk Leipzig-Südost vorgestellt.

2 Abbruchplanung

Mittels vorhandenem Knowhow, gesammelt aus über 100 Bauwerkssprengungen, wurden die Auswirkungen infolge der Sprengung des Schornsteins im Detail bestimmt und Sicherheitsmaßnahmen abgeleitet.

2.1 Sprengkonzept

Aufgrund der beengten Verhältnisse im Schornsteinbereich durch die nahe Bebauung in der Nachbarschaft (siehe Abbildung 1) wurde der Abbruch durch eine dreifache Sprengfaltung gewählt. Der Schornstein wird hierbei in drei Segmente geteilt, um im zur Verfügung stehenden Bereich von insgesamt 100 m Länge aufzuprallen.

Abbildung 1: Stahlbetonschornstein im Zentrum-Südost in Leipzig

2.2 Simulation

Die Anordnung der Sprengzonen, und die Sprengmaulgeometrien wurden zur Erhöhung der Kollapssicherheit durch Simulationsstudien optimiert. Das numerische Modell und ein Ausschnitt aus dem Sprengabbruchkonzept zeigt Abbildung 2.

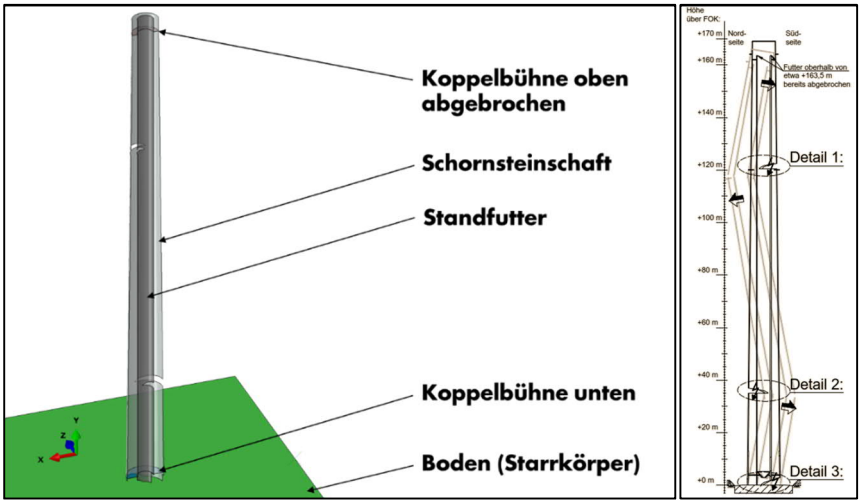


Abbildung 2: Numerisches Modell (links), Ausschnitt aus Sprengabbruchkonzept (rechts)

3 Schwingungsmonitoring

Der Schornstein bestand aus einem äußeren Schaft und einem inneren Stahlbetonfutter, die am oberen Ende durch eine Bühne miteinander gekoppelt waren. Diese Kopplung wurde aus uns unbekannten Gründen durchtrennt. Hierdurch wurde das statische System, wie in Abbildung 3 dargestellt, modifiziert. Die Folge waren durch Windeinwirkung verursachte bedenkenswerte Schwingungen.

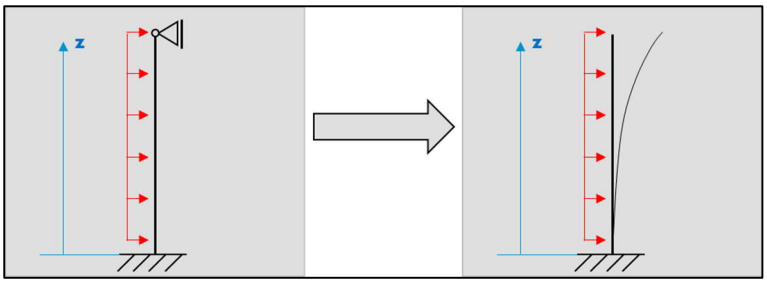


Abbildung 3: Änderung des statischen Systems durch Abbruch der Koppelbühne am Kopf

Zur Überprüfung und Überwachung der Standsicherheit wurde ein Schwingungsmonitoring mit 2 Beschleunigungssensoren und einem mehrstufigen Alarmierungskonzept installiert, welches basierend auf einer Spannungsbewertung festgelegt wurde. Die Anordnung der Messpunkte beim Schwingungsmonitoring und repräsentative Beschleunigungszeitverläufe sind in Abbildung 4 dargestellt. Das Monitoring zeigte, dass die Schwingungen im Wesentlichen am äußeren Schaft und nicht, wie zunächst angenommen, am Innenfutter dominierten.

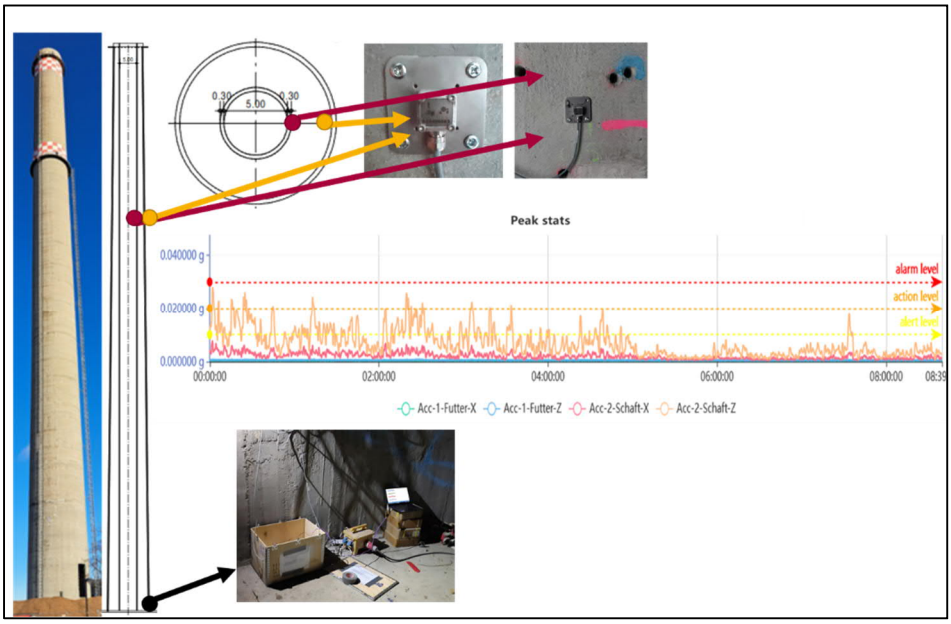


Abbildung 4: Schwingungsmonitoring – Anordnung d. Messpunkte u. Beschleunigungszeitverläufe

4 Erschütterungsanalyse

Bei der Sprengabbruchplanung spielt der Erschütterungsschutz für die umliegende Bebauung eine vordergründige Rolle. Die Erschütterungsbewertung konnte für die meisten umliegenden Gebäude mit einfachen Methoden vorgenommen werden. Das Gebäude HTWK-Sporthalle in etwa 250 m Entfernung zum Schornstein erforderte eine gesonderte Untersuchung.

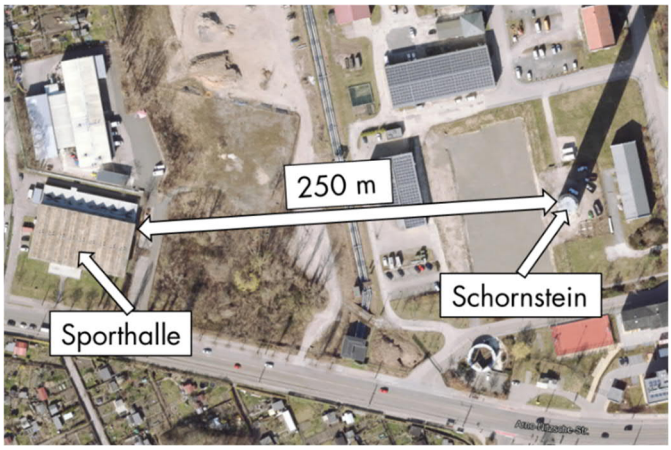


Abbildung 5: Lageplan mit Schornstein und Sporthalle (Quelle: https://geodienste.leipzig.de)

4.1 Schutzziel: HTWK-Sporthalle

Die Sporthalle wurde als Experimentalbau in der ehemaligen DDR errichtet und von Gutachtern als besonders erhaltenswert eingestuft.

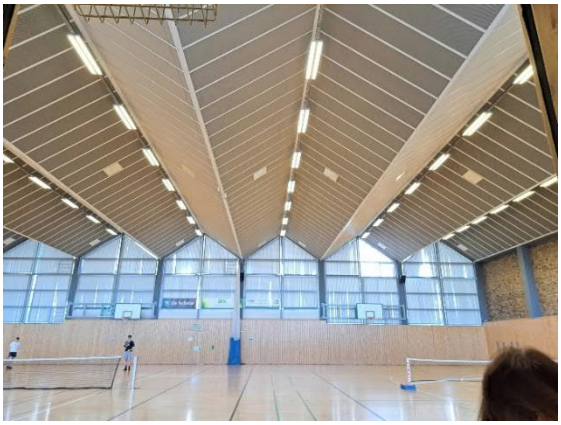


Abbildung 6: HTWK-Sporthalle: Innenansicht

Aufgrund der filigranen Bauweise mit schlanken Stützen und einer als Spannbeton-Faltwerk ausgeführten dünnwandigen Dachkonstruktion mit einer Spannweite von 30 m wurde das Gebäude zudem als besonders erschütterungsempfindlich klassifiziert. Gemäß DIN 4150-3

[1] gilt für derartige Gebäude bei Aufprallerschütterungen – als kurzzeitiges Ereignis ohne Resonanzbeteiligung mit Frequenzen unter 10 Hz – ein Anhaltswert von 3 mm/s auf dem Fundament. Von unabhängigen Gutachtern wurde eine maximale Schwinggeschwindigkeit auf dem Fundament der Sporthalle beim Aufprall des Schornsteins zwischen 5 und 7 mm/s prognostiziert. Der Anhaltswert war damit klar überschritten.

4.2 Spannungsbewertung

Aus der Überschreitung des Anhaltswerts folgt nicht, dass Schäden auftreten müssen. Bei Überschreitungen sind gegebenenfalls weitergehende Untersuchungen, zum Beispiel in Form einer Spannungsermittlung und -beurteilung, erforderlich. Zur Ermittlung welche Erschütterung die Halle ertragen kann und welche Werte am Fundament zulässig sind, wurde das spektrale Prognoseverfahren in Anlehnung an VDI 3837 [2] angewendet.

Beim spektralen Prognoseverfahren werden aus gemessenen Zeitverläufen am Ort einer Erschütterungseinwirkung Emissionsterzspektren erstellt. Diese Spektren können anschließend mit einer Übertragungsfunktion multipliziert werden, um die Erschütterungen an einem Zielort, z. B. einer Gebäudedecke, zu prognostizieren.

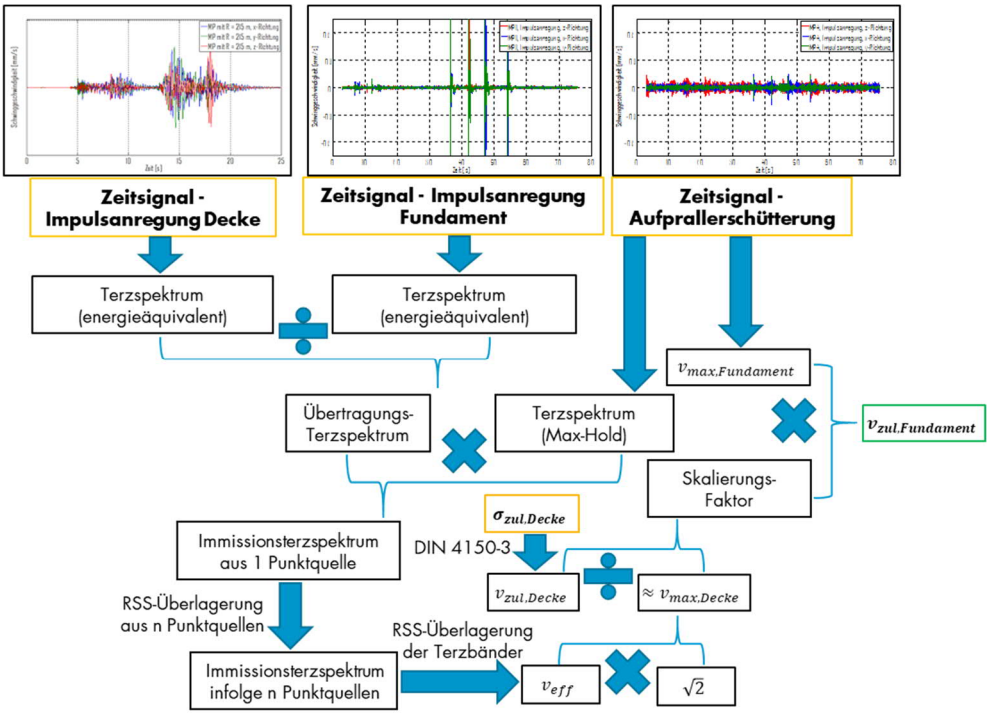


Abbildung 7: Ermittlung der zulässigen Schwinggeschwindigkeit am Fundament

Aus dem prognostizierten Terzspektrum können die Spannungsbeanspruchungen ermittelt werden. Umgekehrt kann aus einer zulässigen Spannungsbeanspruchung die maximale zulässige Schwinggeschwindigkeit am Einwirkungsort ermittelt werden [3]. Aufgrund der linearen Berechnungskette kann hierzu das Eingangszeitsignal skaliert werden, bis die

maximal zulässige Spannung auf der Decke erreicht wird, um die zulässige Einwirkung am Einleitungsort zu ermitteln.

Die zulässige dynamische Zusatzbelastung ergibt sich nach Gl. (1), gemäß DIN 4150-3.

$$\sigma_{max} = v_{i,max} \cdot \sqrt{E_{dyn}\rho} \cdot (y_{max}/i) \cdot \sqrt{G_{ges}/G_{balken} \cdot k_n} \tag{1}$$

Die Definitionen der Parameter können bei Bedarf in DIN 4150-3 [1] nachgelesen werden und sind hier aus Platzgründen nicht ausgeführt. Aus der gemäß statischer Berechnung in Deckenmitte zulässigen Zusatzspannung ($\sigma_{max} = \sigma_{zul,Decke}$) kann die zulässige Schwinggeschwindigkeit ($v_{i,max} = v_{zul,Decke}$) ermittelt werden. Die Methodik zur Ermittlung der zulässigen Schwinggeschwindigkeit am Fundament $\sigma_{zul,Fundament}$ ist in Abbildung 7 zusammengestellt. Auf Einzelheiten wird im Folgenden eingegangen.

4.3 Einwirkungsspektrum aus Aufprallerschütterungen

Als Eingangszeitsignal werden Aufprallerschütterungen herangezogen, die am Fundament in 215 m Entfernung zum Erschütterungszentrum infolge einer Sprengfaltung eines 250 m hohen Schornsteins gemessen wurden. Aus dem Zeitsignal wird mittels der Max-Hold-Methode ein Terzspektrum erstellt. Das Zeitsignal und das ermittelte Emissionsterzspektrum sind in Abbildung 8 qualitativ für alle 3 Raumrichtungen dargestellt.

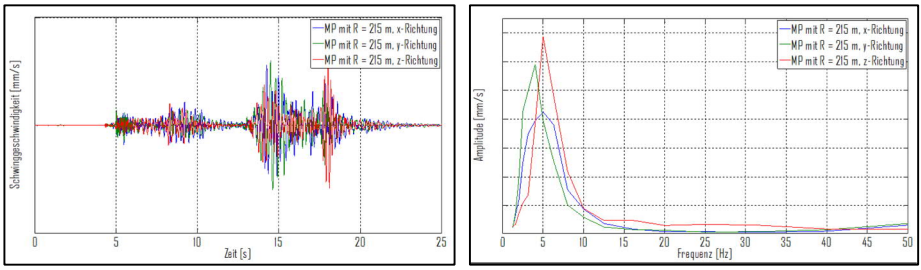


Abbildung 8: Aufprallerschütterungen: Zeitsignal (links), Terzspektrum (rechts)

4.4 Übertragungsfunktion aus Messung bei künstlicher Anregung

An freigelegten Fundamenten der Sporthalle wurden künstliche Impuls-Anregungen mittels Hammerschläge und harmonische Sweep-Anregungen mithilfe eines elektrodynamischen Schwingerregers durchgeführt. Zur Ermittlung der Erschütterungsübertragung wurden die Schwinggeschwindigkeiten zeitgleich an den Erregerorten (E1, E2) und an mehreren Positionen (MP 1 ÷ MP 4) an der Halle gemessen. Aus den aufgezeichneten Zeitsignalen wurden Terzspektren erstellt. Anschließend wurden die Spektren an der Halle durch die Spektren am Emissionsort dividiert, um die Übertragungsfunktionen zu berechnen.

Die künstlichen Anregungen erfolgten nacheinander punktuell an zwei ausgewählten Fundamenten, die Aufprallerschütterungen wurden hingegen an allen 28 Einzelfundamenten eingetragen. Vereinfacht wird davon ausgegangen, dass die Erschütterungen von allen Fundamenten auf die Deckenfeldmitte annähernd gleich übertragen werden. Durch RSS-

Überlagerung (Wurzel der Quadratsumme - *„root-of-the-sum-of-the-squares“*) wird die Eintragung der Erschütterung an allen Fundamenten berücksichtigt. Die Hammerschläge bilden die impulsartige Charakteristik von Aufprallerschütterungen wesentlich besser ab als die harmonische Anregung mit dem Schwingerreger und wurden daher zur weiteren Analyse herangezogen Die Ergebnisse aus der harmonischen Anregung dienen der Verifikation.

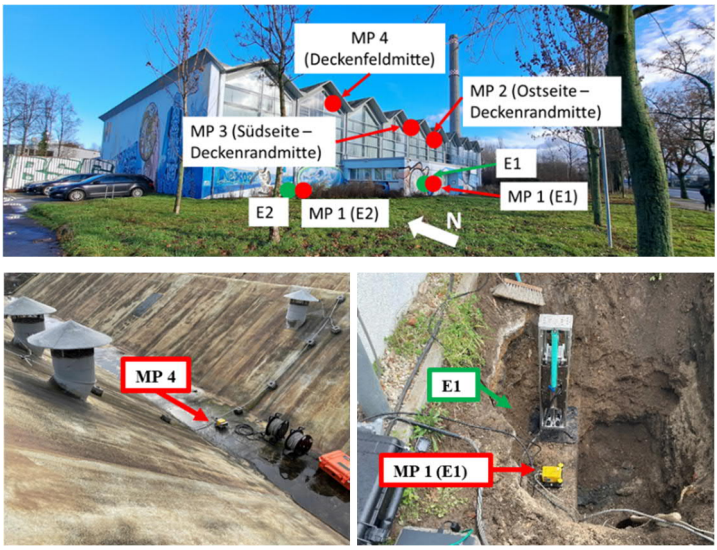


Abbildung 9: Übersicht der Messpunkte (oben), Messpunkt in Dachmitte (links), Erregerort (rechts)

4.5 Erschütterungsbewertung

Durch Multiplikation des Terzspektrums (Max-Hold) aus der Aufprallerschütterung mit dem Übertragungsspektrum wird unter Berücksichtigung der RSS-Überlagerung aus den Einwirkungen an allen Einzelfundamente das Immissionsspektrum auf der Decke generiert. Durch RSS-Überlagerung der Terzbänder wird der Effektivwert der Schwinggeschwindigkeit v_{eff} auf der Decke ermittelt. Der Maximalwert berechnet sich vereinfacht mit $v_{max,Decke} \approx v_{eff} \cdot \sqrt{2}$. Mit $v_{zul,Decke}/v_{max,Decke}$ ergibt sich aufgrund der linearen Berechnungskette ein Skalierungsfaktor mit dem das Einwirkungssignal skaliert und die zulässige Schwinggeschwindigkeit am Fundament $v_{zul,Fundament}$ ermittelt werden kann.

Anstelle des Anhaltwerts von 3 mm/s auf dem Fundament konnte eine vom Bauwerk schadlos hinnehmbare Schwinggeschwindigkeit von $v_{zul,Fundament} = 25$ mm/s nachgewiesen werden.

5 Sprengung und Fazit

Bei der Sprengung wurde in Deckenfeldmitte eine Schwinggeschwindigkeit von 14,4 mm/s gemessen. Aus dem Einwirkungssignal der herangezogenen Sprengung des 250 m hohen Schornsteins ergibt sich eine Schwinggeschwindigkeit von 17,6 mm/s auf der Decke. In

Anbetracht der Tatsache, dass der hier betrachtete Schornstein kleiner und die Distanz zwischen Schutzziel und Sprengzentrum geringer ist, ergibt sich eine gute Übereinstimmung. Diese zeigt sich auch beim ersten Vergleich des Einsturzvorgangs mit der Simulation unmittelbar nach der Sprengung (siehe Abbildung 8).

Das hier vorgestellte Vorgehen zeigt die Möglichkeit deutlich höhere Erschütterungen zuzulassen als die durch Erfahrung festgelegten konservativen Anhaltswerte der DIN 4150-3. Durch diese Methode können Sprengungen selbst in beengten Platzverhältnissen insbesondere mit erschütterungsempfindlichen und erhaltenswerten Gebäuden ermöglicht werden. Durch die im Vergleich zum maschinellen Abbruch kostengünstigere Abbruchmethode kann der höhere Engineeringaufwand mehr als kompensiert werden.

Abbildung 10: Simulation vs. Realität: unmittelbarer Vergleich nach der Sprengung

Danksagung

Für die hervorragende Zusammenarbeit möchten wir uns herzlich beim SIB (Staatsbetrieb Sächsischer Immobilien- und Baumanagement), der Stadtwerke Leipzig GmbH, der TSG (Thüringer Sprenggesellschaft), der Reinwald GmbH sowie allen weiteren Gutachtern bedanken.

Literatur

[1] DIN 4150-3. Erschütterungen im Bauwesen – Teil 3: Einwirkungen auf bauliche Anlagen. Ausgabe 2016

[2] VDI 3837. Erschütterungen in der Umgebung von oberirdischen Schienenverkehrswesen – spektrales Prognoseverfahren. Ausgabe 2013

[3] WERNER, D. Baudynamik, Verlag Bauwesen, Berlin, 1989

Baustatik – Baupraxis 15, © 2024, Technische Universität Hamburg

Einfluss der Sprengladungsgeometrie auf die Geschwindigkeit von Betonbruchstücken

Moritz Hupfauf, Norbert Gebbeken

Forschungsgruppe Bauprotect, Universität der Bundeswehr München

Zusammenfassung: Infolge einer Kontaktdetonation an einem Betonbauwerk können Bruchstücke auf der lastabgewandten Seite weggeschleudert werden. Neben dem Gewicht ist die Geometrie der Sprengladung ein wichtiger Einflussfaktor. In diesem Beitrag wird der Einfluss der Geometrie von zylindrischen Sprengladungen mit numerischen Simulationen untersucht und der ermittelte Zusammenhang anhand der experimentell bestimmten Geschwindigkeit der Bruchstücke validiert.

1 Einleitung

Die Bedrohung durch terroristische Anschläge hat in den letzten Jahren erheblich zugenommen. Daraus ergibt sich ein zunehmender Bedarf an Schutzmaßnahmen, um Menschen und kritische Infrastrukturen vor Anschlägen mit Sprengstoffen zu schützen. In der Vergangenheit konzentrierten sich Sprengstoffanschläge vor allem auf die unteren Stockwerke eines Gebäudes, in deren Nähe große Mengen Sprengstoff mit einem Fahrzeug transportiert werden können. Dieser Bedrohung wird neben dem Einsatz gehärteter Strukturen vor allem durch zusätzliche Zugangskontrollen begegnet, um eine größere Distanz zwischen dem Sprengstoff und dem Zielgebäude sicherzustellen.

Aufgrund der Entwicklungen im Bereich der Drohnentechnologie sind kommerziell verfügbare Drohnen heute in der Lage, immer größere Lasten über immer größere Entfernungen zu transportieren [1]. Dies verändert das Szenario eines Anschlags grundlegend, da der Sprengstoff nun auch in höhere Ebenen eines Gebäudes transportiert werden kann, die bisher als sicher galten. Außerdem kann der Sprengstoff viel näher an das Ziel gebracht werden, da der Luftraum um ein Gebäude, insbesondere in einer städtischen Umgebung, schwer zu kontrollieren ist. Dadurch können Anschläge gezielter auf einen bestimmten Bereich eines Gebäudes gerichtet werden und mit geringeren Mengen an Sprengstoff als bei einem Fahrzeuganschlag

erhebliche Schäden anrichten. Die im Vergleich zu einer Fahrzeugbombe geringere Sprengstoffmenge wird dadurch kompensiert, dass die Detonation in unmittelbarer Nähe oder sogar in Kontakt mit einem Bauwerk erfolgt.

Bei einer Detonation in größerer Entfernung von einem Bauwerk (Fernfeld) hat die Druckwelle zunächst Zeit, sich in der Luft auszubreiten und das Bauwerk annähernd gleichmäßig zu treffen. Dabei ist neben den Materialparametern das statische System für die Reaktion des Bauwerks entscheidend.

Bei einer Kontaktdetonation hingegen wird die Druckwelle direkt vom Sprengstoff in das betroffene Bauteil eingeleitet. Nach Durchlaufen des Bauteils wird die Druckwelle durch Reflexion an der lastabgewandten Bauteiloberfläche in eine Zugwelle umgewandelt, die durch das Bauteil zurückläuft. Die resultierende Beanspruchung ist wesentlich stärker lokalisiert als bei einer Detonation im Fernfeld und die Schädigung hängt nicht von globalen Parametern wie dem statischen System ab, sondern hauptsächlich von der direkten Wechselwirkung der eingeleiteten Druckwelle und reflektierten Zugwelle mit dem Material.

Infolge der Zugschädigung des Betons entstehen Betonbruchstücke, die auf der lastabgewandten Seite aus dem Bauteil herausgeschleudert werden. Diese Betonbruchstücke stellen eine Gefahr dar, da sie Personen verletzen oder technische Einrichtungen beschädigen können.

Abb. 1 zeigt die Schädigung einer Stahlbetonplatte infolge einer Kontaktdetonation (links) sowie die resultierenden Betonbruchstücke auf der lastabgewandten Seite der Stahlbetonplatte. Die Zugschädigung der Stahlbetonplatte mit resultierenden Betonbruchstücken kann auch ohne einen vollständigen Durchbruch der Stahlbetonplatte auftreten.

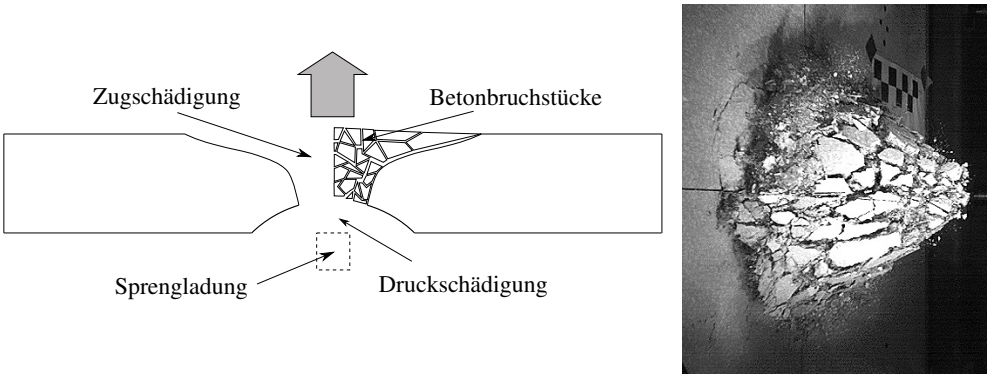


Abbildung 1: Schädigung bei einer Kontaktdetonation (links) und Betonbruchstücke auf der lastabgewandten Seite (rechts)

Zur Untersuchung der Entstehung und Wirkung von Betonbruchstücken auf der lastabgewandten Seite einer Stahlbetonplatte infolge einer Kontaktdetonation wurde vom Autor eine Versuchsreihe durchgeführt [2]. Dabei stellte sich die Frage, inwieweit das Verhältnis von Länge zu Durchmesser (L/D) der verwendeten zylindrischen Sprengladungen einen Einfluss auf die resultierende Beanspruchung hat.

Während für Detonationen im Fernfeld eines Bauwerks empirische Formeln zur Abschätzung der resultierenden Belastung existieren (e.g. [3]), sind die entsprechenden Annahmen bei Kontaktdetonationen nicht gültig. Hier haben die Geometrie und Ausrichtung der Sprengladung relativ zum Bauteil sowie der Ort der Zündung innerhalb der Sprengladung einen großen Einfluss auf die resultierende Belastung eines Bauteils [10].

Im Folgenden werden daher numerische Simulationen vorgestellt, mit deren Hilfe die Belastung durch zylindrische Sprengladungen mit unterschiedlichem L/D-Verhältnis mit der Belastung durch sphärische Sprengladungen verglichen wird.

2 Einfluss der Sprengladungsgeometrie

Die numerischen Simulationen werden mit dem *structured ALE* Solver des kommerziellen Hydrocodes LS-Dyna [5] durchgeführt. Der verwendete Sprengstoff SEMTEX10 wird mit Hilfe der empirischen Jones-Wilkins-Lee Zustandsgleichung [4] abgebildet und der Detonationsvorgang mit *MAT_HIGH_EXPLOSIVE_BURN gesteuert. Die zugehörigen Parameter basieren auf einer Simulation mit dem thermochemischen Code CHEETAH [6] und sind in Tab. 1 dargestellt.

A [MPa]	B [MPa]	E_0 [MPa]	$R1$ [-]	$R2$ [-]	Γ [-]	ρ [$\mathrm{kg\,m^{-3}}$]	d [$\mathrm{m\,s^{-1}}$]	p_{cj} [MPa]
6711×10^2	9370	8447	4.91	1.19	0.4	1631	7474	22.62×10^3

Tabelle 1: Parameter des Sprengstoffes SEMTEX10

Um den Rechenaufwand zu reduzieren, wird die Symmetrie des Modells ausgenutzt, und nur ein Viertel mit symmetrischen Randbedingungen modelliert. Die Betonoberfläche wird als reflektierende Randbedingung abgebildet und die freien Modellränder werden mit *flow out* Randbedingungen versehen um eine ungestörte Ausbreitung der Druckwelle aus dem Modell zu ermöglichen. Die anschließende Auswertung erfolgt anhand von gleichmäßig verteilten Messpunkten entlang der reflektierenden Oberfläche.

Basierend auf einer Konvergenzstudie des resultierenden Gesamtimpulses wurde eine einheitliche Netzgröße von $1.25\,\mathrm{mm}$ ermittelt. Der nach Richardson-Extrapolation [7] abgeschätzte Fehler beträgt $1.0\,\%$ gegenüber der erwarteten „exakten“ Lösung. Abb. 2 zeigt eine Skizze des numerischen Modells.

Die Simulationen der zylindrischen Sprengladungen mit Durchmesser $D = 10\,\mathrm{cm}$ und variabler Länge L erfolgen für eine Sprengstoffmasse von $1000\,\mathrm{g}$ mit L/D Verhältnissen zwischen 0.2 und 2.0. Zusätzlich werden Simulationen für sphärischen Sprengladungen mit Sprengstoffmassen zwischen $500\,\mathrm{g}$ und $3500\,\mathrm{g}$ durchgeführt. Die Zündung der zylindrischen Sprengladungen erfolgt an der vom Bauteil abgewandten Oberfläche der Sprengladung, die Zündung der sphärischen Sprengladungen in deren Zentrum.

Abb. 3 zeigt die resultierenden spezifischen Impulse der verschiedenen Simulationen in radialer Richtung, die durch eine zeitliche Integration der Druckverläufe an den verschiedenen Messpunkten ermittelt wurden. Die Integration erfolgt dabei bis zu einem Zeitpunkt von

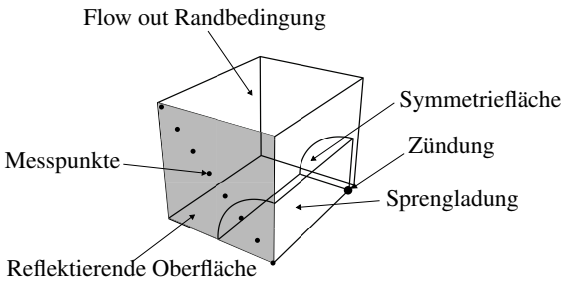


Abbildung 2: Numerisches Model

$0.1\,\mathrm{ms}$ nach der Zündung der Detonation, da zu diesem Zeitpunkt die wesentliche Interaktion an der reflektierenden Oberfläche abgeschlossen ist.

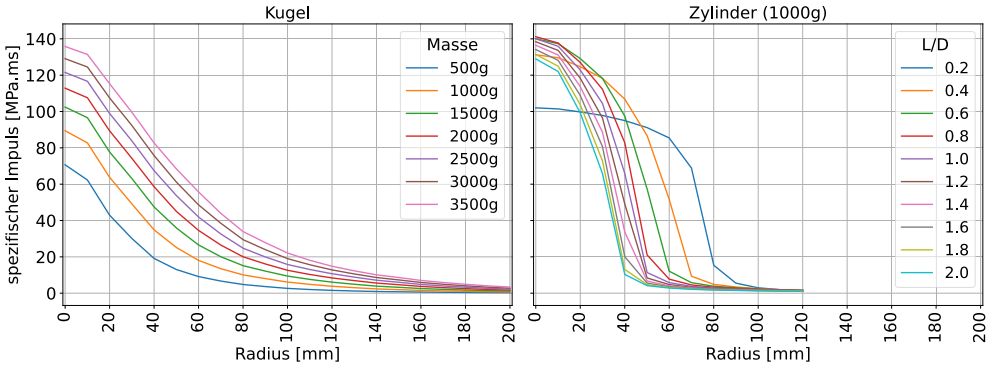


Abbildung 3: Spezifische Impulse der sphärischen (links) und zylindrischen (rechts) Sprengladungen nach $1.0\,\mathrm{ms}$

Abb. 3 zeigt, dass sich die Belastung bei einer sphärischen Ladung über einen größeren Bereich verteilt, während sie bei einer zylindrischen Ladung fast ausschließlich auf den Bereich beschränkt ist, der in direktem Kontakt mit der Sprengladung steht.

Ein Vergleich verschiedener Sprengladungsgeometrien erfolgt anhand des von [8] eingeführten energieäquivalenten Impulses. Der energieäquivalente Impuls basiert auf dem Zusammenhang der kinetischen Energie E_k einer diskreten Masse $\rho t A$ mit dem einwirkenden Impuls I.

$$E_k = \frac{I^2}{2\rho t A} \tag{1}$$

Dabei sind ρ und t die Dichte und die Abmessung der Masse in Belastungsrichtung und A ist die zugehörige Oberfläche, auf die der Impuls wirkt.

Ausgehend von diesem Zusammenhang kann die Reaktion eines plattenförmigen Bauteils durch eine Reihe diskreter Massen dargestellt werden. Die einzelnen Massen bewegen sich zunächst unabhängig voneinander, sind aber durch Federelemente beliebiger Steifigkeit miteinander verbunden. In Abhängigkeit von der Schubsteifigkeit dieser Federn kann ein unterschiedliches Bauteilverhalten beschrieben werden. Abb. 4 zeigt die beiden Extremfälle dieser Betrachtung infolge eines spezifischen Impulses i für eine unendliche Federsteifigkeit (links) und eine Federsteifigkeit von Null (rechts).

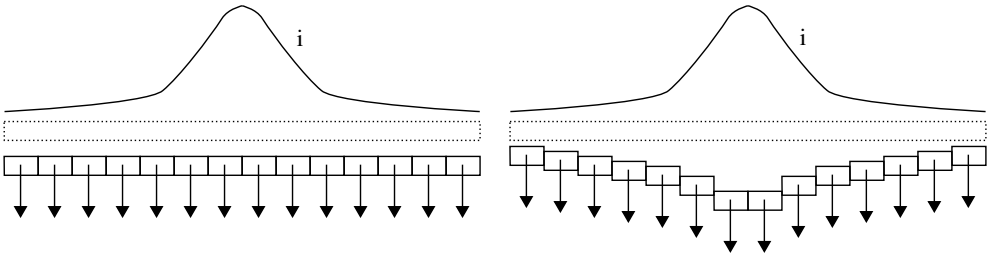


Abbildung 4: Verformung einer Platte repräsentiert durch mit Schubfedern verbundene diskrete Massen infolge eines spezifischen Impulses i für eine unendliche Federsteifigkeit (links) und eine Federsteifigkeit von Null (rechts)

Bei unendlicher Federsteifigkeit (Abb. 4, links) bewegen sich alle diskreten Massen simultan und repräsentieren eine starre Platte. Das resultierende Geschwindigkeitsprofil und damit die kinetische Energie der diskreten Massen sind unabhängig von der Belastungsverteilung. Die resultierende kinetische Gesamtenergie stellt die untere Grenze für die Energieaufnahme des Bauteils dar.

Bei einer Federsteifigkeit von Null (Abb. 4, rechts) bewegen sich die diskreten Massen unabhängig voneinander. Folglich sind die Verteilungen der Geschwindigkeit und der kinetischen Energie direkt proportional zur Verteilung des einwirkenden Impulses. Die resultierende kinetische Gesamtenergie stellt die obere Grenze für die Energieaufnahme des Bauteils dar.

Die untere Grenze $E_{k,u}$ und die obere Grenze $E_{k,o}$ für die Energieaufnahme des Bauteils können auf Basis von Gl. (1) berechnet werden:

$$E_{k,u} = \frac{\left(\int_A i\,dA\right)^2}{2\rho t A} \qquad (2) \qquad\qquad E_{k,o} = \frac{1}{2\rho t}\int_A \frac{(i\,dA)^2}{dA} \qquad (3)$$

Unterschiedlich ausgeprägte spezifische Impulse i werden dann als energieäquivalent definiert, wenn sie zur gleichen oberen Grenze der Energieaufnahme des Bauteils nach Gl. 3 führen.

In den Untersuchungen von [9] mit dünnen Stahlplatten wird die Anwendung des energieäquivalenten Impulses auf eine Biegeschlankheit des Bauteils von $l/d > 20$ beschränkt, deren Verformung ein Vielfaches der Plattendicke beträgt. Dieses Schlankheitskriterium wird von den untersuchten Stahlbetonplatten nicht erfüllt. Da das Versagen der Stahlbetonplatte infolge einer Kontaktdetonation jedoch sehr stark lokalisiert ist, wird die Anwendbarkeit des

energieäquivalenten Impulses für die durchgeführten Versuche dennoch als geeignet angesehen.

Für den Vergleich der untersuchten zylindrischen Sprengladungen mit den sphärischen Sprengladungen wird ein sphärischer Äquivalenzfaktor EF definiert. Dieser Faktor ist definiert als der Quotient der Masse einer zylindrischen Sprengladung W_z und der entsprechenden Masse einer sphärischen Sprengladung W_s, die einen energieäquivalenten Impuls erzeugen.

$$EF = \frac{W_s}{W_z} \tag{4}$$

Abb. 5 zeigt den resultierenden sphärischen Äquivalenzfaktor EF in Abhängigkeit vom L/D-Verhältnis einer zylindrischen Sprengladung.

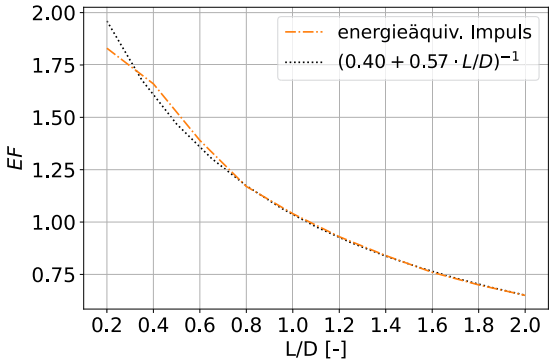


Abbildung 5: Sphärischer Äquivalenzfaktor EF in Abhängigkeit des L/D-Verhältnisses einer zylindrischen Sprengladung

Es ist ersichtlich, dass für $L/D \approx 1.0$ eine sphärische und eine zylindrische Sprengladung bei gleicher Sprengstoffmasse einen energieäquivalenten Impuls erzeugen. Während für $L/D < 1.0$ die zylindrische Sprengladung zu einer höheren Energieaufnahme und damit Belastung des Bauteils führt, ist für $L/D > 1.0$ die Belastung der sphärischen Sprengladung größer.

Zur Validierung des ermittelten Äquivalenzfaktors mit den experimentellen Messungen wird auf eine skalierte Dicke T_W der Stahlbetonplatte zurückgegriffen.

$$T_W = \frac{T}{W^{1/3}} \tag{5}$$

Dabei ist T die Dicke der Stahlbetonplatte und W die Masse einer Sprengladung. Die skalierte Dicke ermöglicht dabei eine Berücksichtigung der maßgebenden Eingangsgrößen durch einen einzelnen Parameter.

Als experimentelle Größe zur Validierung des eingeführten Äquivalenzfaktors, werden die maximalen Geschwindigkeiten der Betonbruchstücke verwendet. Diese wurden vom Autor

mittels *Tracking* in Hochgeschwindigkeitsaufnahmen der Versuche bestimmt [2]. Bei den Probekörpern handelt es sich um Stahlbetonplatten mit Dicken von 20 cm, 25 cm und 30 cm, die mit 1000 g, 1500 g und 2000 g SEMTEX10 belastet wurden. Die zylindrischen Sprengladungen wurden mit einer ihrer ebenen Flächen bündig auf die Mittelpunkte der Stahlbetonplatten aufgesetzt. Die zugehörigen L/D-Verhältnisse der Sprengladungen mit einem Durchmesser von 10 cm betragen 0.71, 1.07 und 1.43.

Abb. 6 zeigt die maximale Geschwindigkeit der Betonbruchstücke in Abhängigkeit von der skalierten Dicke der Stahlbetonplatte. Dabei wurde die skalierte Dicke der Stahlbetonplatte links ohne und rechts mit Berücksichtigung des L/D-Verhältnisses durch den sphärischen Äquivalenzfaktor EF berechnet. Zusätzlich ist eine lineare Regressionsgerade als gestrichelte Linie eingezeichnet und R^2 ist das Bestimmtheitsmaß dieser Regressionsgeraden mit den experimentellen Messungen. Die Gruppen der einzelnen Stahlbetonplattendicken sind farblich gekennzeichnet und die Sprengstoffmasse nimmt jeweils mit abnehmender skalierter Dicke zu.

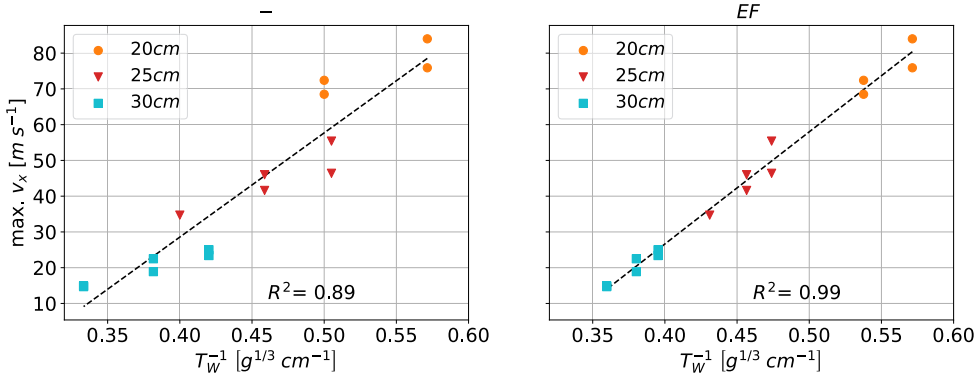


Abbildung 6: Maximale Geschwindigkeit der Betonbruchstücke in Abhängigkeit von der skalierten Dicke der Stahlbetonplatte ohne (links) und mit (rechts) Berücksichtigung des L/D-Verhältnisses

In Abb. 6 wird deutlich, dass ohne Berücksichtigung des L/D-Verhältnisses eine Überlappung der Gruppen mit unterschiedlichen Stahlbetonplattendicken in Richtung der skalierten Dicke auftritt. Mit Berücksichtigung des L/D-Verhältnisses tritt diese Überlappung nicht auf und es ergibt sich ein linearer Zusammenhang ($R^2 = 0.99$) zwischen der skalierten Dicke und der maximalen Geschwindigkeit. Der vorgestellte Äquivalenzfaktor wird daher als geeignet angesehen, um den Einfluss des L/D-Verhältnisses von zylindrischen Sprengladungen auf die resultierende Belastung in einer Bewertung zu berücksichtigen.

3 Zusammenfassung und Ausblick

Nach einer kurzen Einführung zur Wirkung einer Kontaktdetonation auf ein Bauteil wurde ein Äquivalenzfaktor zur Berücksichtigung des L/D-Verhältnisses von zylindrischen Sprengladungen auf die resultierende Belastung vorgestellt. Ein Vergleich mit der experimentell er-

mittelten Maximalgeschwindigkeit der entstehenden Betonbruchstücke zeigt, dass der vorgestellte Äquivalenzfaktor auf der Basis des energieäquivalenten Impulses gut geeignet ist, um den Einfluss des L/D-Verhältnisses von zylindrischen Sprengladungen auf die resultierende Belastung in einer Bewertung zu berücksichtigen. In einem nächsten Schritt können mit dem gleichen Verfahren Äquivalenzfaktoren für alternative Sprengladungsgeometrien abgeleitet werden, um einen besseren Vergleich verschiedener Versuchsreihen zu ermöglichen.

Literatur

[1] EUROPEAN COMMISSION, J. R. C.: *Protection against unmanned aircraft systems: handbook on UAS risk assessment and principles for physical hardening of buildings and sites.* Publications Office, 2023

[2] HUPFAUF, M. ; GEBBEKEN, N. : Secondary debris resulting from concrete slabs subjected to contact detonations. In: *Advances in Structural Engineering* 25 (2022), Nr. 7

[3] KINGERY, C. N. ; BULMASH, G. : Airblast Parameters From TNT Spherical Air Bursts and Hemispherical Surface Bursts / ARBRL-TR-02555. 1984. – Forschungsbericht

[4] LEE, E. L. ; HORNIG, H. C. ; KURY, J. W.: Adiabatic Expansion Of High Explosive Detonation Products. Office of Scientific and Technical Information (OSTI), 1968. – Forschungsbericht

[5] LSDYNA ; LIVERMORE SOFTWARE TECHNOLOGY CORPORATION (Hrsg.): *LS-DYNA keyword user's manual.* 2021

[6] LU, J. P.: Evaluation of the Thermochemical Code - CHEETAH 2.0 for Modelling Explosives Performance. Weapons Systems Division, Aeronautical and MAritime Research Laboratory, 2001. – Forschungsbericht

[7] RICHARDSON, L. F. ; GAUNT, J. A.: The deferred approach to the limit. In: *Philosophical Transactions of the Royal Society of London. Series A, Containing Papers of a Mathematical or Physical Character* 226 (1927)

[8] RIGBY, S. ; AKINTARO, O. ; FULLER, B. ; TYAS, A. ; CURRY, R. ; LANGDON, G. ; POPE, D. : Predicting the response of plates subjected to near-field explosions using an energy equivalent impulse. In: *International Journal of Impact Engineering* 128 (2019)

[9] RIGBY, S. ; OSBORNE, C. ; LANGDON, G. ; COOKE, S. ; POPE, D. : Spherical equivalence of cylindrical explosives: Effect of charge shape on deflection of blast-loaded plates. In: *International Journal of Impact Engineering* 155 (2021)

[10] XIAO, W. ; ANDRAE, M. ; GEBBEKEN, N. : Influence of charge shape and point of detonation of high explosive cylinders detonated on ground surface on blast-resistant design. In: *International Journal of Mechanical Sciences* 181 (2020)

Baustatik – Baupraxis 15, © 2024, Technische Universität Hamburg

Systemzuverlässigkeit von Verbundfugen mit spröden und duktilen Verbundmitteln

Kevin Wolters, Markus Feldmann

Institut für Stahlbau, RWTH Aachen University

Zusammenfassung: Bei der Bemessung von Verbundträgern geht die Schubtragfähigkeit von Verbundmitteln, z.B. Kopfbolzendübel, mit dem Bemessungswert P_{Rd} ein. In einer Verbundfuge sind jedoch meist Dutzende bis Hunderte von Verbundmitteln angeordnet, deren Einzeltragfähigkeit zufallsverteilt ist. Das reale Traglastniveau der Verbundfuge kann daher oberhalb des Bemessungsniveaus liegen. Dieser Beitrag behandelt die theoretische Systemzuverlässigkeit von Verbundfugen mit spröden und duktilen Verbundmitteln. Diese hängt maßgeblich von der Anzahl der verwendeten Verbundmittel sowie von der Streuung der zufallsverteilten Traglast ab.

1 Einleitung

Bei der Bemessung von Verbundträgern nach Eurocode 4 [1] werden zur Berechnung der Momententragfähigkeit Teilsicherheitsbeiwerte für Stahl, Beton sowie für die Verbundmittel verwendet. Die Tragfähigkeit eines einzelnen Kopfbolzens geht indirekt über den Verdübelungsgrad in die Berechnung der Momententragfähigkeit eines Verbundträgers ein. Bei einem vollverdübelten Träger wird die Momententragfähigkeit durch die Einzeltragfähigkeit der Teilquerschnitte Stahl und Beton begrenzt, während bei einem teilverdübelten Träger die Verbundmittel maßgebend werden. Bei der Ermittlung des Verdübelungsgrades wird die Tragfähigkeit jedes Verbundmittels mit dem Bemessungswert P_{Rd} nach dem Teilsicherheitskonzept angenommen.

In der Verbundfuge eines Trägers wirken jedoch Verbundmittel wie Kopfbolzendübel oder Verbunddübelleisten meist in großer Anzahl in einer Art Parallelsystem, in dem sicherheitssteigernde Systemeffekte auftreten können. Unter Berücksichtigung der Umverteilung von Kräften beim Versagen einzelner Tragelemente sowie zufällig verteilter Dübeltragfähigkeiten lassen sich diese Effekte in idealisierter Form mit dem sogenannten Daniels-System [2] umschreiben.

Dieser Artikel beschreibt qualitativ und anhand von Beispielen die Systemeffekte von spröden und duktilen Verbundmitteln in Verbundfugen von Verbundträgern. Kapitel 2 beschreibt ideale Daniels-Systeme mit spröden und duktilen Tragelementen und eine Methodik zur Ausweitung der Erkenntnisse idealer Systeme auf allgemeine Fälle. Es folgen Untersuchungen zur Systemzuverlässigkeit von spröden (Kapitel 3) und duktilen Verbundmitteln (Kapitel 4) in der Verbundfuge. Der Beitrag schließt mit einer kurzen Zusammenfassung der Ergebnisse in Kapitel 5.

2 Daniels-Systeme

2.1 System und Annahmen

Bei Zuverlässigkeitsanalysen von Systemen werden häufig zunächst die beiden Grenzfälle Parallel- und Seriensystem betrachtet. In einem parallelen System versagt das System, sobald alle Komponenten ihre Tragfähigkeit überschreiten. Bei einem Seriensystem versagt das System, sobald das Versagenskriterium eines beliebigen einzelnen Elements erreicht wird. Das Seriensystem bildet die untere (sichere), das Parallelsystem die obere (unsichere) Grenze der realen Systemzuverlässigkeit. Jedoch entspricht z.B. in statisch unbestimmten Systemen keiner dieser beiden Grenzfälle der Realität, denn wenn eine einzelne Tragkomponente versagt, kommt es zu einer Umlagerung der Beanspruchungen auf verbliebene Komponenten.

H. G. Daniels veröffentlichte 1945 für die Textilindustrie theoretische Überlegungen zu einem System von Faserbündeln mit ideal elastisch-spröden Fasern und einer zufällig verteilten Bruchspannung σ_u [2], siehe Abbildung 1a), bei dem im Falle des Versagens einzelner Fasern die Kraft auf alle verbleibenden Fasern umverteilt wird. Das System wurde später auf ähnliche oder andere Zuverlässigkeitsfragen im Bauwesen übertragen [3-7]. Das Daniels-System basiert auf den folgenden Annahmen, siehe auch [5]:

- Jede Faser hat die gleiche Querschnittsfläche und den gleichen Elastizitätsmodul.
- Die Belastung S ist eine deterministische Größe.
- Die Dehnung ε aller Fasern ist gleich, und die Umverteilung der Kraft im Falle eines Faserbruchs erfolgt gleichmäßig auf alle verbleibenden Fasern.
- Die Bruchspannung σ_u ist zufällig verteilt und innerhalb der einzelnen Fasern unabhängig voneinander, folgt aber der gleichen Verteilungsfunktion F_R.

Je nach Anzahl der Fasern und der Verteilung der Bruchspannung bzw. -dehnung (Standardabweichung, Variationskoeffizient) kann die maximale Kraft bereits beim ersten Faserbruch erreicht werden, siehe Abbildung 1b), oben. Dies ist wahrscheinlicher bei wenigen Fasern und einer geringen Standardabweichung der Bruchspannungsverteilung. Oder es bleibt ein Anstieg der Kraft möglich, siehe Abbildung 1b), unten, was bei vielen Fasern und einer großen Standardabweichung von ε_u wahrscheinlicher ist. Im letzteren Fall ergibt sich ein günstiger Effekt auf die Systemzuverlässigkeit.

In den folgenden Untersuchungen werden die Systemeffekte immer anhand der Systemzuverlässigkeit β_{sys} in Abhängigkeit der Anzahl der tragenden Elemente n dargestellt. Die Belastung S wird stets so gewählt, dass sich ein Zielwert β_1 für $n=1$ ergibt. Der

Widerstand R der einzelnen Tragkomponenten wird als normalverteilt mit Mittelwert μ_R und Standardabweichung σ_R angenommen.

$$S = n \cdot (\mu_R - \beta_1 \cdot \sigma_R) \tag{1}$$

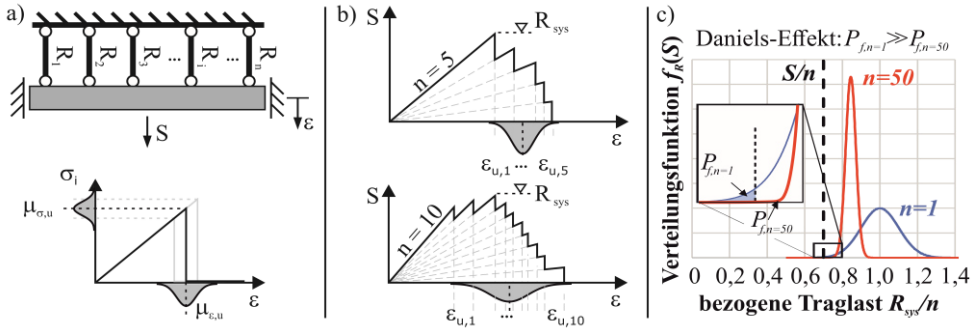


Abbildung 1: a) Schematische Darstellung des Daniels-Systems mit ideal elastisch-sprödem Materialverhalten und normalverteilter Bruchspannung; b) exemplarische Verläufe der Kraft S mit Zunahme der Dehnung ε bei Systemversagen nach Bruch der ersten (oben) bzw. dritten (unten) Tragkomponente; c) Dichtefunktion von Daniels-Systemen mit $n=1$ und $n=50$ Tragelementen mit Reduktion der Versagenswahrscheinlichkeit

2.2 Ideal-elastische, spröde Daniels-Systeme

Daniels hat in [2] Formeln für das asymptotische Verhalten von Mittelwert und Standardabweichung der Tragfähigkeit von Faserbündeln abgeleitet. Während der Mittelwert der bezogenen Tragfähigkeit mit zunehmender Faserzahl abnimmt, reduziert sich auch die Standardabweichung der resultierenden Traglast, sodass die Systemzuverlässigkeit für eine höhere Faserzahl n in den meisten baupraktischen Fällen zunimmt, siehe Abbildung 1c). *Hohenbichler* und *Rackwitz* entwickelten eine rekursive Gleichung für ein System mit n Elementen zur Bestimmung der Ausfallwahrscheinlichkeit $P_{f,sys}$ [7]:

$$P_{f,sys} = F_{R,sys,n}(S) = (-1)^{n+1} \cdot F_R^n\left(\frac{S}{n}\right) - \sum_{i=1}^{n-1}\left[(-1)^i \cdot \binom{n}{i} \cdot F_R^i\left(\frac{S}{n}\right) \cdot F_{R,sys,n-1}(S)\right] \tag{2}$$

$$\beta_{sys} = -\Phi(P_{f,sys}) \tag{3}$$

Die Ergebnisse für verschiedene Ausgangswerte der Zielzuverlässigkeit β_1 sowie verschiedene Variationskoeffizienten $\nu_R = \sigma_R/\mu_R$ sind in Abbildung 2a) dargestellt. Für niedrigere Werte beider Parameter verhält sich das Daniels-System eher wie ein Seriensystem. Bei größeren Streuungen der Bruchspannung und für höhere Zielwerte β_1 nimmt die Systemzuverlässigkeit β_{sys} hingegen zu. Der Grund dafür ist die höhere Wahrscheinlichkeit, dass verbleibende Tragkomponenten die Kräfte aufnehmen können, die bei einem Versagen einzelner Elemente nach der Umverteilung frei werden. So ergibt sich für $\beta_1 = 3$ eine Erhöhung der Systemzuverlässigkeit für $\nu_R = 0{,}1$ bei $n \geq 8$ Elementen und für $\nu_R = 0{,}15$ bei $n \geq 3$ Elementen.

2.3 Elastisch-plastische, duktile Daniels-Systeme

Die Systemzuverlässigkeit von Daniels-Systemen mit elastisch-plastischen und duktilen Komponenten kann über eine einfache Linearkombinationen von

Wahrscheinlichkeitsfunktionen und der Grenzzustandsfunktion $Z = R - S$ bestimmt werden. Unter der Annahme einer normalverteilten Faserkapazität bzw. Bruchspannung und einer deterministischen Kraft S beträgt die Systemwahrscheinlichkeit des Versagens:

$$P_{f,sys} = F_Z(0) = \Phi\left(\frac{0-\mu_Z}{\sigma_Z}\right) = \Phi\left(-\frac{n\cdot\mu_R-\mu_S}{\sqrt{n\cdot\sigma_R^2-\sigma_S^2}}\right) = \Phi\left(\frac{S-n\cdot\mu_R}{\sqrt{n}\cdot\sigma_R}\right) \tag{4}$$

Darüber hinaus kann eine Korrelation der einzelnen Komponenten über den Korrelationsfaktor ρ berücksichtigt werden ($\rho = 0$: Faserkapazität ist statistisch unabhängig; $\rho = 1$: vollständig abhängig).

$$P_{f,sys} = \Phi\left(\frac{S-n\cdot\mu_R}{\sqrt{n}\cdot\sigma_R}\cdot\frac{1}{\sqrt{1+\rho\cdot(n-1)}}\right) \tag{5}$$

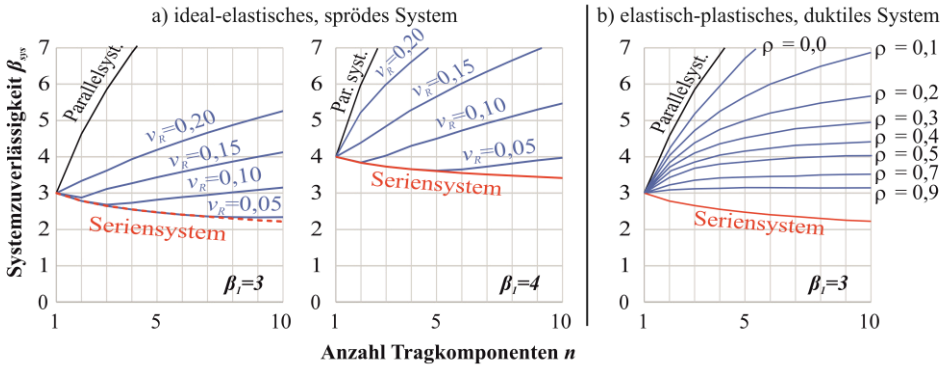


Abbildung 2: Entwicklung der Systemzuverlässigkeit für verschiedene Eingangsparameter β_1 und v_R bei a) ideal-elastisch, spröden und b) elastisch-plastisch, duktilen Daniels-Systemen

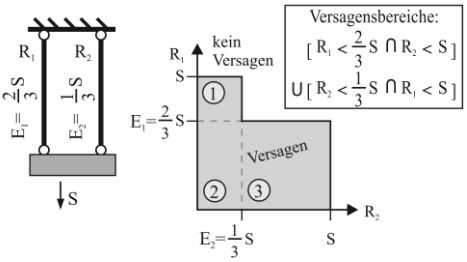
Abbildung 2b) zeigt die Entwicklung der Systemzuverlässigkeit für verschiedene Korrelationskoeffizienten ρ. Je größer die Korrelation der Tragfähigkeit ist, desto geringer fällt der Systemeffekt aus. Aber auch bei einem Korrelationskoeffizienten von $\rho = 0{,}5$ kann der Zuverlässigkeitsindex β_{sys} bei etwa sechs Elementen von 3 auf 4 erhöht werden, was einer Abnahme der Versagenswahrscheinlichkeit $P_{f,sys}$ auf etwa 1/42 nach Gl. (3) entspricht.

2.4 Allgemeine Systeme mit ungleicher Lastverteilung

In einem Verbundträger sind die Schubkräfte der Verbundmittel im elastischen Tragbereich in der Regel ungleich verteilt. Bei Versagen eine Verbundmittels wird die freiwerdende Schubkraft außerdem nicht gleichmäßig auf alle verbliebenen, sondern hauptsächlich auf umliegende Verbundmittel umverteilt. Daher kann das rekursive Gesetz, Gl. (2), insbesondere bei spröden Verbundmitteln nicht angewendet werden. Ein im Folgenden verwendetes numerisches Berechnungsverfahren im n-dimensionalen Hyperraum, das aus [5] übernommen wurde, wird in Abbildung 3 für zwei tragende Elemente dargestellt. Das Verfahren kann unter Berücksichtigung aller möglichen Versagensreihenfolgen auf weitere tragende Elemente ausgedehnt werden. Mit einer Berechnung im n-dimensionalen Raum, mit $n!$ zu berücksichtigenden Versagensfolgen und $2^{(n-1)^n}$ Versagensbereichen lässt sich die

Systemzuverlässigkeit ermitteln. Aufgrund der Rechenkapazität ist diese Methode auf $n \leq 6$ beschränkt.

Bei $n = 2$ setzt sich die Ausfallwahrscheinlichkeit des Systems aus den Ausfallwahrscheinlichkeiten der Regionen 1 bis 3 zusammen:



$$
\begin{aligned}
P_{f,sys} = \; & \left[\left(\mathrm{F}_{\mathrm{R},1}(S) - \mathrm{F}_{\mathrm{R},1}\left(\tfrac{2}{3}S\right)\right) \cdot \left(\mathrm{F}_{\mathrm{R},2}\left(\tfrac{1}{3}S\right) - \mathrm{F}_{\mathrm{R},2}(0)\right)\right] \\
& + \left[\left(\mathrm{F}_{\mathrm{R},1}\left(\tfrac{2}{3}S\right) - \mathrm{F}_{\mathrm{R},1}(0)\right) \cdot \left(\mathrm{F}_{\mathrm{R},2}\left(\tfrac{1}{3}S\right) - \mathrm{F}_{\mathrm{R},2}(0)\right)\right] \\
& + \left[\left(\mathrm{F}_{\mathrm{R},1}\left(\tfrac{2}{3}S\right) - \mathrm{F}_{\mathrm{R},1}(0)\right) \cdot \left(\mathrm{F}_{\mathrm{R},2}(S) - \mathrm{F}_{\mathrm{R},2}\left(\tfrac{1}{3}S\right)\right)\right]
\end{aligned}
\tag{6}
$$

Abbildung 3: Beispiel für ein System mit ungleicher Lastverteilung zweier Komponenten und Identifizierung des Versagensbereichs

3 Verbundträger mit spröden Verbundmitteln

Für die Untersuchungen zur Systemzuverlässigkeit von Verbundfugen mit spröden Verbundmitteln wird ein in [8] beschriebenes Stabwerk-Feder-Modell verwendet. Das Vorgehen wird beispielhaft in Abbildung 4 zusammengefasst. Für jede mögliche der $n!$ Versagensreihenfolgen wird die Schubkraft des als nächstes versagenden Verbundmittels $P_{E,i}$ ermittelt. Die $2^{(n-1)}$ in den Berechnungen ermittelten Schubkräfte bilden analog zu Abbildung 3 (dort E_1, E_2) die Grenzwerte möglicher Versagensbereiche.

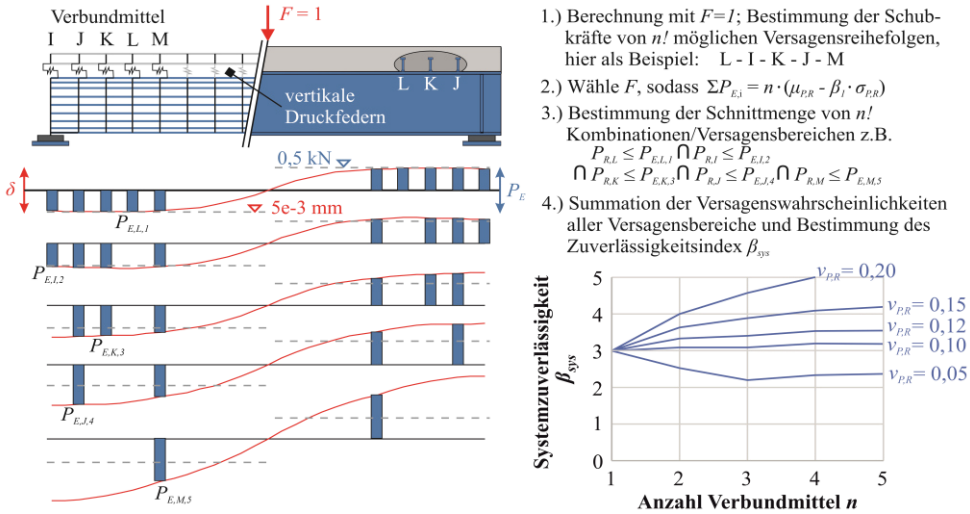


Abbildung 4: Berechnungsablauf der probabilistischen Untersuchungen zum Systemversagen der Verbundfuge mit elastischem Schlupf (δ) und resultierenden Schubkräften $P_{E,i}$ bei spröden Verbundmitteln; Ergebnisse für die Systemzuverlässigkeit β_{sys} für verschiedene $\nu_{P,R}$ für das vorliegende Beispiel

Die Systemzuverlässigkeit hängt unter anderem von der Wahl des Eingangswertes für die Zielzuverlässigkeit β_1 und dem Variationskoeffizienten der Dübeltragfähigkeit ν_R ab. Besondere Aufmerksamkeit sollte der Wahl der einwirkenden Kraft F gewidmet werden. Im idealisierten System, siehe Kapitel 2.1, wird die einwirkende Kraft S proportional zur Anzahl der Elemente n gewählt. Die einwirkende Kraft F entwickelt sich hingegen über die Anzahl n der Verbundmittel nichtlinear, um die Anforderung in Abbildung 4, Punkt 2.) zu erfüllen.

Daher hängen die Ergebnisse für die Systemzuverlässigkeit auch von den Annahmen für die Skalierung von F ab. Abbildung 4 zeigt die Entwicklung der Systemzuverlässigkeit in Abhängigkeit vom Varianzkoeffizienten der Dübeltragfähigkeit $\nu_{P,R}$ und der Anzahl der Verbundmittel n. Auch hier gilt, je höher die Streuung der Dübelkapazität, desto ausgeprägter sind mögliche Umverteilungseffekte. Für $\nu_{P,R} \geq 0{,}1$ steigt in diesem Beispiel das Zuverlässigkeitsniveau des Systems. Für dieses Beispiel kann demnach gezeigt werden, dass bereits bei wenigen Kopfbolzendübeln ohne Berücksichtigung der Duktilität positive Systemeffekte in der Verbundfuge auftreten, sofern die Dübeltragfähigkeiten streuen und unabhängig voneinander sind. Nach [9] liegen die Variationskoeffizienten von Kopfbolzen nach Eurocode 4 zwischen $\nu_{P,R} = 0{,}13$ für Stahlversagen und $\nu_{P,R} = 0{,}21$ für Betonversagen, sodass selbst bei spröden Verbundmitteln von signifikanten Systemeffekten ausgegangen werden kann.

4 Verbundträger mit duktilen Verbundmitteln

Die Systemzuverlässigkeit im Falle von duktilen Verbundmitteln kann mit Hilfe gängiger Berechnungsmethoden durch Auswertung von Grenzzustandsfunktionen abgeschätzt werden. Eine bekannte Methode ist die First Order Reliability Method, genannt FORM [10]. Diese Methode verwendet einen iterativen Algorithmus, um den kürzesten Abstand zwischen einer Grenzzustandsfunktion (oder -fläche) und dem Ursprung eines Hyperraum-Koordinatensystems zu berechnen. Zu diesem Zweck werden beliebig zufallsverteilte Eingangsparameter in standardnormalverteilte Parameter transformiert. Im Falle normalverteilter Eingangswerte und einer linearen Grenzzustandsfunktion liefert FORM exakte Ergebnisse. Für nichtlineare Grenzzustandsfunktionen führen die Ergebnisse in der Regel zu einer ausreichend genauen Annäherung. So lässt sich beispielsweise die plastische Momententragfähigkeit des in Abbildung 5 dargestellten Verbundträgers probabilistisch ermitteln.

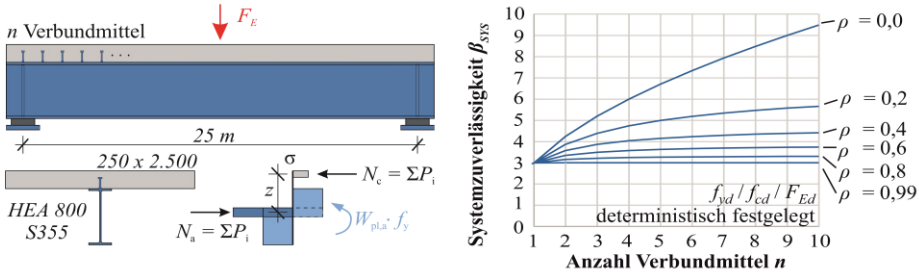


Abbildung 5: Beispiel für eine Zuverlässigkeitsanalyse mit duktilen Verbundmitteln; Systemzuverlässigkeit für das gegebene Beispiel mit korrelierter Dübeltragfähigkeit ($\mu_{P,R} = 150kN$; $f_{yd} = 355\ MPa$; $f_{cd} = 40\ MPa$; $\nu_R = 0{,}12$; Skalierung von F_{Ed}, sodass $M_{Ed} = M_{Rd}$)

Gemäß Teilverbundtheorie ergibt sich unter Annahme eines vollplastischen Verhaltens die Grenzzustandsfunktion g.

$$g = M_R - M_E = M_{pl,a} + N_a \cdot z - M_E = W_{pl,a} \cdot f_y + \sum P_i \cdot z - \frac{F_E \cdot L}{4} \tag{7}$$

$$\text{mit } z = \frac{h_a}{2} + h_c - \frac{1}{2}\frac{\sum P_i}{b_c \cdot (\alpha_{cc} \cdot f_c)} - \frac{1}{2}\frac{\sum P_i}{2 \cdot t_w \cdot f_y}$$

Die geometrischen Parameter werden deterministisch festgelegt. Die Tragfähigkeit der Kopfbolzendübel wird normalverteilt angenommen, mit korrelierten Einzeltragfähigkeiten. Die Materialfestigkeiten sowie die Einwirkung F_E werden deterministisch auf ihrem jeweiligen Bemessungsniveau angenommen. Die Ergebnisse weiterer parametrischer Studien mit normalverteilten Festigkeiten und Kräften sind in [11,12] dokumentiert. F_{Ed} wird so gewählt, dass unter Verwendung üblicher Teilsicherheitsbeiwerte $M_{Ed} = M_{Rd}$ gilt ($\gamma_V = 1{,}25$; $\gamma_a = 1{,}0$; $\gamma_c = 1{,}5$; $\gamma_G = 1{,}35$).

Die Auswertung von Gl. (7) mit FORM berücksichtigt n normalverteilte Eingangsparameter $P_{E,i}$. Abbildung 5 zeigt den Systemeffekt korrelierter Dübeltragfähigkeiten. Der Zuverlässigkeitsindex β_{sys} wächst für übliche Korrelationskoeffizienten signifikant an. Für $\rho = 0{,}4$ erhöht ein System aus vier Verbundmitteln den Sicherheitsindex von 3 auf 4.

Der Eurocode gibt einen Mindestwert für den Zuverlässigkeitsindex β vor. Erhöht sich die Zuverlässigkeit durch n Verbundmittel, kann im Umkehrschluss auch eine höhere Last aufgenommen werden, um den Zuverlässigkeitsindex konstant zu halten. Unter der Annahme, dass die Teilsicherheitsbeiwerte für f_y, f_c und F_E beibehalten werden sollen, wird daher der Teilsicherheitsbeiwert der Verbundmittel γ_V iterativ auf γ_V^* angepasst, sodass der ursprüngliche Sicherheitsindex β_{Ziel} konstant bleibt. Für das vorliegende Beispiel führt dies in den meisten Fällen zu einem höheren Bemessungswert P_{Rd}^* der Verbundmittel, siehe Abbildung 6. Demnach haben eine geringere Korrelation und eine höhere Streuung der Dübeltragfähigkeit sowie ein geringerer Zielsicherheitsindex und eine höhere Anzahl von Verbundmitteln einen positiven Systemeffekt.

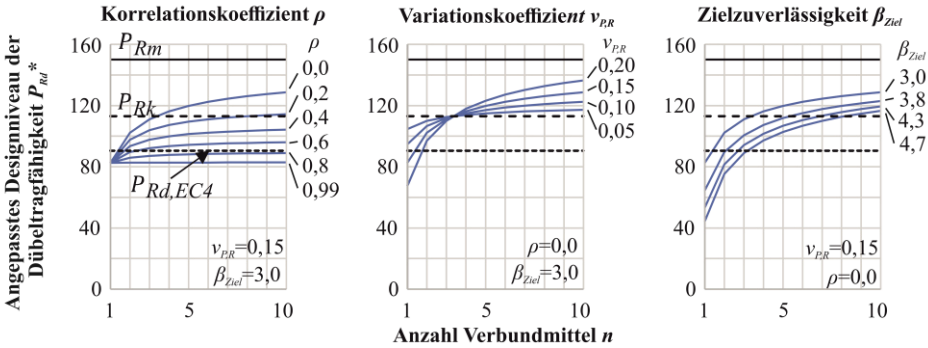


Abbildung 6: Ergebnisse neu kalibrierter Teilsicherheitsbeiwerte für Verbundmittel γ_V^* und resultierender Bemessungskapazität P_{Rd}^* für das vorliegende Beispiel

Für den rekalibrierten Teilsicherheitsbeiwert γ_V^* duktiler Verbundfugen gilt:

$$\gamma_V^* = \frac{\mu_{P,R} - 1{,}645 \cdot \sigma_{P,R}}{\mu_{P,R} - \frac{1}{\sqrt{n}} \cdot \beta_{Ziel} \cdot \sigma_{P,R} \cdot \sqrt{1 + \rho \cdot (n-1)}} = \frac{1 - 1{,}645 \cdot v_{P,R}}{1 - \frac{1}{\sqrt{n}} \cdot \beta_{Ziel} \cdot v_{P,R} \cdot \sqrt{1 + \rho \cdot (n-1)}} \tag{8}$$

5 Zusammenfassung

In diesem Artikel wurden die Systemeffekte von spröden und duktilen Verbundmitteln auf die Zuverlässigkeit von Verbundfugen aufgezeigt. Sowohl bei spröden als auch bei duktilen Verbundmitteln lassen sich schon bei wenigen Verbundmitteln sicherheitssteigernde Systemeffekte identifizieren, die in den aktuellen Bemessungsvorschriften nicht berücksichtigt werden. Diese versteckten Sicherheiten hängen von den Randbedingungen und Anfangsverteilungen der zufallsverteilten Parameter ab. Insbesondere bei duktilen Verbundmitteln kann das Sicherheitsniveau bereits mit wenigen Verbundmitteln deutlich erhöht werden.

Literatur

[1] DIN EN 1994-1-1 Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton; Teil 1-1: Allgemeine Bemessungs- und Anwendungsregeln für den Hochbau, 2010

[2] DANIELS, H.E. The statistical theory of the strength of bundles of threads. Mathematical and Physical Sciences 183 (1945), S. 405-435

[3] GOLLWITZER, S. Zuverlässigkeit redundanter Tragsysteme bei geometrischer und stofflicher Nichtlinearität. Dissertation, TU München, 1986

[4] GOLLWITZER, S.; RACKWITZ, R. On the reliability of Daniels systems. Structural Safety 7 (1990), S. 229-243

[5] TEICHGRÄBER, M.; KÖHLER, J.; STRAUB, D. Redundancy effects in partial safety factor design: A link to a generalized Daniels system. TU München (2023) (Onlineveröffentlichung: https://www.cee.ed.tum.de/era/publications/)

[6] HOHENBICHLER, M.; RACKWITZ, R. On structural reliability of parallel systems. Reliability Engineering 2 (1981), S. 1-6

[7] HOHENBICHLER, M.; RACKWITZ, R. Reliability of Parallel Systems under Imposed Uniform Strain. Journal of Engineering Mechanics 109 (1983) S. 896-907

[8] WOLTERS, K.; FELDMANN, M. Ermüdungsuntersuchungen an Verbundträgern mit Verbunddübelleisten und nachgiebiger Verbundfuge mittels Stabwerkmodellen. Bauingenieur 93 (2018) S. 429-437 (DOI: 10.37544/0005-6650-2018-11-47)

[9] HICKS, S.J. Design shear resistance of headed studs embedded in solid slabs and encasements. Journal of Constructional Steel Research 139 (2017), S. 339-352

[10] SPAETHE, G. Die Sicherheit tragender Baukonstruktionen. Springer, Wien, 1992

[11] WOLTERS, K.; FELDMANN, M. Probabilistische Untersuchungen zu Systemeffekten in Verbundfugen mit spröden und duktilen Verbundmitteln. Bauingenieur 98 (2023), S. 257-267 (DOI: 10.37544/0005-6650-2023-07-08)

[12] WOLTERS, K.; RITTICH, N.; NONN, J.; FELDMANN, M. Investigations on the system reliability of composite beams by transferring brittle and ductile Daniels systems to the shear connection. Proceedings in civil engineering, Eurosteel 2023, Amsterdam (DOI: 10.1002/cepa.2284)

Minisymposium
Außergewöhnliche Tragwerke

Organisatoren:

- **Detlef Kuhl**
  Institut für Baustatik und Baudynamik, Universität Kassel

- **Jens Schneider**
  Institut für Statik und Konstruktion, Technische Universität Darmstadt

- **Clemens Hübler**
  Institut für Statik und Konstruktion, Technische Universität Darmstadt

Baustatik – Baupraxis 15, © 2024, Technische Universität Hamburg

Ein Beitrag zu Möglichkeiten der Realisierung multistabiler Tensegrity-Strukturen in Verbindung mit formadaptiven Tragwerken

Valter Böhm, David Herrmann

Fakultät Maschinenbau, Ostbayerische Technische Hochschule Regensburg

Zusammenfassung: In diesem Beitrag werden verschiedene Realisierungsmöglichkeiten von Tensegrity-Strukturen mit mehreren stabilen Gleichgewichtskonfigurationen vorgestellt. Weiterhin werden Möglichkeiten zur Formfindung sowie mittels Beispiele Inspirationen zur Realisierung von formadaptiven Tragwerken auf Basis dieser Strukturen aufgezeigt.

1 Einleitung

Freistehende Tensegrity-Strukturen bilden eine besondere Klasse mechanisch vorgespannter Strukturen. Sie werden gebildet durch einen unter Vorspannung stehenden Segmentverbund, im einfachsten Fall bestehend aus geradlinigen, nur an ihren Enden gelenkig miteinander verbundenen Segmenten. Einige der Segmente sind auf Druck, die anderen auf Zug beansprucht. Die druckbeanspruchten Segmente sind nur indirekt, mittels zugbeanspruchter Segmente, miteinander verbunden. Aufgrund der Vorspannung und der nur einachsigen Belastung der Segmente können auf Basis dieser Strukturen formstabile räumliche Konstruktionen filigran, mit wenig Materialaufwand, realisiert werden. Die ersten Strukturen mit diesen Eigenschaften wurden von IOGANSON, SNELSON, EMMERICH und FULLER, der auch das Wort Tensegrity als Abkürzung für die charakteristische Eigenschaft „*tensional integrity*“ dieser Strukturen eingeführt hat, Anfang-Mitte des letzten Jahrhunderts entwickelt. Diese Strukturen wurden intuitiv, mittels geometrischer Betrachtungen bzw. eher zufällig durch „Probieren“ gefunden und wurden zunächst nur als Kunstobjekte betrachtet. Komplexere Strukturen entstanden durch Kombination von Basis-Tensegrity-Strukturen mit nur durch wenige Segmente gebildeten Topologien, die auf geometrischen Grundkörpern beruhten. Die beeindruckenden Tensegrity-Skulpturen von SNELSON haben maßgeblich dazu beigetragen, dass das Interesse für diese Strukturen auch von Wissenschaftlern in den 1970-er Jahren geweckt wird. Mittels ihrer systematischen theoretischen Betrachtungen hat sich der Weg auch vor anderen Anwendungen dieser Strukturen eröffnet.

Naheliegend ist die Anwendung dieser Strukturen in der Architektur. In diversen Bauwerken findet das Tensegrity-Prinzip Anwendung, Beispiele hierfür sind der Messeturm in Rostock oder die Fußgängerbrücke Kurilpa Bridge in Brisbane. Eine Übersicht über die architektonische Anwendung dieser Strukturen ist u.a. in [1], [2] zu finden.

Wesentliche Entwicklungsrichtungen von Tensegrity-Strukturen hinsichtlich Aufbaus und mechanischen Verhaltens beziehen sich u.a. auf [3]

- Anwendung nichtkonventioneller druckbeanspruchter Segmente, wie eben/räumlich gekrümmte starre oder deformierbare Segmente mit zwei oder mehreren Anbindungsstellen für Zugsegmente;
- Anwendung nichtkonventioneller zugbeanspruchter Segmente wie textile/elastische Hüllen/Gewebe oder hochelastische Segmente;
- Strukturen mit nichtkonventioneller Konnektivität, wie Anwendung von Verbindungsstellen, die nur zugbeanspruchte Segmente verbinden, oder elastische Hüllen als Zugsegmente;
- Betrachtung von Strukturen mit mehreren stabilen Gleichgewichtskonfigurationen [4]-[9]. Sie sind dadurch gekennzeichnet, dass Sie im nicht beanspruchten Zustand mehrere statisch stabilen Gleichgewichtslagen, mit jeweils voneinander abweichender Form bzw. Vorspannzustand, annehmen können. In welcher Gleichgewichtslage sich die Struktur befindet bzw. welche Gleichgewichtskonfiguration (GGK) vorliegt, hängt von der Assemblierung oder der Lastgeschichte ab. Diese Strukturen werden im Folgenden als multistabile Tensegrity-Strukturen bezeichnet.

In diesem Beitrag wird der Fokus auf ausgewählte Realisierungsmöglichkeiten von multistabilen Tensegrity-Strukturen gelegt. Prinzipielle Möglichkeiten hierfür werden anhand konkreter Beispiele diskutiert.

2 Realisierungsmöglichkeiten multistabiler Tensegrity-Strukturen

Ausgewählte Realisierungsmöglichkeiten von multistabilen Tensegrity-Strukturen werden im Folgenden mit Hilfe von zweidimensionalen Strukturen behandelt. Es wird vorausgesetzt, dass auch die einzelnen Gleichgewichtskonfigurationen dieser Strukturen jeweils zweidimensional sind. Nach der klassischen Definition dürfen Tensegrity-Strukturen nur durch geradlinige Segmente gebildet werden, die ausschließlich an ihren Enden untereinander gelenkig verbunden werden, wobei Drucksegmente nicht direkt miteinander verbunden werden dürfen. Abweichend von dieser strengen Definition werden im Folgenden auch solche Strukturen als Tensegrity-Strukturen genannt, in denen ggf. auch komplex, primär auf Druck beanspruchte, Segmente bzw. Segmentgruppen beliebiger Geometrie mit zum Teil mehr als zwei Anbindungsstellen für Zugsegmente verwendet werden. Diese, vereinfacht weiterhin als Drucksegmente genannte Segmente dürfen untereinander nur indirekt durch Zugsegmente verbunden sein und in den Gleichgewichtskonfigurationen keinen Kontakt zueinander haben. Um eine Rekonfiguration, einen Wechsel zwischen Gleichgewichtskonfigurationen zu ermöglichen, werden hochelastische Zugsegmente herangezogen. Die Längen dieser Segmente im unbelasteten Zustand sind in allen Fällen kleiner als in den

Gleichgewichtskonfigurationen. Die Rekonfiguration ist mit der Lageänderung von einzelnen Segmenten bzw. Segmentgruppen innerhalb der Struktur verbunden. Die Unterscheidung zwischen verschiedenen Konfigurationen erfolgt durch Auswertung der Positionen der Verbindungsstellen (Gelenkstellen bzw. Knoten) und potentiellen Energieniveaus in den ermittelten Gleichgewichtslagen. Je nach Anforderung sind Gleichgewichtskonfigurationen mit identischen potentiellen Energieniveaus nicht von Interesse, in diesem Fall entfallen symmetriebedingte Gleichgewichtskonfigurationen (Abb. 1), wie beispielsweise dies auch bei Strukturen mit zyklisch symmetrischem strukturellem Aufbau (Topologie und Segmenteigenschaften) der Fall ist.

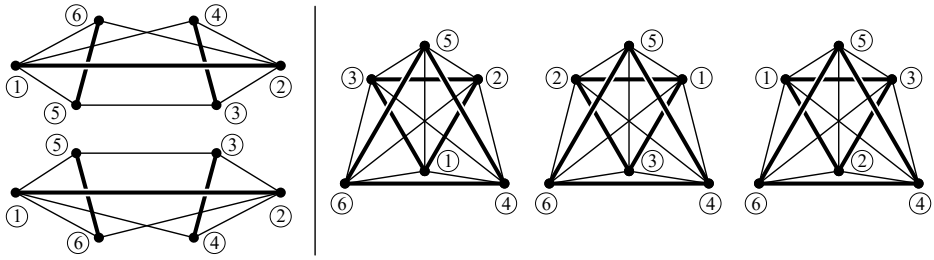


Abbildung 1: Symmetriebedingte Gleichgewichtskonfigurationen (GGK) in 2D Tensegrity-Strukturen. Konventionelle Struktur mit zwei achsensymmetrischen GGK (links) und durch zwei Drucksegmentgruppen gebildete Struktur mit drei zyklisch symmetrischen GGK (rechts) (Druck-/Zugsegmente: dicke/dünne Linien).

Bereits eine aus wenigen Segmenten bestehende Tensegrity-Struktur kann mehrere stabile Gleichgewichtskonfigurationen aufweisen, wobei die potentielle Energie der Struktur in den einzelnen Gleichgewichtskonfigurationen verschieden ist, wenn die Segmenteigenschaften (Länge und Steifigkeit) und damit verbunden die Vorspannung der Struktur geeignet gewählt werden. Hinsichtlich des strukturellen Aufbaus der Drucksegmente können multistabile Tensegrity-Strukturen mit

- nicht veränderlichen Drucksegment-Geometrien oder
- veränderlichen Geometrien einzelner Drucksegmente bzw. -Segmentgruppen

realisiert werden.

Strukturen mit nicht veränderlichen Drucksegment-Geometrien können unter Anwendung geradliniger Drucksegmente mit zwei Anbindungspunkten für Zugsegmente (Abb. 2 links) oder unter Anwendung nicht geradliniger Drucksegmente mit mehreren Anbindungspunkten (Abb. 2 rechts) realisiert werden. Im letzteren Fall können bereits durch zwei Drucksegmente bzw. Drucksegmentgruppen gebildete Strukturen mehrere Gleichgewichtskonfigurationen aufweisen. In Strukturen mit veränderlichen Geometrien von Einzelsegmenten oder Segmentgruppen können elastisch deformierbare Drucksegmente (Abb. 3 oben links) oder verformbare Segmentgruppen (gelenkig verbundene Drucksegmente) (Abb. 3 unten links) oder Segmente bzw. -Gruppen mit multistabiler Charakteristik (Abb. 3 rechts) zum Vorhandensein von mehreren Gleichgewichtskonfigurationen führen.

Eine weitere Möglichkeit zur Realisierung multistabiler Charakteristik kann mit solchen Tensegrity-Strukturen erreicht werden, die eine reversible Änderung ihrer Topologie

erlauben, durch reversible Änderung der Lage der Anbindungspunkte von Zugsegmenten an ausgewählten Drucksegmenten. Durch geeignet gewählte Segmentgeometrien und -Konnektivität kann gewährleistet werden, dass die Positionen dieser Anbindungspunkte an den Drucksegmenten aufgrund der vorliegenden Segmentanordnungen in den einzelnen Gleichgewichtskonfigurationen durch die Vorspannung des Systems definiert werden und somit keine gesonderte Fixierung dieser Anbindungspunkte notwendig ist (Abb. 4).

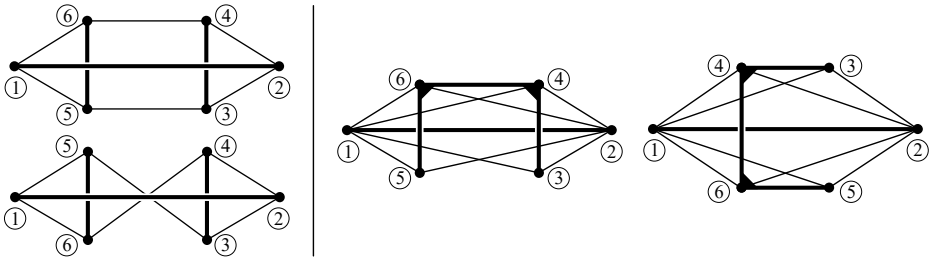


Abbildung 2: Beispiele für multistabile Tensegrity-Strukturen mit nicht veränderlicher Drucksegment-Geometrie. Konventionelle Struktur (links) und durch zwei Drucksegmentgruppen gebildete Struktur (rechts) mit jeweils zwei stabilen GGK.

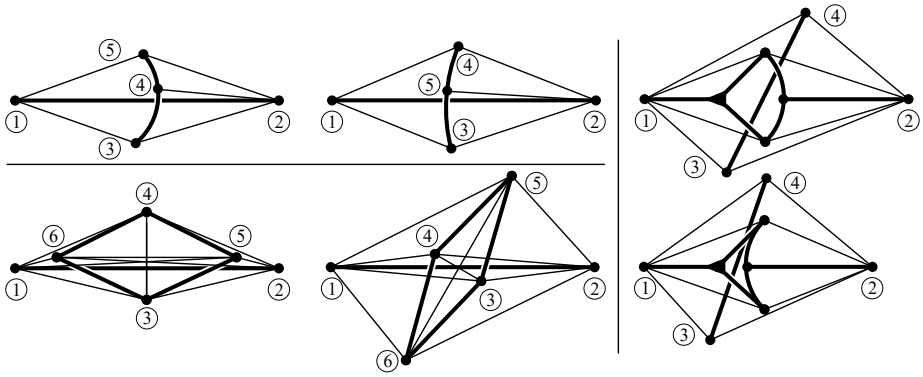


Abbildung 3: Drei Beispiele für multistabile Tensegrity-Strukturen mit veränderlicher Drucksegment- bzw. Drucksegmentgruppen-Geometrie.

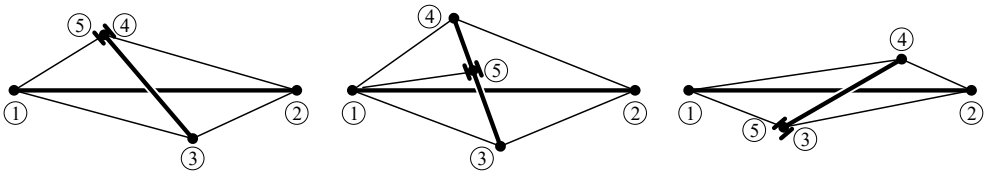


Abbildung 4: Beispiel für eine multistabile Tensegrity-Struktur mit veränderlicher Topologie.

Aus wenigen Segmenten bestehende multistabile Tensegrity-Strukturen weisen im Allgemeinen nur eine kleine Anzahl stabiler Gleichgewichtskonfigurationen auf. Durch entsprechende Kombination mehrerer solcher Strukturen, beispielsweise durch eine Kaskadierung oder punktsymmetrische Topologieerweiterung, können Strukturen mit erhöhter Anzahl von Gleichgewichtskonfigurationen realisiert werden.

Aus Sicht der technischen Anwendung soll die Möglichkeit zur Rekonfiguration der Strukturen gegeben werden. Durch konstruktive Maßnahmen muss gewährleistet werden, dass keine Kollision zwischen den Segmenten beim Übergang von der einen Gleichgewichtskonfiguration in eine andere auftreten kann. Der Übergang kann durch Änderung der Längen, Steifigkeiten bzw. Geometrie von geeigneten Segmenten induziert werden.

3 Formfindung

Die Bestimmung einer Gleichgewichtskonfiguration einer Tensegrity-Struktur bei vorgegebener Segmentanzahl, -Konnektivität und -Parameter wird als Formfindung genannt. Es existiert eine Vielzahl von Methoden zur Formfindung. Die Merkmale dieser Berechnungsverfahren sind u.a. in den Review-Arbeiten [10]-[12] aufgeführt. Beispiele für diese Verfahren sind ohne Anspruch auf Vollständigkeit u.a. die Kraftdichtemethode, die dynamische Relaxation, die analytische Methode nach [13], die algebraische Methode nach [14] sowie die numerische Methode nach [15]. Die Anwendung der Finite-Elemente-Methode (FEM) für die Formfindung ermöglicht auch die Bestimmung der Stabilität der ermittelten Gleichgewichtskonfiguration(en). Mit anschließenden statischen und transient dynamischen Untersuchungen kann weiterhin, auch unter Berücksichtigung von Nichtlinearitäten, eine tiefgehende Eigenschaftscharakterisierung der Strukturen vorgenommen werden. Entsprechend der Formfindung nach der FEM wird vor der Berechnung eine initiale Form der Struktur angenommen. Die Ermittlung einer Gleichgewichtslage erfolgt aus dieser Initialkonfiguration startend in einem iterativen bzw. inkrementell-iterativen Prozess [16], [17]. Eine Berechnung liefert eine Gleichgewichtskonfiguration der Struktur. Um mehrere Gleichgewichtskonfigurationen einer multistabilen Struktur zu finden, ist eine systematische Variation der Initialkonfiguration notwendig. Die Gegenüberstellung von Formfindungsalgorithmen auf FEM-Basis und anderweitiger Berechnungsverfahren erfolgt u.a. in [1], [18].

4 Beispiele

Im Folgenden werden drei Beispiele für zweidimensionale multistabile Tensegrity-Strukturen mit nicht veränderlicher Drucksegment-Geometrien aufgeführt. Die Formfindung erfolgte mit dem FEM-basierten statischen Ansatz nach [16], [17], geometrisch nichtlinear, der Einfluss der Gewichtskraft wurde vernachlässigt. Der Transparenz halber werden die Segmentparameter angegeben. Die Elemente sind durch ihre ungespannte Länge $L_{i,j}$, und Längssteifigkeit $k_{i,j}$=konst., wobei i und j die zum Element zugehörigen Knoten sind, charakterisiert. Die Initialkonfigurationen sind hellgrau dargestellt.

Die Elementparameter für das Beispiel in Abb. 5 sind: $k_{1,2}=k_{3,4}=10^6$ N/mm; $L_{1,2}=L_{3,4}=1000$ mm; $k_{5,6}=k_{7,8}=k_{5,7}=k_{6,8}=10^6$ N/mm; $L_{5,6}=L_{7,8}=500$ mm; $L_{5,7}=L_{6,8}=50$ mm; $k_{9,11}=k_{10,12}=k_{9,10}=k_{11,12}=10^6$ N/mm; $L_{9,11}=L_{10,12}=L_{9,10}=L_{11,12}=350$ mm; $k_{1,5}=k_{1,6}=k_{4,7}=k_{4,8}=1$ N/mm; $L_{1,5}=L_{1,6}=L_{4,7}=L_{4,8}=1000$ mm; $k_{2,9}=k_{2,11}=k_{3,10}=k_{3,12}=1$ N/mm; $L_{2,9}=L_{2,11}=L_{3,10}=L_{3,12}=100$ mm; $k_{5,9}=k_{5,12}=k_{7,10}=k_{7,11}=1$ N/mm; $L_{5,9}=L_{5,12}=L_{7,10}=L_{7,11}=100$ mm; $k_{8,9}=k_{8,12}=k_{6,10}=k_{6,11}=1$ N/mm; $L_{8,9}=L_{8,12}=L_{6,10}=L_{6,11}=100$ mm; Hilfselemente (in Abb. 5 nicht dargestellt): $k_{5,8}=k_{6,7}=k_{9,12}=k_{10,11}=10^7$ N/mm; $L_{5,8}=L_{6,7}=502{,}25$ mm; $L_{9,12}=L_{10,11}=494{,}97$ mm.

Die Elementparameter für das Beispiel in Abb. 6 sind: $L_{1,2}$=1000 mm; $k_{1,2}=10^6$ N/mm; $L_{3,4}$=600 mm; $k_{3,4}=10^6$ N/mm; $L_{4,5}$=500 mm; $k_{4,5}=10^6$ N/mm; $L_{1,3}=L_{2,3}=L_{2,5}=L_{1,5}$=100 mm; $k_{1,3}=k_{2,3}=k_{2,5}=k_{1,5}$=1 N/mm; $L_{1,4}$=100 mm; $k_{1,4}$=5 N/mm; $L_{2,4}$=50 mm; $k_{2,4}$=0.5 N/mm; Hilfselement (in Abb. 6 nicht dargestellt): $L_{3,5}$=781,025 mm; $k_{3,5}=10^7$ N/mm.

Die Elementparameter für das Beispiel in Abb. 7 sind: $L_{2,3}=L_{1,3}=L_{1,2}$=750 mm; $k_{2,3}=k_{1,3}=k_{1,2}=10^6$ N/mm; $L_{5,6}=L_{4,6}=L_{4,5}$=1000 mm; $k_{5,6}=k_{4,6}=k_{4,5}=10^6$ N/mm; $L_{1,5}=L_{2,5}$=70 mm; $k_{1,5}=k_{2,5}$=0.85 N/mm; $L_{3,6}=L_{1,6}=L_{3,4}=L_{2,4}$=70 mm; $k_{3,6}=k_{1,6}=k_{3,4}=k_{2,4}$=1 N/mm.

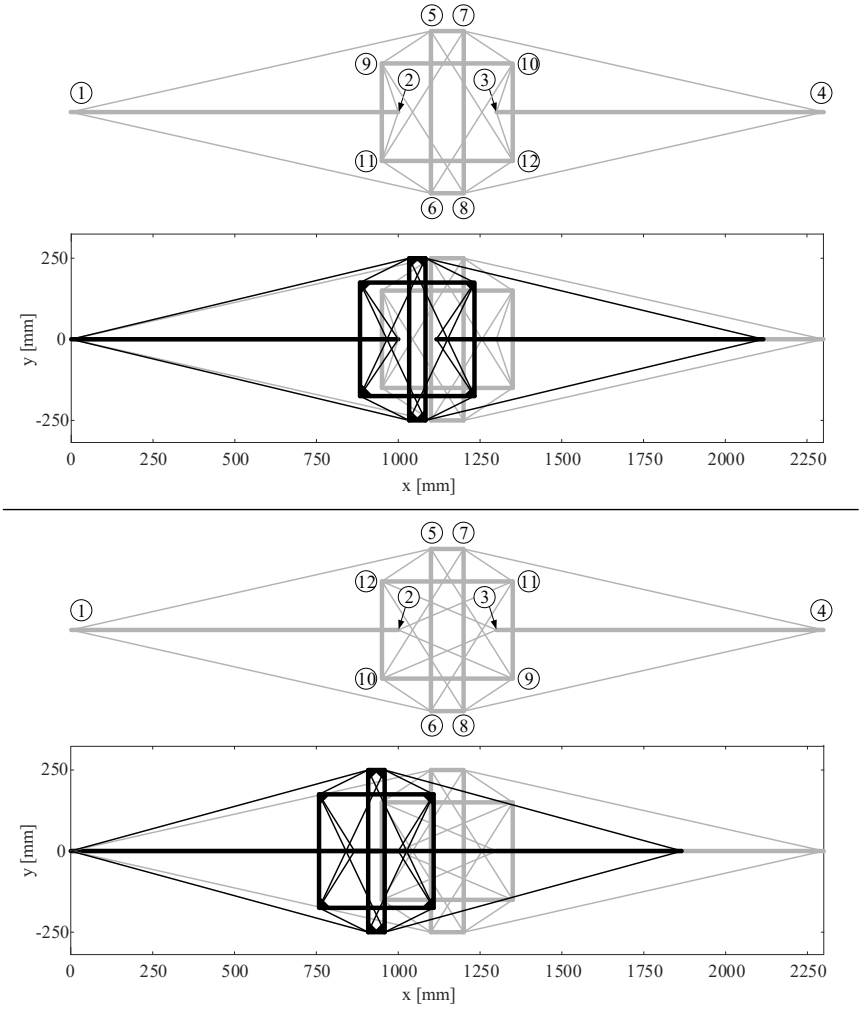


Abbildung 5: Zwei stabile GGK einer multistabilen Tensegrity-Struktur mit nicht veränderlicher Drucksegmentgeometrie, mit vier Drucksegmentgruppen (zwei rechteckförmige Rahmen und zwei geradlinige Drucksegmente).

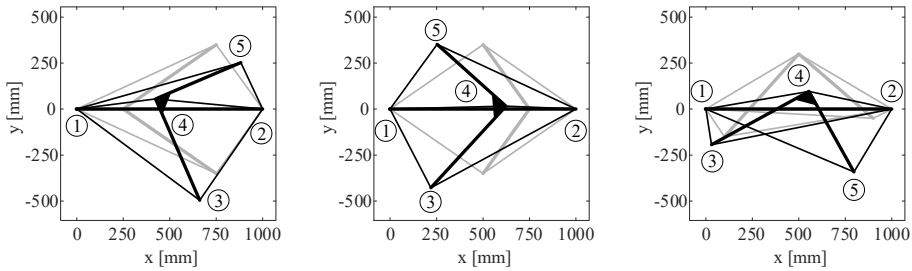


Abbildung 6: Drei stabile GGK einer multistabilen Tensegrity-Struktur mit nicht veränderlicher Drucksegmentgeometrie, mit zwei Drucksegmentgruppen.

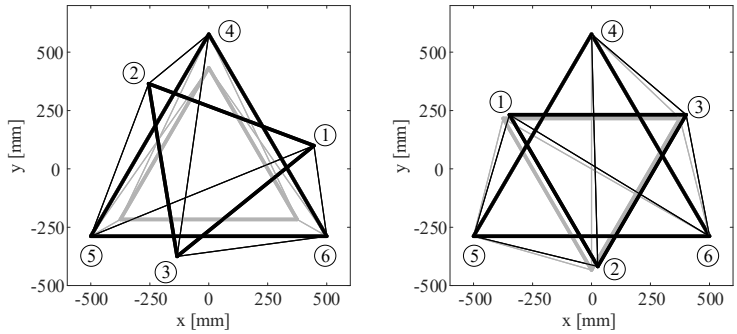


Abbildung 7: Zwei stabile GGK einer multistabilen Tensegrity-Struktur, mit nicht veränderlicher Drucksegmentgeometrie, mit zwei Drucksegmentgruppen.

5 Zusammenfassung

In der Literatur sind nur wenige Beispiele für multistabile Tensegrity-Strukturen bekannt. In diesem Beitrag wurden ausgewählte Möglichkeiten zur Realisierung dieser Strukturen betrachtet. Wie die Ergebnisse zeigen, können bereits aus wenigen Segmenten bestehende Strukturen multistabile Charakteristik aufweisen. Parameterstudien zu den betrachteten Strukturen zeigen, dass die Wahl der Segmentparameter essenziell in Hinblick auf das Vorhandensein mehrerer stabiler Gleichgewichtskonfigurationen ist.

Die Realisierung formadaptiver Tragwerke auf Basis dieser Strukturen erscheint innovativ. Wenn die Möglichkeit zum Wechsel zwischen den Gleichgewichtskonfigurationen beispielsweise durch Änderung der Längen oder Steifigkeiten ausgewählter Zugsegmente gegeben ist, könnten diese Tragwerke mehrere geometrische Konfigurationen annehmen, wobei Energie nur zum Wechsel zwischen den Gleichgewichtskonfigurationen benötigt wird.

Literatur

[1] JAUREGUI, V.G. Tensegrity structures and their application to Architecture. Master's thesis, Queen's University, School of Architecture, Belfast, 2004.

[2] CARSTENS, S. Modellbildung und numerische Mechanik tensegrer Strukturen. Dissertation, Universität Kassel, 2012.

[3] BÖHM, V. Mechanik von Tensegrity-Strukturen und ihre Anwendung in der mobilen Robotik. Habilitationsschrift, Technische Universität Ilmenau, 2016.

[4] DEFFOSEZ, M. Shape memory effect in tensegrity structures. Mechanics Research Communications, 30-4 (2003), pp. 311-316.

[5] XU, X.; LUO, Y. Multistable tensegrity structures. Structural Engineering, 137-1, (2011), pp. 117-123.

[6] MICHELETTI, A. Bistable regimes in an elastic tensegrity system. Proc. of the Royal Society A, 469-2154 (2013), 20130052.

[7] TURAKHIA, D. Dynamic tensegrity systems. HYPERSEEINGG - SMI/ISAMA 2013, Proc. of Fabrication and Sculpting Event, Bournemouth, 2013, pp. 41-50.

[8] ZHANG, J.Y.; OHSAKI, M. Tensegrity structures – form, stability, and symmetry. Springer Japan, 2015.

[9] SONG, K. et al. Identifying the energy threshold for multistable tensegrity structures using a Mountain Pass algorithm. Solids and Structures 283 (2023), 112472.

[10] TIBERT, A.; PELLEGRINO, S. Review of form-finding methods for tensegrity structures. Int. Journal of Space Structures, 18-4 (2003), pp. 209-223.

[11] JUAN, H.S.; MIRATS TUR, J.M. Tensegrity frameworks: Static analysis review. Mechanism and Machine Theory, 43-7 (2008), pp. 859-881.

[12] DALILSAFAEI, S.D. Stiffness and vibration properties of slender tensegrity structures. PhD thesis, Royal Institute of Technology, Stockholm, 2012.

[13] CONNELLY, R.; TERRELL, M. Globally rigid symmetric tensegrities. Structural Topology, 21 (1995), pp. 59-78.

[14] MASIC, M. et al. Algebraic tensegrity form-finding. Solids and Structures, 42-16/17 (2005), pp. 4833-4858.

[15] ESTRADA, G.G. et al. Numerical form-finding of tensegrity structures. Solids and Structures, 43-22/23 (2006), pp. 6855-6868.

[16] ZHANG, L.-Y. et al. Stiffness matrix based form-finding method of tensegrity structures. Engineering Structures, 58 (2014), pp. 36-48.

[17] BÖHM, V. et al. Compliant multistable tensegrity structures. Mechanism and Machine Theory, 115 (2017), pp. 130-148.

[18] WOLKOWICZ, C. Ein Beitrag zur Evolution des Tensegrity-Konzeptes – Zur Erhöhung der Steifigkeit von Seil-Stab-Systemen. Dissertation, Bauhaus-Universität Weimar, 2008.

Baustatik – Baupraxis 15, © 2024, Technische Universität Hamburg

Hybridtürme von Windenergieanlagen: Einfluss der Fugenimperfektionen auf Biegemoden

Clemens Jonscher, Marlene Wolniak, Benedikt Hofmeister, Tanja Grießmann und Raimund Rolfes

Institut für Statik und Dynamik, Leibniz Universität Hannover

Zusammenfassung: Für große Tragstrukturen von Onshore-Windenergieanlagen werden häufig Stahl-Beton-Hybridtürme verwendet. Diese bestehen im unteren Bereich aus Spannbetonsegmenten mit trockenen Fugen und im oberen Bereich aus Stahlrohren. Mit einem großmaßstäblichen Laborversuch wird der Einfluss der Fugenimperfektion auf die Eigendynamik durch Aufbringen verschiedener Vorspannungen untersucht. Fokus der Untersuchung ist das erste dichtbenachbarte Biegemodenpaar.

1 Einleitung

Bei neuen Windenergieanlagen an Land werden immer häufiger Hybridtürme verwendet, die im unteren Teil aus vorgespannten Betonsegmenten und im oberen Teil aus Stahl bestehen. Dadurch werden Transportprobleme umgangen, die bei reinen Stahltürmen auftreten. Zusätzlich werden hohe Kosten für den Aufbau reduziert, wie sie bei Gittertürmen anfallen. Für die schwingungsbasierte Strukturüberwachung sind bei Hybridtürmen neben den üblichen, dichtbenachbarten Biegemoden auch die Imperfektionen infolge von Welligkeiten der Fugenoberfläche zu beachten [9]. Diese Imperfektionen können das Tragverhalten beeinflussen. In dieser Studie sollen Veränderungen der Eigenfrequenzen und Eigenformen aufgrund von Veränderungen der Vorspannung untersucht werden.

Für die Identifikation von Eigenfrequenzen und Eigenformen einer Struktur werden bei realen Bauwerken häufig betriebliche Modalanalyseverfahren verwendet, die keine Kenntnis über die Anregung der Struktur benötigen. Eine große Herausforderung rotationssymmetrischer Turmstrukturen sind dabei im Frequenzraum dichtbenachbarte Eigenmoden. Die weit verbreitete Frequency Domain Decomposition (FDD) Methode kann für dichtbenachbarte Moden nicht verwendet werden. Die Stochastic Subspace Identification (SSI) Methode liefert bei dichtbenachbarten Moden komplexe Eigenformen mit mehreren Hauptphasen je Raumrichtigung, sodass die Eigenformen nicht fehlerfrei in den realen Raum transformiert werden

kann [8, 6] und somit eine physikalische Interpretation und ein Vergleich mit einem Finite Elemente (FE) Modell schwierig ist. Daher wird in dieser Studie die Bayesian Operational Modal Analysis (BAYOMA) verwendet [1], mit der schon einige Untersuchungen von Unsicherheiten von dichtbenachbarten Eigenmoden erfolgt sind [4]. Theoretische Untersuchungen ergaben, dass die größte Unsicherheit der Modenform in der Ausrichtung im Modenunterraum besteht [2] und dass kleinste Änderungen insbesondere die Ausrichtung verändern [3].

In diesem Beitrag wird anhand eines großmaßstäblichen Versuchs im Testzentrum Tragstukturen Hannover (TTH) der Einfluss der Imperfektionen der Fugen eines vorgespannten, segmentierten Betonturms auf die Gesamtdynamik untersucht. Hierfür werden zunächst in Kapitel 2 Metriken zur Bewertung dichtbenachbarter Eigenmoden vorgestellt. Im folgenden wird der großmaßstäbliche Laborversuch sowie das FE Modell erläutert. Anschließend folgt die Untersuchung der identifizierten Eigendynamik im Vergleich zur Eigendynamik des FE Modells.

2 Metriken zur Bewertung dichtbenachbarter Moden

Die Nähe zweier Eigenmoden j und k kann durch den Abstand der zugehörigen Eigenfrequenz sowie der Halbwertsbreite beider Eigenmoden ausgedrückt werden. Daher sind neben den Eigenfrequenzen f auch die Dämpfungsverhältnisse ζ notwendig, um die Nähe zu bestimmen. Für annähernd gleich gedämpfte Moden kann der Modendistanzfaktor e_j für die Eigenmode j wie folgt berechnet werden [2]

$$e_j = \left| \frac{f_k - f_j}{f_j \zeta_j} \right|. \tag{1}$$

Eine Visualisierung des Modendistanzfaktors ist in Abbildung 1 dargestellt. Bei Modendi-

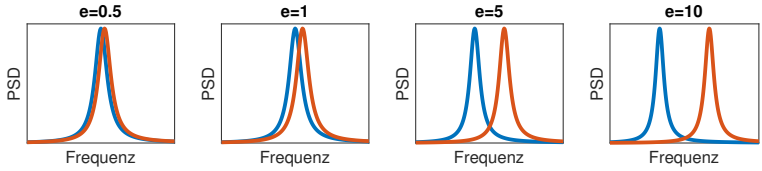


Abbildung 1: Visualisierung des Autoleistungsdichtespektrums (PSD) von zwei Eigenmoden mit verschiedenen Modendistanzfaktoren

stanzfaktoren kleiner gleich 1 liegen die Eigenfrequenzen innerhalb der Halbwertsbreite, was darauf hindeutet, dass die Eigenmoden dichtbenachbart sind. Im Fall von $e = 10$ sind die Eigenmoden gut separiert.

Für den Vergleich der Eigenformen ist das weit verbreitete Modal Assurance Criterion (MAC) für dichtbenachbarte Moden nur bedingt geeignet. Stattdessen kann der sogenannte Subspace of Order 2 MAC (S2MAC) [5] verwendet werden. Dieser vergleicht einen zweidimensionalen Modenunterraum $[\boldsymbol{\psi_k} \boldsymbol{\psi_m}]$ mit einer Eigenform $\boldsymbol{\varphi}_j$. Bei nahezu rotationssymmetrischen

Turmstrukturen wird der Modenunterraum näherungsweise durch die beiden Biegemoden aufgespannt. Für rein reellwertige Eigenformen lautet der S2MAC

$$\text{S2MAC}_{j,k,m} = \frac{(\boldsymbol{\varphi}_j^T \boldsymbol{\psi}_k)^2 - 2(\boldsymbol{\varphi}_j^T \boldsymbol{\psi}_k)(\boldsymbol{\psi}_k^T \boldsymbol{\psi}_m)(\boldsymbol{\varphi}_j^T \boldsymbol{\psi}_m) + (\boldsymbol{\varphi}_j^T \boldsymbol{\psi}_m)^2}{1 - (\boldsymbol{\psi}_k^T \boldsymbol{\psi}_m)^2}. \tag{2}$$

Die Beschleunigungen werden in x- und y-Richtung in allen Messebenen (ML) gemessen. Dementsprechend kann der Richtungswinkel γ einer Biegeeigenform wie folgt berechnet werden [6]

$$\gamma = \arctan\left(\frac{-V_{12}}{V_{22}}\right) \text{ with } \boldsymbol{U}\boldsymbol{S}\boldsymbol{V}^T = [\boldsymbol{\varphi}_x \; \boldsymbol{\varphi}_y]. \tag{3}$$

Dabei ist $\boldsymbol{U}\boldsymbol{S}\boldsymbol{V}^T$ die Singulärwertszerlegung und V_{12} sowie V_{22} sind die entsprechenden Elemente der Matrix $\boldsymbol{V}$. $\boldsymbol{\varphi}_x$ sind die Einträge der Modenform in x-Richtung und $\boldsymbol{\varphi}_y$ sind die Einträge der Modenform in y-Richtung. Bei Biegemoden entspricht der Winkel näherungsweise der Ausrichtung der Modenform im Modenunterraum und ist daher mit größerer Unsicherheit behaftet.

3 Großmaßstäblicher Laborversuch

Der Laborversuch eines 7.5 Meter hohen, segmentierten, vorgespannten Betonturms wurde im Spannfeld des Testzentrum Tragstukturen Hannover (TTH) durchgeführt. Der Versuchsaufbau ist in Abbildung 2 dargestellt. Der Betonturm besteht aus 16 Ringsegmenten (E1- E16), an denen jeweils zwei IEPE Beschleunigungssensoren radial in x- und y-Richtung messen. Zur Bestimmung der Vorspannkraft sind Dehnungsmessstreifen (DMS) zur Messung der Normaldehnung am Spannstahl befestigt. Die Identifikation der modalen Parameter erfolgt nur mit Anregung aus dem Betrieb im TTH mittels der betrieblichen Modalanalyse. Zur Bestimmung der Fugenimperfektionen sind 8 DMS direkt oberhalb der untersten Fuge am Ringsegment E15 befestigt. Zusätzlich sind in der Mitte von Ringsegment E16 8 DMS angebracht, um einen Vergleich der Dehnungsverteilung ohne Fugenimperfektionen zu erhalten. Eine detailliertere Versuchsbeschreibung ist in [6] zu finden.

4 Finite Elemente Modell

Auf Grundlage der Konstruktionsdaten des experimentellen Hybridturms wurde ein Finite Elemente (FE) Modell in der Software Abaqus erstellt. Das Modell wurde mithilfe von Volumenelementen mit linearen Ansatzfunktionen aufgebaut. Die Betonsegmente wurden mittels Hartkontakt-Nebenbedingungen verbunden. Der Fundamentblock ist als unverschieblich an der Basis angenommen und der Spannstahl wurde mittels Nebenbedingungen an Turmkopf und Fundamentblock fixiert. Im Modell wird zunächst die Längung des Spannstahls mittels einer definierten Anzugskraft simuliert, bevor eine Modalanalyse am linearisierten System im Eigenspannungszustand durchgeführt wird. Abbildung 2b zeigt das Verschiebungsfeld der ersten Biegemode des FE Modells.

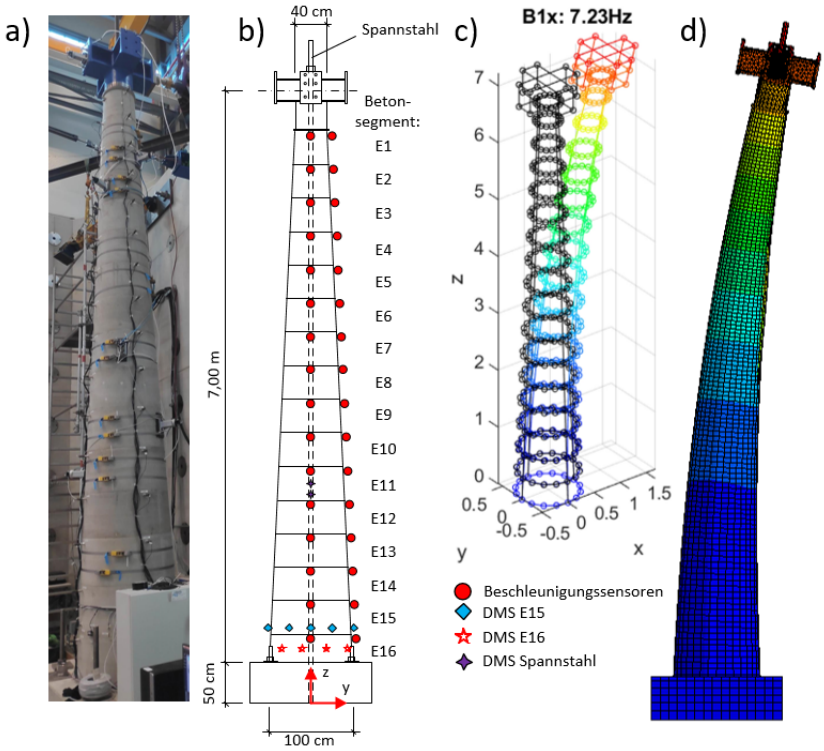


Abbildung 2: a) Versuchsaufbau des segmentierten, vorgespannten Betonturms, b) Zeichnung des Turms mit Sensorplan, c) identifizierte erste Biegeeigenfrequenz bei 5% Drucklastausnutzung (DA), d) Verschiebungsfeld der ersten Biegemode des FE Modells.

Die Geometrie der Bauteile sowie die Materialeigenschaften wurden nach Zeichnung bzw. Tabellenwerten angenommen. Etwaige Fertigungsabweichungen sind daher nicht berücksichtigt. Anbauteile wie Sensoren, Kabel und Aktuatoren sind im FE Modell ebenfalls nicht berücksichtigt. Diese Abweichungen zum realen Laborversuch existieren insbesondere in der Modellierung der Fugen zwischen den Betonsegmenten, welche im FE Modell als perfekt glatt angenommen werden, real allerdings Imperfektionen aufweisen.

5 Ergebnisse

In diesem Laborexperiment wird untersucht, welchen Einfluss die Fugenimperfektionen bei verschiedenen Vorspanngraden auf die Eigendynamik des Systems haben. Die Untersuchung der Imperfektionen erfolgt an der größten Fugenfläche, da an dieser durch die geringste Pressung relevante Imperfektionen zu erwarten sind. Zur Veranschaulichung ist in Abbildung 3 die Dehnung oberhalb der untersten Fuge am Ringsegment E15 und in der Mitte von Ringsegment E16 in Abhängigkeit der Vorspannung dargestellt. Die Vorspannkraft ist auf die Ausnutzung der maximalen Drucklastfestigkeit (DA) der kleinsten Fugenfläche zwischen den

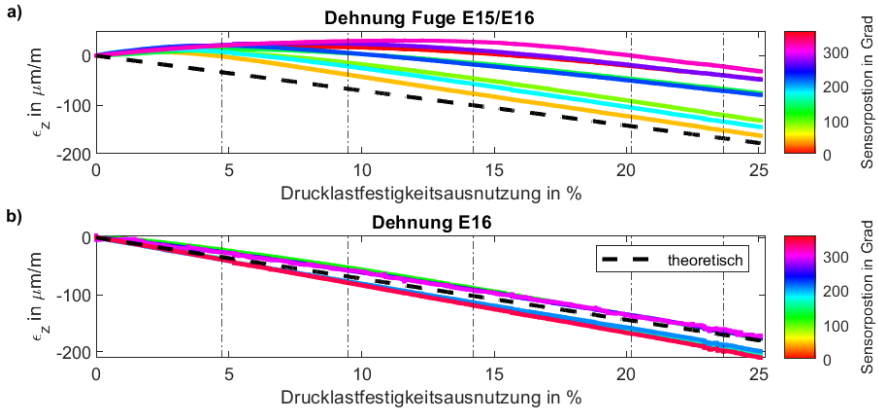


Abbildung 3: Abhängigkeit der Dehnung von der Vorspannung a) an der Fuge zwischen Ringsegmenten E15 und E16 und b) in der Mitte von Ringsegment E16.

Ringsegmenten E1 und E2 bezogen. Die in Abbildung 3a dargestellten Dehnungen deuten darauf hin, dass die Lastübertragung zwischen den Fugen an den verschiedenen Messpunkten bei unterschiedlichen Vorspanngraden beginnt. Dies weist auf Unebenheiten in den Fugen hin und steht im Einklang mit den Ergebnissen von Klein et al. [7]. Die erwartete lineare Beziehung setzt bei einer Drucklastfestigkeitausnutzung über 17% für alle DMS ein. Die Dehnungsverteilung ist in der Mitte des Ringsegments E16 (Abbildung 3b) homogener, was durch eine lineare Beziehung zwischen Dehnung und Vorspannung bei niedrigeren Vorspannwerten deutlich wird. Zudem stimmt die erwartete Dehnung mit den Messwerten deutlich besser überein. Dennoch gibt es Abweichungen in der Dehnungsverteilung über dem gesamten Querschnitt, was auf ein inhomogenes Material hinweist. Darüber hinaus kann es sich auch um Auswirkungen der Imperfektionen der Fugen handeln. Die Auswirkung der Imperfektionen auf die Biegeeigenfrequenz wird in dieser Studie für fünf Vorspanngrade (DA von 5%, 9%, 14%, 20% und 24%) untersucht, die in Abbildung 3 mit einer gestichelten Linie markiert sind. Die Vorspannung bei Windenergieanlagen liegt in etwa bei 25% der Druckfestigkeit des Betons, sodass der höchste untersuchte Vorspanngrad in etwa der Ausnutzung einer Windenergieanlage entspricht.

5.1 Einfluss der Vorspannung auf die Eigenfrequenzen

Für die verschiedenen Vorspannungen werden die erste Spannstahlmode sowie die erste Biegemode genauer untersucht. Durch den rotationssymmetrischen Turmaufbau treten im (idealen) FE Modell zwei identische Eigenfrequenzen auf. Die ermittelten Eigenfrequenzen aus dem FE Modell und dem Laborversuch sind in Tabelle 1 aufgelistet. Wie häufig der Fall, sind die Eigenfrequenzen im FE Modell höher als im Laborversuch. In Abbildung 4 sind daher die untersuchten Eigenfrequenzen auf den höchsten Vorspanngrad normiert. Der qualitative Zusammenhang von Vorspannung und Spannstahleigenfrequenzen ist im FE Modell sowie im Laborversuch nahezu linear. Auf die Spannstahlmoden haben die Fugenimperfektionen demnach keinen Einfluss.

DA in %	Spannstahlmode in Hz			Biegemode, Eigenfrequenzen in Hz				
	f_{0EXP}		f_{0FE}	f_{0EXP}		f_{0FE}	MAC	S2MAC
	x	y		x	y		x; y	x; y
5	8.48	8.37	9.40	7.07	7.26	8.05	0.8214; 0.7561	0.9994; 0.9990
9	9.97	10.15	11.37	7.77	7.84	8.36	0.7507; 0.6474	0.9995; 0.9992
14	11.83	11.84	13.17	8.03	8.07	8.40	0.5793; 0.6329	0.9995; 0.9992
20	13.16	13.19	15.14	8.12	8.14	8.40	0.5372; 0.5721	0.9996; 0.9993
24	14.17	14.14	16.16	8.15	8.17	8.41	0.9076; 0.9904	0.9994; 0.9993

Tabelle 1: Identifizierte und berechnete Eigenfrequenzen sowie Modenformvergleich anhand des MAC und S2MAC für die untersuchten Vorspanngrade.

Anders sieht es bei den Biegemoden aus. Bei geringer Vorspannung sind die experimentell identifizierten Biegemoden im Frequenzbereich gut voneinander getrennt. Mit zunehmender Vorspannung nimmt der Abstand im Frequenzbereich zwischen den Biegemoden ab. Außerdem nehmen die Eigenfrequenzen zu. Dieser Effekt nimmt mit höheren Vorspannungen ab. Die Ursachen für diesen Effekt sind wahrscheinlich die Imperfektionen in den Fugen. Bei geringer Vorspannung beteiligen sich nur Teile der Fugenfläche an der Lastübertragung, was zu einer asymmetrischen Steifigkeit in den Biegerichtungen führt. Mit zunehmender Vorspannung trägt eine größere Fläche zur Lastübertragung bei, sodass die Steifigkeit symmetrischer wird. Dadurch nähern sich die Eigenfrequenzen an. Die Ursache für den Verlauf der Biegeeigenfrequenzen des FE Modells liegt vermutlich in der Veränderungen der Eigenspannung im System aufgrund der Vorspannung. Eine genauere Betrachtung wird in zukünftigen Arbeiten angestrebt.

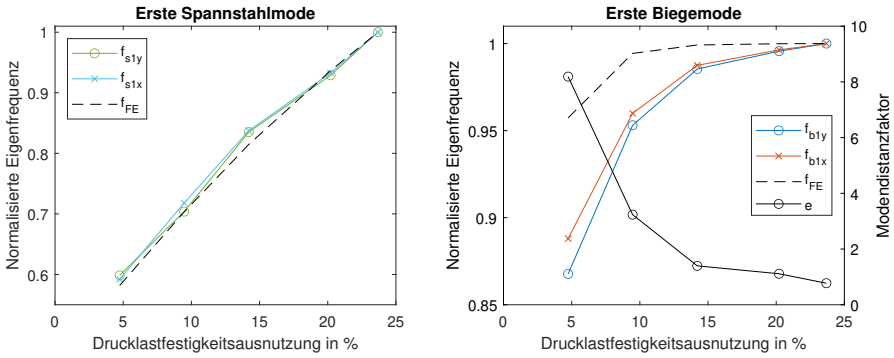


Abbildung 4: Vergleich des Einflusses der Vorspannung auf die erste Eigenfrequenz des Spannstahls und die Biegeeigenfrequenz zwischen Messung und FE Modell; jeweils normiert auf den höchsten Vorspanngrad.

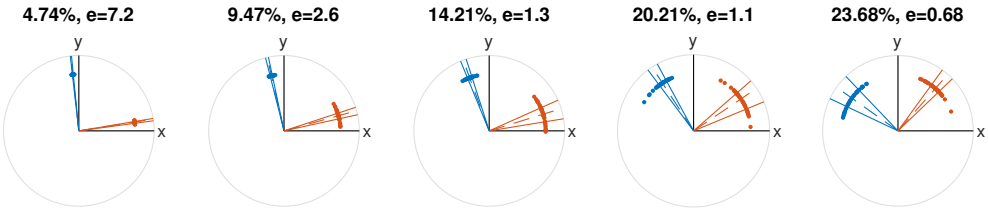


Abbildung 5: Ausrichtung der ersten Biegeeigenform in Abhängigkeit der Vorspannung

5.2 Einfluss der Vorspannung auf die Eigenformen

Die Untersuchung der Modenform erfolgt nur für die erste Biegemode des Turms, die in Abbildung 2 dargestellt ist. In Tabelle 1 sind die MAC und S2MAC Werte zwischen FE Modell und Laborversuch aufgelistet. Es ist deutlich ersichtlich, dass die S2MAC Werte höher sind. Ein Grund liegt in der Hauptschwingrichtung der Biegeform im Laborversuch, die in Abbildung 5 für 40 Messungen dargestellt ist. Mit zunehmender Vorspannung drehen sich die Modenformen leicht gegen den Uhrzeigersinn. Dies unterstützt die theoretischen Überlegungen von Brincker et al. [3], die besagen, dass eine Rotation der Modenformen im Modenunterraum beim Übergang von gut getrennten Moden zu eng beieinander liegenden Moden beobachtet werden kann. In diesem Laborversuch ist die Hauptschwingrichtung nahezu äquivalent zum Ausrichtungswinkel von der Eigenform im Modenunterraum. Es ist auch ersichtlich, dass die beobachteten Unsicherheiten zunehmen. Dies führt zu niedrigen MAC Werten, aber weiterhin hohen S2MAC Werten.

6 Zusammenfassung und Ausblick

Diese Studie untersucht den Einfluss von Fugenimperfektionen auf die erste Biegemode eines vogespannten, segmentierten Betonturms in einem großmaßstäblichen Laborexperiment. Die Vorspannung muss so stark sein, dass die gesamte Fuge tatsächlich geschlossen ist, um die theoretische Biegesteifigkeit und somit die geplante Biegeeigenfrequenz zu erhalten. Die notwendige Vorspannung hängt also von der Beschaffenheit der Fugenoberfläche ab. Um dieses Verhalten besser im FE Modell abzubilden, sollten zukünftig die Imperfektionen der Fuge genauer abgebildet werden. Zudem wurde in dem Beitrag experimentell gezeigt, dass die Identifikation der Modenform von dichtbenachbarten Eigenmoden unsicher ist. Insbesondere die Hauptschwingrichtung kann sich verändern und nicht mit dem FE Modell übereinstimmen. Für einen Vergleich der Formen bietet sich daher anstelle des häufig verwendeten MAC der S2MAC an. Bei realen Türmen von Windenergieanlagen sind die Eigenmoden aufgrund der Aufhebung der Symmetrie durch die Rotoren weniger dichtbenachbart, wie im rotationssysmmetrischen Aufbau des Laborversuchs. Allerdings treten andere Herausforderungen bei der betrieblichen Modalanalyse auf, wie die aerodynamische Dämpfung sowie eine relativ kurze Messzeit bezogen auf die Schwingperiode, die aufgrund der Zeitvarianz des Systems nur möglich ist. Diese werden in zukünftigen Arbeiten für das schwingungsbasierte Monitoring von Stahl-Beton-Hybridtürmen von Windenergieanlagen untersucht.

Danksagung

Wir möchten uns für die Förderung durch das Bundesministerium für Wirtschaft und Klimaschutz (*HyTowering - Optimierung der Bemessung hybrider Türme und Entwicklung eines geeigneten Monitoringkonzepts zur Schadensdetektion und -quantifizierung*, FKZ 0324221A und *SMARTower - Bemessung und Lebensdauerüberwachung modularer Turmkonstruktionen für Windenergieanlagen*, FKZ 03EE2041C) bedanken, welche diese Arbeit ermöglichte.

Literatur

[1] AU, S.-K. : *Operational Modal Analysis: Modeling, Bayesian Inference, Uncertainty Laws*. 1. Singapore : Springer Singapore, 2017. – ISBN 978–981–10–4117–4

[2] AU, S.-K. ; BROWNJOHN, J. M. ; LI, B. ; RABY, A. : Understanding and managing identification uncertainty of close modes in operational modal analysis. In: *Mechanical Systems and Signal Processing* 147 (2021), S. 107018. – ISSN 08883270

[3] BRINCKER, R. ; LOPEZ-AENLLE, M. : Mode shape sensitivity of two closely spaced eigenvalues. In: *Journal of Sound and Vibration* 334 (2015), S. 377–387. – ISSN 0022460X

[4] BROWNJOHN, J. M. W. ; RABY, A. ; AU, S.-K. ; ZHU, Z. ; WANG, X. ; ANTONINI, A. ; PAPPAS, A. ; D'AYALA, D. : Bayesian operational modal analysis of offshore rock lighthouses: Close modes, alignment, symmetry and uncertainty. In: *Mechanical Systems and Signal Processing* 133 (2019), S. 106306. – ISSN 08883270

[5] D'AMBROGIO, W. ; FREGOLENT, A. : Higher-order MAC for the correlation of close and multiple modes. In: *Mechanical Systems and Signal Processing* 17 (2003), Nr. 3, S. 599–610. – ISSN 08883270

[6] JONSCHER, C. ; LIESECKE, L. ; PENNER, N. ; HOFMEISTER, B. ; GRIESSMANN, T. ; ROLFES, R. : Influence of system changes on closely spaced modes of a large-scale concrete tower for the application to structural health monitoring. In: *Journal of Civil Structural Health Monitoring* 29 (2023), Nr. 8, S. 328. – ISSN 2190–5452

[7] KLEIN, F. ; FÜRLL, F. ; BETZ, T. ; MARX, S. : Experimental study on the joint bearing behavior of segmented tower structures subjected to normal and bending shear loads. In: *Structural Concrete* 23 (2022), Nr. 3, S. 1370–1384. – ISSN 1464–4177

[8] LIESECKE, L. ; JONSCHER, C. ; GRIESSMANN, T. ; ROLFES, R. : Investigations of Mode Shapes of Closely Spaced Modes from a Lattice Tower Identified Using Stochastic Subspace Identification. In: *International Conference on Experimental Vibration Analysis for Civil Engineering Structures* Springer, 2023, S. 529–538

[9] THEILER, W. ; REICHT, O. ; TUE, N. V.: Auswirkungen von Unebenheiten bei trockenen Druckverbindungen von Betonbauteilen. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 110 (2015), Nr. 10, S. 687–698. – ISSN 00059900

Baustatik – Baupraxis 15, © 2024, Technische Universität Hamburg

Félix Candela's last shell in Valencia

Carlos Lázaro

Dep. Mecánica de Medios Continuos y Teoría de Estructuras, Universitat Politècnica de València, Camino de Vera s/n, 46022 Valencia (Spain)

Abstract: This paper reviews the design and construction of Félix Candela's last shell in Valencia (Spain, 2000) from a current perspective. In a context in which thin concrete shells were no longer built, the structural design and the construction of the shell posed remarkable challenges. The particular aspects of Candela's equilibrium-based design method are contrasted with the final design, which met the requirements of the Spanish standard by including steel fibers in the concrete mix that provided the required bending strength. This made possible to recreate the architect's spectacular geometry in an efficient manner.

1 Introduction

The construction of thin concrete shells was in strong decay at the end of the 20th century. This lightweight type of structure that started as a natural consequence of the invention of reinforced concrete and reached immense success all over the world, ceased to be favored by architects, structural designers and builders for a number of reasons, and new projects of shells were then a rare exception.

The first concrete shell realizations were built in Germany, Spain and France in the 1920s [1]. The conjunction of reinforced concrete as a rather new material, the advance in finding analytical solutions for stress states and the ingenuity of great masters, boosted the realization of awesome structures of an unprecedented lightness. Walter Bauersfeld, Franz Dischinger, Eduardo Torroja and Eugène Freyssinet count among the great names of the first generation of shell designers and builders. They strongly relied on geometrical shapes for which analytical solutions were available.

The apex of thin shell construction took place in the 1950s and 1960s. A second wave of important designers and builders evolved in different directions. To name just a few of them: Heinz Isler, in Switzerland, revolutionized shells by finding their form out of physical models; Eladio Dieste, in Uruguay, combined ceramic brickwork and reinforced concrete creating beautiful structures; Félix Candela, in Mexico, the protagonist of this article, expanded the formal possibilities of hyperbolic-paraboloidal shells to new frontiers; and

Ulrich Müther, in East Germany, popularized shells for public buildings and continued building shells up until the 1980s.

The breakthrough that reinforced concrete shells meant in the history of construction is related to the unsurpassed economy of material and resources needed to build shell roofs compared to those built with masonry of brickwork. A shell to cover a circular area of around 45 m of diameter, like Torroja's Algeciras market roof, could be built with just 8 cm thick reinforced concrete, whereas a masonry dome of similar diameter, like the Agrippa's Pantheon in Rome, required a much thicker structure. The low material consumption and the low cost of labor that was usually required to build the framework and cast the concrete, were key to the success of shells in the mid-20th century. The increase of labor costs was among the reasons why they practically ceased to be built.

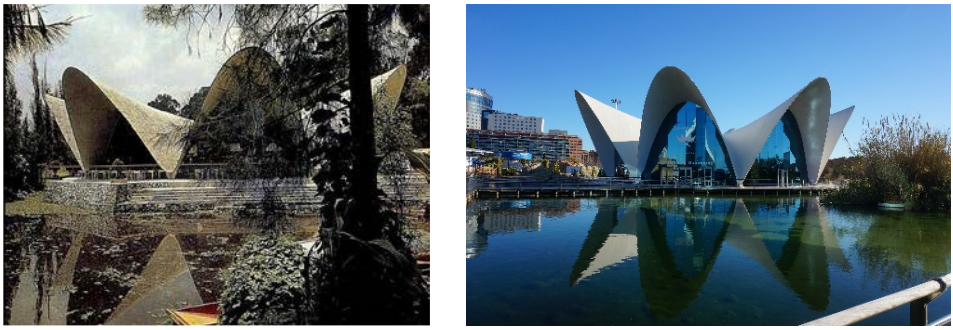


Figure 1: Left: *Los Manantiales* shell in Xochimilco, Mexico D.F. Right: Restaurant shell at *Oceanogràfic* in Valencia.

In the mid-1990s, Félix Candela was invited to design the roof for the restaurant located in the *Oceanogràfic*, a new aquarium facility that was being planned in Valencia (Spain). Candela proposed to build a structure similar to the famous *Los Manantiales* restaurant shell roof in Xochimilco, Mexico D.F., designed and built by his company, *Cubiertas Ala*, in 1958. The original structure is an extremely lightweight groined vault with a base thickness of only 4 cm (Fig. 1, left). Candela passed away in 1997, leaving the project in its very beginnings. The author, together with Alberto Domingo, was in charge of developing the basic and detailed structural design of the shell, which was finished in 2000 (Fig. 1, right). The article is organized as follows: Section 2 reviews Candela's design method; Section 3 describes the shell built at the *Oceanogràfic* in Valencia and the challenges faced for the design; finally, Section 4 summarizes the singular features of the structure.

2 Candela's shell design method

Félix Candela (1910-1997) was a Spanish-Mexican architect. He is considered one of the great masters of shell design and construction [2]. He was the co-founder and inspirational force of *Cubiertas Ala*, a design and construction company specialized in thin shell structures. The company was active during the 1950s and 60s and realized almost 900 shell projects. The majority of the projects were hyperbolic paraboloidal (hypar) shells [3].

There are several fundamental aspects to understand the attraction that the geometry of the hypar exerted on Candela:

- Thanks to their negative Gaussian curvature, when the boundary conditions are adequately designed, hypars transfer external loads mainly by means of membrane forces; bending and twisting moments are negligible. Furthermore, double curvature considerably reduces the risk of buckling, compared to single curvature shells.
- Hyperbolic paraboloids are doubly ruled surfaces, which greatly facilitates the construction of the formwork by means of straight beams and laths. In the words of Candela "…of all the shapes that we can give to a shell, the easiest and most practical to construct is the hyperbolic paraboloid." [4].
- Analyzing and determining membrane stress states in an hypar can be systematized for a variety of geometric parameters and loading conditions. Candela contributed to developing formulas applicable to a multiplicity of cases and trained the staff of his company to perform the calculations.

Candela's structural design procedure consisted of finding a state of membrane forces in the shell in equilibrium with the external forces by *partially prescribing force boundary conditions*. No compatibility of displacements was considered in the design.

Hyperbolic paraboloids are defined by the equation

$$z = k\,x\,y \tag{1}$$

where x and y are oblique axes forming an angle ω, z is a perpendicular axis and k is a constant that scales the geometry in the z direction. A peculiarity of the hypar geometry is that the equilibrium equation in the z direction directly provides the value of the membrane shear forces N_{xy} acting on the sides of a shell element oriented along the generatrixes (Fig. 2). The (oblique) membrane forces acting on these sides and directed along the opposite generatrix, N_{xx}, N_{yy}, can be obtained by integration; the resulting expressions contain arbitrary functions of integration. The details of the method are thoroughly explained in [4].

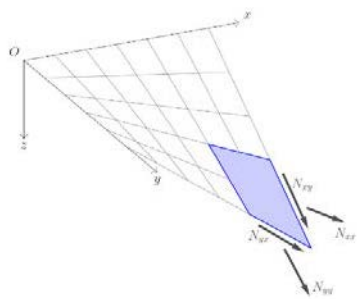


Figure 2: Membrane forces acting on an element of shell surface

Considering an hypar surface bounded by four straight edges, the shear forces along all boundary edges are directly obtained from given loads, as explained in the previous paragraph, and the oblique forces on two edges can be prescribed by means of defining suitable functions of integration. Once the integration functions are defined, the membrane state in the hypar is fully defined; the oblique forces on the two opposite edges will result

from the calculations and can be understood as reaction forces. Fig. 3, left, shows a case in which the integration functions are such that the oblique forces along the two right-side edges are null, and reactions with tangent and normal components develop along the left-side edges. Therefore, there will be two edges along which only shear forces act, and the other two with shear plus normal forces. In terms of design, the edges with only shear can be equipped with a lighter edge beam, whereas the other two need a stronger beam to carry the forces to the foundation (Fig.3, right).

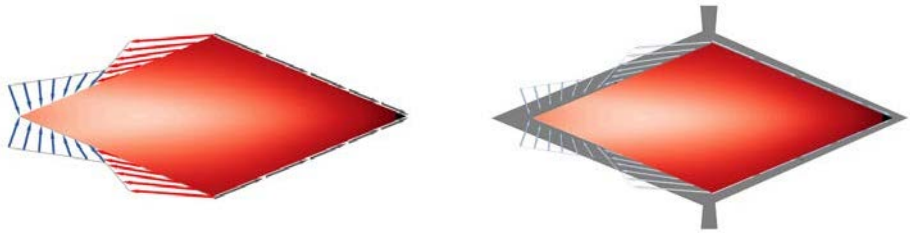


Figure 3: Boundary forces with prescribed zero-oblique forces on the rightmost edges (left); required edge beams on every edge (right)

Candela went a step further and showed that free edges resulting from cutting the paraboloid by inclined planes could be designed with zero-force boundary conditions. This fact led him to design shells with no edge beam and extreme lightweight appearance like *Los Manantiales* (Fig. 1, left).

Although not expressed in that way by Candela, his design procedure can be classified as a limit analysis method: finding a stress state in equilibrium with the external forces that complies with the yield criterion is a sufficient condition for the shell to be at worst at the collapse situation. The development of concrete standards in the 1970s enforced the consideration of compatibility of deformations in the design of shells, rendering Candela's method insufficient for the checks required by codes.

3 The shell at the *Oceanogràfic* in Valencia

The structure that is the subject of this text forms the roof of the restaurant located in the center of the *Oceanogràfic* aquarium park in Valencia. The shell is a 8-leaf groined vault formed by the intersection of four hypars with rotational symmetry that share a common downward-pointing vertical z axis. The angle ω between the oblique x and y axes is 22.5° and the hypar constant is $k = -0.0351\ \mathrm{m}^{-1}$ – see Eq. (1). The exterior boundary of the roof is created by trimming the hypars with inclined planes; this creates free edges with no edge beam that are characteristic of a number of Candela's structures. The roof rests on eight supports at the bases of the ribs resulting from the intersections of the hypar surfaces. The dimensions of the shell were adapted to the functional requirements of the facility, resulting in a span between opposite supports of 35.5 m and a perimetral separation between supports of 13.6 m. The height at the center of the vault is 8.1 m with respect to the support level. The

diameter of the structure is about 5 m larger than the original *Los Manantiales* roof and the hypar leaves are steeper as well.

The main challenge in the design of Valencia's shell was to be faithful to the main features of Candela's structures: the design should be a reinforced concrete shell of the minimum possible thickness with the surface geometry described in the previous paragraph. Candela's shells were extremely thin (around 4 cm) and only had one layer of mesh reinforcement. As discussed in the previous section, only membrane forces were considered in the design, and no kinematic compatibility at the boundaries was enforced. The required thickness in Valencia's shell was strongly related to the concrete cover required by the Spanish standard for concrete structures EH-93 (still in force at that time), and to the need of either one or two layers of reinforcement.

Applying Candela's calculation method to Valencia's shell led to very low membrane stresses for a surface load modelling self-weight plus an overload of 1 kN/m (see [5] for a detailed account of the calculations). However, initial tests with finite element models showed that there were load cases for which bending moments in the shell were not negligible (albeit small). Increasing the thickness of the shell didn't bring any substantial reduction in the magnitude of the bending moments. The straightforward solution would have been to design the shell with two layers of reinforcement to resist the moments, which would have increased the shell thickness to at least 15 cm, far from the extreme slenderness of Candela's structures.

The decision was to use steel fibers in the concrete mix, in addition to just one layer of conventional reinforcement. Steel fibers provide additional tensile strength to concrete cross sections, the magnitude of which is sufficient to resist the design bending moments. Additionally, steel fibers smear the concrete cracking and increase the ductility of the material. Using fibers allowed to design a shell with a base thickness of just 6 cm. Checking of steel-fiber reinforced concrete sections required the use of specific standards. Details of the design can be found in [6].

Figure 4: The finished shell prior to building the cladding.

An additional challenge concerned the lack of experience of Spanish contractors to build shells in the late 1990s. While there is a remarkable collection of 1970s concrete thin shells in the region (see the book including reference [5]), they were built mostly by specialized

companies that did no longer exist. The crucial aspect for the contractor was to find a concrete casting procedure that avoided the dangerous situation of workers standing on the formwork during the process. Shotcreting was the preferred solution: it could be performed directly on the shallower parts of the roof, or from a cherry picker platform on the steeper parts, and it was compatible with using steel fibers in the concrete mix.

The concrete of the shell has a characteristic strength of 30 MPa and the yield strength of the passive reinforcement is 500 MPa. Several laboratory tests were carried out to decide the dosage of fibers [7]. Galvanized steel fibers type Dramix RC-80/35-BN, with a dosage of 50 kg/m^3 were used. They are 35 mm long, with a diameter of 0.45 mm and stepped ends. Dry sprayed concrete was used and in-situ tests were performed to ensure the workability of the concrete mix with the required fiber dosage.

The base reinforcement is a Ø8 mm @15 cm mesh following the parabolas resulting from sections through vertical planes parallel to the bisectors of each paraboloid's x and y axes. The ribs at the intersection of hypar lobes have approximately triangular cross-section with decreasing height (0.8 m at the supports and 0.25 m at the central intersection). The thickness of the shell increases from the base value to meet the rib cross section. Additional reinforcement layers are placed in these transitions. The shell is supported on elastomeric pot bearings. Reactions are transferred to lower columns in the basement that are joined to the deck slab at the level of the supports. Rebar ties embedded in the slab resist the horizontal components of the reactions. The total weight of the structure is approximately 5 280 kN, covering a useful area of about 1 000 m^2.

Figure 5: Left: Formwork and partially placed reinforcement. Right: Shotcreting

The falsework and formwork were built during June and July 2000. The placement of the reinforcement took place in August and September. Concreting began in mid-September and was completed in November. In total, the shell was built in about six months. Reference [7] includes additional details on the construction process.

4 Final remarks

Candela's last shell in Valencia is an extraordinary structure for several reasons: it is a re-interpretation, but not a copy, of one of the architect's most famous structures; it was designed and built at a time when the methods extensively used by Candela were long outdated and the knowledge to build shells was practically lost, which forced to find new

methods and solutions; the proposal of using steel fibers in the concrete mix made possible to check the structural performance according to codes and to build the shell in an efficient and economic manner. To the author's knowledge, this shell is one of the first examples of architectural shells built with steel-fiber reinforced concrete.

Although nowadays there are few newly built concrete shells, other kinds of surface structures like gridshells or lattice shells, as well as shells with alternative materials (masonry, tile vaults) are being built in many places. Shells constitute excellent representations of the paradigm of building with less material and less waste, and consequently, experimentation and research in this realm should be further promoted.

References

[1] BURKHARDT, B. Luftig leicht. Kurze Geschichte der Betonschalen. In: Dechau, W. (Editor) Kühne Solitäre. Ulrich Müther – Schalenbaumeister der DDR. db das buch, Deutsche Verlags-Anstalt GmbH, Leipzig, 2000

[2] MOREYRA GARLOCK. M. E.; BILLINGTON D. P. Félix Candela. Engineer, Builder, Structural Artist. Yale University Press, 2008

[3] DEL CUETO RUIZ-FUNES, J. I.; LAMBIE M. (Editors) Félix Candela 1910-2010. SECC Sociedad Estatal de Conmemoraciones Culturales, 2010 (Catalogue of the Exhibition, in Spanish)

[4] CANDELA, F. The hyperbolic paraboloid. In: Faber C. (Editor) Candela, the Shell Builder. Reinhold Publishing Co., New York, 1963

[5] LÁZARO, C. La vigencia de las estructuras laminares – A propósito del restaurante de L'Oceanogràfic. In: Serrano-Lanzarote, B. (Editor) Laminoflexia – Láminas de Hormigón Armado en la Comunitat Valenciana. Instituto Valenciano de la Edificación, Valencia, 2019 (in Spanish)

[6] DOMINGO, A.; LÁZARO, C.; SERNA, P. Design of a thin shell steel fibre reinforced concrete hypar roof. In: Astudillo, R.; Madrid, A. (Editors) Proceedings of the IASS Symposium 1999. Shells and Spatial Structures: From Recent Past to the Next Millennium, Madrid, 1999, p. A171-A179

[7] DOMINGO, A.; LÁZARO, C.; SERNA, P. Construcción de JChypar, una lámina delgada reforzada con fibras de acero en el Oceanográfico de Valencia. Hormigón y Acero, vol. 228-229 (2003), p. 177-186 (in Spanish)

Baustatik – Baupraxis 15, © 2024, Technische Universität Hamburg

Windenergieanlagen wirtschaftlich bemessen - Ein innovatives Nachweismodell zu klaffenden Segmentfugen unter Querkraft und Torsion

Lutz Loh[1], **Andreas Garg**[2]

[1] *Verheyen-Ingenieure*
[2] *Institute of Innovative Structures, HS Mainz*

Zusammenfassung: Bei der Dimensionierung von Hybridtürmen für Windenergieanlagen stellt der Nachweis der Schubtragfähigkeit an den Segmentfugen eine besondere Herausforderung dar. Im Folgenden wird ein neues, wirtschaftliches und sicheres Nachweisverfahren für Kreisringquerschnitte anhand eines Anwendungsbeispiels vorgestellt.

1 Einleitung

Die erste zur Stromgewinnung genutzte Windenergieanlage (WEA) errichtete der Däne Poul La Cour 1885 mit einer Leistung von wenigen Kilowatt. Über 55 Jahre später, in den 1940er Jahren wurden die ersten Türme aus Ortbeton von der Firma F. L. Smidth mit einer Leistung von 50 kW bis 70 kW und einem Rotordurchmesser von 17,5 m bis 24 m errichtet. [3]
Im Laufe der Zeit wurden Windenergieanlagen größer, höher und leistungsstärker. 2019 wurde bereits eine Anlage mit einer Leistung von 12 MW errichtet. Insbesondere onshore wurden immer höhere Anlagen gebaut, um stärkere und kontinuierlichere Winde in größeren Höhen zu nutzen. Mit einer Nabenhöhe von 178 m ragt die derzeit höchste Anlage der Welt in Gaildorf bei Stuttgart in den Himmel. Errichtet wurde diese Anlage auf einem sogenannten Hybridturm. [4]
Hybridtürme bestehen aus einem Stahlbetonschaft, auf dem ein Stahlrohrturm aufgesetzt wird. Für onshore WEA mit Nabenhöhen größer 100 m stellt dies oft die wirtschaftlichste Bauform dar. Der Betonschaft wird in der Regel aus Stahlbetonfertigteilen zusammengesetzt und in vertikaler Richtung vorgespannt. Sein Querschnitt ist meist rotationssymmetrisch mit ebenen Horizontalfugen, die trocken gefügt sind.

2 Bemessung überdrückter und klaffender Segmentfugen

2.1 Grundsätzliche Überlegungen

Das in diesem Aufsatz präsentierte Nachweismodell wurde ausführlich in [5] entwickelt und verifiziert. Auf eine erneute Herleitung wird an dieser Stelle verzichtet. Die grundsätzlichen Überlegungen, die zu diesem Model geführt haben, werden aber nachfolgend aufgeführt, ehe auf die Nachweisführung selbst anhand eines Anwendungsbeispiels eingegangen wird.
Es gilt die Theorie dünnwandiger Querschnitte. Alle Schubspannungen wurden über das Mittellinienmodell ermittelt. Schubspannungen wirken ausschließlich wandparallel. Zur Veranschaulichung der grundsätzlichen Überlegungen sei ein segmentierter Stab mit vollständig und gleichmäßig überdrückten Fugen gegeben. Für ein kleines Torsionsmoment mit geringen Schubbeanspruchungen kann ein partielles Gleiten im Fugenquerschnitt aufgrund des gewöhnlich hohen Reibwiderstands ausgeschlossen werden. Folglich ist der segmentierte Stab nicht von einem monolithischen Stab zu unterscheiden. Im Falle eines wölbfreien Querschnitts stellen sich infolge Torsion demnach ausschließlich primäre Torsionsschubspannungen ein. Die Torsionstragfähigkeit der Fuge kann hier direkt über den bekannten Torsionsschubfluss und den Schubwiderstand im Fugenquerschnitt berechnet werden.
Erfährt der Stab eine zusätzliche Biegebeanspruchung werden die Fugenquerschnitte ungleichmäßig überdrückt. Solange der Querschnitt noch nicht klafft, liegt weiterhin ein geschlossener Querschnitt zur Schubübertragung vor. Allerdings können in der Biegedruckzone höhere Schubspannungen übertragen werden als in der Biegezugzone. Für kleine Torsionsmomente stellen sich erneut ausschließlich primäre Torsionsschubspannungen ein, bis die minimale aufnehmbare Schubspannung aus Reibung in der Biegezugzone erreicht wird. Steigt das Torsionsmoment um einen Wert ΔM_T über diesen Punkt hinaus an, beginnt der Querschnitt im Bereich der Biegezugzone zu Gleiten. Der Zuwachs des Torsionsmoments ΔM_T muss über den noch haftenden Fugenbereich abgetragen werden und lagert sich zur Biegedruckzone hin um. Durch diesen Umlagerungsprozess ist die Bedingung der Wölbfreiheit nicht mehr gegeben. Qualitativ vergrößert sich der Bereich des partiellen Gleitens mit einer Steigerung des Torsionsmoments stetig, bis schlussendlich die kontaktierenden Segmente in ein globales Gleiten übergehen. Hierbei wächst der Anteil des sekundären Torsionsmoments am Gesamttorsionsmoment immer weiter an.

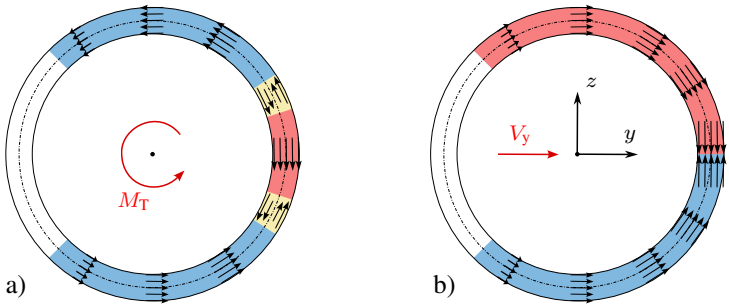


Abbildung 1: Umgelagerte Schubflüsse im klaffenden Fugenquerschnitt:
a) infolge Torsion, b) infolge Querkraft

Für klaffende Fugenquerschnitte, bei denen der überdrückte Restquerschnitt nicht wölbfrei ist, stellen sich gemäß [5] nahezu ausschließlich sekundäre Torsionsschubspannungen ein. Qualitativ vollzieht sich auch hier der gleiche Umlagerungsprozess, wie bei vollständig überdrückten Fugen. Der resultierende Torsionsschubfluss im klaffenden Fugenquerschnitt kann in vereinfachter Form Abbildung 1 a) entnommen werden. Das Torsionswiderstandsmoment erhält man durch Integration des Schubflusses. Eine Näherungslösung für Kreisringquerschnitte wird in Abschnitt 2.4 vorgestellt. Die gleichen Überlegungen können auch auf Querkräfte übertragen werden. Der resultierende Querkraftschubfluss ist in Abbildung 1 b) dargestellt. Eine genaue Lösung für die Querkrafttragfähigkeit ist in Abschnitt 2.5 angegeben.

2.2 Eingangsdaten für das Anwendungsbeispiel

Zur Veranschaulichung des hier vorgestellten Nachweismodells dient ein Anwendungsbeispiel, welches nachfolgend vorgestellt wird. Es gilt, die Torsions- und Querkrafttragfähigkeit $M_{\mathrm{T,R}}$ und $V_{y,\mathrm{R}}$ einer horizontalen Fuge im Turm einer Windenergieanlage zu bestimmen. Der Turm der Windenergieanlage hat einen Kreisringquerschnitt, der aus trocken gestoßenen Stahlbetonfertigteilen zusammengesetzt ist. Im betrachteten Fugenquerschnitt weisen die Segmente einen mittleren Radius von $r_{\mathrm{m}} = 2{,}8$ m und eine Wandstärke von $t = 0{,}2$ m auf. Die Segmente sind beide aus einem Beton der Festigkeitsklasse C50/60. Der Bewehrungsgrad geht nicht in die Berechnung ein. Die Fugenflächen sind eben und werden als sehr glatt angesetzt. Gemäß DIN EN 1992-1-1 [1] Abschnitt 6.2.5 (2) wird ein Reibbeiwert von $\mu = 0{,}5$ angenommen. Infolge Vorspannung und Eigengewicht wirkt eine Normalkraft $N = -50$ MN (Druck ist negativ) auf die Fuge ein. Zudem liegen infolge einseitig auf den Rotor wirkender Böen ein Biegemoment $M_{\mathrm{z}} = 110$ MNm, eine Querkraft $V_{\mathrm{y}} = 3$ MN sowie ein Torsionsmoment $M_{\mathrm{T}} = 7$ MNm im Fugenquerschnitt vor. Alle angesprochenen Informationen sind in Abbildung 2 zusammengefasst.

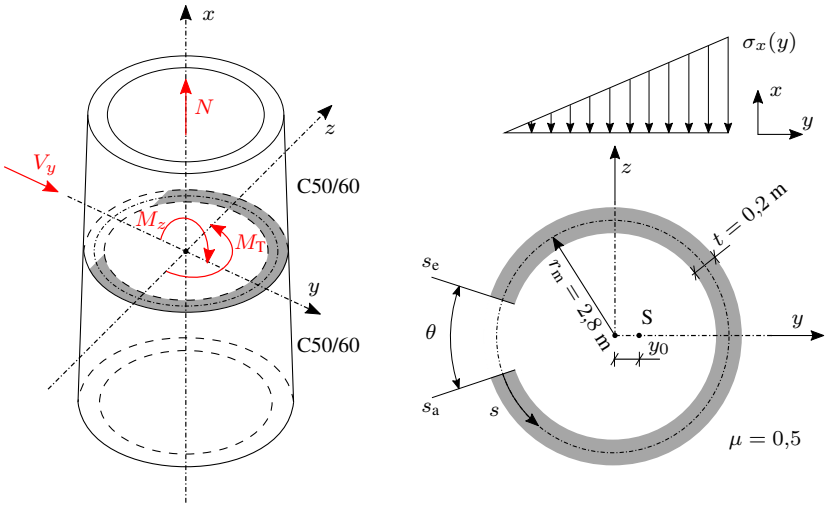


Abbildung 2: Anwendungsbeispiel zu einer Segmentfuge

2.3 Querschnittswerte des überdrückten Fugenbereichs

Bevor die Tragfähigkeit des rechts in Abbildung 2 dargestellten Fugenquerschnitts berechnet werden kann, müssen die Querschnittswerte des überdrückten Fugenbereichs ermittelt werden. Allgemein können die Koordinaten der Wandungsmittellinie des überdrückten Fugenbereichs mit der Laufvariable s und dem Öffnungswinkel θ wie folgt bestimmt werden:

$$y_s(s,\theta) = -r_\mathrm{m} \cdot \cos\left(\frac{s}{r_\mathrm{m}} + \frac{\theta}{2}\right) \tag{1}$$

$$z_s(s,\theta) = -r_\mathrm{m} \cdot \sin\left(\frac{s}{r_\mathrm{m}} + \frac{\theta}{2}\right) \tag{2}$$

Die Querschnittsfläche kann bei konstanter Wandstärke t mit Gleichung 3 berechnet werden.

$$A(\theta) = r_\mathrm{m} \cdot t \cdot (2\pi - \theta) \tag{3}$$

Der Schwerpunkt des überdrückten Fugenbereichs entspricht bei vollständig überdrückter Fuge dem Koordinatenursprung. Liegt eine klaffende Fuge vor, beschreiben y_0 und z_0 seine exzentrische Lage. Beim Kreisringquerschnitt gemäß Abbildung 2 ergibt sich z_0 aufgrund der Symmetrie automatisch zu null, während y_0 zu

$$y_0(\theta) = \frac{2 \cdot r_\mathrm{m} \cdot \sin\dfrac{\theta}{2}}{2\pi - \theta} \tag{4}$$

berechnet wird. Das Flächenmoment 2. Ordnung, bezogen auf die Biegeachse z, kann für den überdrückten Fugenbereich mit Gleichung 5 ermittelt werden.

$$I_z(\theta) = \frac{r_\mathrm{m}^3 \cdot t\left(-4 + (\theta - 2\pi)^2 + 4 \cdot \cos\theta + (\theta - 2\pi) \cdot \sin\theta\right)}{4\pi - 2\theta} \tag{5}$$

Für eine lineare Normalspannungsverteilung in xy-Ebene können nun die Normalspannungen $\sigma(s,\theta)$ an jeder Stelle s infolge Normalkraft und Biegemoment wie folgt berechnet werden:

$$\sigma(s,\theta) = \frac{M_z + N \cdot y_0(\theta)}{I_z(\theta)} \cdot \Big(y_0(\theta) - y_s(s,\theta)\Big) + \frac{N}{A(\theta)} \tag{6}$$

Die vorgestellten Gleichungen 1 bis 6 sind vom zunächst noch unbekannten Fugenöffnungswinkel θ abhängig. Mit der Bedingung, dass $\sigma(s_\mathrm{a}, \theta > 0) = 0$ ist, erhält man die Iterationsgleichung 7 für den gesuchten Öffnungswinkel θ.

$$\theta_{n+1} = 2 \cdot \arccos\left(\frac{-I_z(\theta_n) \cdot N - A(\theta_n) \cdot y_0(\theta_n) \cdot M_{z,\mathrm{tot}}}{A(\theta_n) \cdot r_\mathrm{m} \cdot M_{z,\mathrm{tot}}}\right) \tag{7}$$

$$\text{mit:} \quad M_{z,\mathrm{tot}} = M_z + N \cdot y_0(\theta_n)$$

Angewandt auf das Anwendungsbeispiel ergeben sich folgende Werte:

1. Iterationsschritt

Annahme: $\theta_1 = 90° \equiv 1{,}6$ rad

$$A(\theta_1) = 2{,}8 \cdot 0{,}2 \cdot (2\pi - 1{,}6) = 2.64\,\mathrm{m}^2$$

$$y_0(\theta_1) = \frac{2 \cdot 2{,}8 \cdot \sin\left(\frac{1{,}6}{2}\right)}{2\pi - 1{,}6} = 0.84\,\mathrm{m}$$

$$I_z(\theta_1) = \frac{2{,}8^3 \cdot 0{,}2\left(-4 + (1{,}6 - 2\pi)^2 + 4 \cdot \cos(1{,}6) + (1{,}6 - 2\pi) \cdot \sin(1{,}6)\right)}{4\pi - 2 \cdot 1{,}6} = 6.29\,\mathrm{m}^4$$

$$M_{z,\mathrm{tot}} = 110 - 50 \cdot 0{,}84 = 68{,}01 \text{ MNm}$$

$$\theta_2 = 2 \cdot \arccos\left(\frac{6{,}29 \cdot 50 - 2{,}64 \cdot 0{,}84 \cdot 68{,}01}{2{,}64 \cdot 2{,}8 \cdot 68{,}01}\right) = 2{,}5 \text{ rad} \equiv 142° \neq \theta_1$$

2. Iterationsschritt

...

$$\theta_3 = 2{,}9 \text{ rad} \equiv 169° \neq \theta_2$$

3. Iterationsschritt

...

$$\theta_4 = 3{,}1 \text{ rad} \equiv 179° \neq \theta_3$$

4. Iterationsschritt

$$A(\theta_4) = 2{,}8 \cdot 0{,}2 \cdot (2\pi - 3{,}1) = 1.77\,\mathrm{m}^2$$

$$y_0(\theta_4) = \frac{2 \cdot 2{,}8 \cdot \sin\left(\frac{3{,}1}{2}\right)}{2\pi - 3{,}1} = 1.77\,\mathrm{m}$$

$$I_z(\theta_4) = \frac{2{,}8^3 \cdot 0{,}2\left(-4 + (3{,}1 - 2\pi)^2 + 4 \cdot \cos(3{,}1) + (3{,}1 - 2\pi) \cdot \sin(3{,}1)\right)}{4\pi - 2 \cdot 3{,}1} = 1.35\,\mathrm{m}^4$$

$$M_{z,\mathrm{tot}} = 110 - 50 \cdot 1{,}77 = 21{,}49 \text{ MNm}$$

$$\theta_5 = 2 \cdot \arccos\left(\frac{1{,}35 \cdot 50 - 1{,}77 \cdot 1{,}77 \cdot 21{,}49}{1{,}77 \cdot 2{,}8 \cdot 21{,}49}\right) = 3{,}14 \text{ rad} \equiv 180° \approx \theta_4 \quad \checkmark$$

2.4 Torsionstragfähigkeit

Die Torsionstragfähigkeit einer Segmentfuge mit Kreisringquerschnitt kann gemäß [5] mit Gleichung 8 ermittelt werden.

$$M_{\mathrm{T,R}} = -\mu \cdot \left(N \cdot r_{\mathrm{m}} + M\right) \cdot \eta_{\mathrm{T}}(\zeta) \geq -\frac{\mu \cdot N \cdot t \cdot \eta_{\mathrm{T}}(\zeta)}{3} \tag{8}$$

Der Abminderungsbeiwert $\eta_\mathrm{T}(\zeta)$ berücksichtigt die Materialausnutzung. Bei einem Wert von $\eta_\mathrm{T}(\zeta) = 1$ begrenzt allein der Reibwiderstand im Fugenquerschnitt das Torsionswiderstandsmoment. Für Werte $\eta_\mathrm{T}(\zeta) < 1$ wird das Torsionswiderstandsmoment auch durch die Materialfestigkeit der fugenangrenzenden Segmente begrenzt.
Für die Berechnung von $\eta_\mathrm{T}(\zeta)$ werden die zulässigen Schubspannungen infolge Reibung $\tau_{\text{zul},\mu}$ und infolge des Materials $\tau_{\text{zul,mat}}$ an den Punkten s_a und ${}^{s_\mathrm{e}}\!/2$ benötigt. $\tau_{\text{zul,mat}}$ beschreibt hierbei die zulässigen in Fugenebene wirkenden Schubspannungen unter der Annahme eines zweiachsialer Spannungszustands in den fugenangrenzenden Segmenten. Die hierfür benötigte Normalspannung $\sigma(s,\theta)$ an der Stelle s kann mit Gleichung 6 bestimmt werden. Da bereits festgestellt wurde, dass eine klaffende Fuge vorliegt, gilt $\tau_{\text{zul},\mu}(s_\mathrm{a}) = 0$, da auch die Normalspannung $\sigma(s_\mathrm{a}, \theta > 0)$ am Übergang zum klaffenden Fugenbereich null ist. Die Berechnung von $\tau_{\text{zul},\mu}({}^{s_\mathrm{e}}\!/2)$ gestaltet sich wie folgt:

$$\sigma({}^{s_\mathrm{e}}\!/2, \theta) = \frac{110 - 50 \cdot 1{,}77}{1{,}35} \cdot \left(1{,}77 - 2{,}8\right) - \frac{50}{1{,}77} = -44{,}67\ \text{MPa}$$

$$\tau_{\text{zul},\mu}({}^{s_\mathrm{e}}\!/2) = \mu \cdot |\sigma({}^{s_\mathrm{e}}\!/2, \theta)| = 0{,}5 \cdot 44{,}67 = 22{,}34\ \text{MPa}$$

Die Querschnittskoordinate $y_s(s,\theta)$ kann mit Gleichung 1 ermittelt werden, wobei diese für den Punkt $s = {}^{s_\mathrm{e}}\!/2$ immer gleich dem mittleren Radius r_m ist.
Die zulässigen Schubspannungen des Betons in Fugenebene $\tau_{\text{zul,mat}}$ können zum Beispiel mit dem Versagenskriterium von Speck [2] und dem Mohr'schen Spannungskreis bestimmt werden. Eine händische Ermittlung über den Formelapparat ist allerdings nicht praktikabel. Empfehlenswert ist hier eine grafische Ermittlung, wie in Abbildung 3 dargestellt.

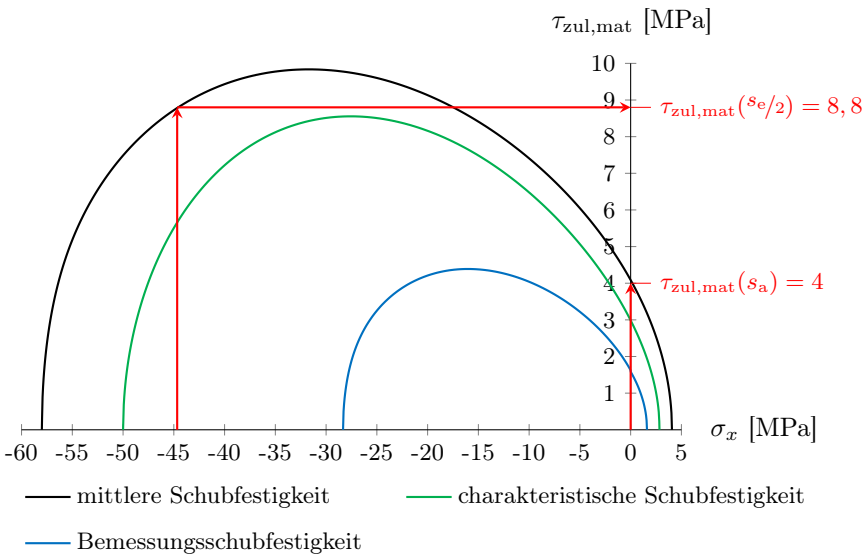


Abbildung 3: Schubfestigkeit eines Betons der Festigkeitsklasse C50/60 - Transformation der zweiachsialen Druck-Zug-Festigkeit

Mit den zulässigen Schubspannungen kann nun das in $\eta_{\mathrm{T}}(\zeta)$ eingehende ζ wie folgt berechnet werden. Es gilt $\zeta \geq 0$:

$$\zeta = \frac{\tau_{\text{zul},\mu}(s_{\mathrm{e}}/2) - \tau_{\text{zul,mat}}(s_{\mathrm{e}}/2)}{\tau_{\text{zul},\mu}(s_{\mathrm{e}}/2)} = \frac{22{,}34 - 8{,}8}{22{,}34} = 0{,}61 \geq 0 \quad \checkmark$$

Für die Berechnung des Abminderungsfaktors $\eta_{\mathrm{T}}(\zeta)$ wird in drei Fälle unterschieden. Für nähere Informationen sei auf [5] verwiesen. Das vorliegende Anwendungsbeispiel erfüllt die Bedingungen für den Fall 2. Demnach wird $\eta_{\mathrm{T}}(\zeta)$ wie folgt berechnet:

$$\eta_{\mathrm{T}}(\zeta) = \eta_{\mathrm{T},2}(\zeta) = 1 - \zeta^2 = 1 - 0{,}61^2 = 0{,}63$$

Nun kann die Torsionstragfähigkeit $M_{\mathrm{T,R}}$ mit Gleichung 8 ermittelt werden.

$$M_{\mathrm{T,R}} = -0{,}5 \cdot \big(-50 \cdot 2{,}8 + 110\big) \cdot 0{,}63 = 9{,}49 \text{ MNm} \geq \frac{0{,}5 \cdot 50 \cdot 0{,}2 \cdot 0{,}63}{3} \quad \checkmark$$

Der Nachweis der Torsionstragfähigkeit mit

$$\frac{M_{\mathrm{T,E}}}{M_{\mathrm{T,R}}} = \frac{7}{9{,}49} = 0{,}74 \leq 1 \quad \checkmark$$

ist damit erfüllt.

2.5 Querkrafttragfähigkeit

Die Querkrafttragfähigkeit einer Segmentfuge $V_{\mathrm{y,R}}$ kann mit Gleichung 9 berechnet werden.

$$V_{\mathrm{y,R}} = \frac{r_{\mathrm{m}} \cdot t \cdot \mu \cdot \eta_{\mathrm{V}}(\zeta) \cdot \cos\left(\theta/4\right)^2}{0{,}5 \cdot A \cdot I_z} \cdot \left[M_{z,\text{tot}} \cdot A \cdot \big(r_{\mathrm{m}} - 2 \cdot y_0 - r_{\mathrm{m}} \cdot \cos\left(\theta/2\right)\big) - 2 \cdot I_z \cdot N\right] \quad (9)$$

Die Querkrafttragfähigkeit von Segmentfugen wird durch den Abminderungsbeiwert $\eta_{\mathrm{V}}(\zeta)$ begrenzt. Die zulässigen Schubspannungen $\tau_{\text{zul},\mu}$ und $\tau_{\text{zul,mat}}$ an den Stellen s_{a} und $s_{\mathrm{e}}/2$ wurden bereits in Abschnitt 2.4 bestimmt. Der Abminderungsbeiwert $\eta_{\mathrm{V}}(\zeta)$ berechnet sich für den Fall 2 zu

$$\eta_{\mathrm{V}}(\zeta) = \eta_{\mathrm{V},2}(\zeta) = 1 - \zeta^{1{,}6} = 1 - 0{,}61^{1{,}6} = 0{,}45$$

Für das Anwendungsbeispiel ergibt sich demnach eine Querkrafttragfähigkeit von:

$$V_{\mathrm{y,R}} = \frac{2{,}8 \cdot 0{,}2 \cdot 0{,}5 \cdot 0{,}45 \cdot \cos\left(3{,}14/4\right)^2}{0{,}5 \cdot 1{,}77 \cdot 1{,}35} \cdot \left[21{,}49 \cdot 1{,}77 \cdot \big(2{,}8 - 2 \cdot 1{,}77 - 2{,}8 \cdot \cos\left(3{,}14/2\right)\big) + 2 \cdot 1{,}35 \cdot 50\right] = 12{,}73 \text{ MN}$$

Der Nachweis der Querkrafttragfähigkeit mit

$$\frac{V_{\mathrm{y,E}}}{V_{\mathrm{y,R}}} = \frac{3}{12{,}73} = 0{,}24 \leq 1 \quad \checkmark$$

ist damit erfüllt.

2.6 Vollständige Schnittgrößeninteraktion

Wie in diesem Aufsatz vorgestellt, gehen in die Torsions- und Querkrafttragfähigkeit die einwirkenden Schnittgrößen N und M ein. Da die Materialfestigkeit in der Nachweisführung berücksichtigt wird, ist im vorgestellten Nachweis der Torsions- und Querkrafttragfähigkeit auch ein Normalspannungsnachweis enthalten. Würden beispielsweise die Normalspannungen infolge N und M die Betondruckfestigkeit übersteigen, wird ζ zu eins, wodurch $\eta_{\mathrm{T}}(\zeta)$ und $\eta_{\mathrm{V}}(\zeta)$ zu null werden, was wiederum auch $M_{\mathrm{T,R}} = V_{\mathrm{R}} = 0$ setzt. Somit stellt eine Interaktionsgleichung der in [5] entwickelten Torsions- und Querkrafttragfähigkeit eine Interaktion aller Schnittgrößen dar. Von den Autoren wird eine lineare Interaktion beider Schubbeanspruchungen empfohlen.

$$\frac{M_{\mathrm{T,E}}}{M_{\mathrm{T,R}}} + \frac{V_{\mathrm{E}}}{V_{\mathrm{R}}} = 0{,}74 + 0{,}24 = 0{,}98 \leq 1 \quad \checkmark$$

3 Fazit

Eine Verifikation des zugrunde liegenden Modells kann [5] entnommen werden. Wie oben präsentiert, ist die Nachweisführung für die händische Handhabung geeignet, wobei ein automatisierter Gebrauch beispielsweise mit Microsoft Excel sicherlich effizienter ist. Dadurch ist das präsentierte Nachweismodell nicht nur geeignet, die Schubtragfähigkeit von Segmentfugen mit Kreisringquerschnitt zu ermitteln, die Nachweisführung ist auch deutlich einfacher und schneller als eine Berechnung mit Finiten Elementen. Somit ist dieses Nachweismodell nicht nur für die statische Berechnung von Windenergieanlagen interessant, sondern auch für ihre Vordimensionierung und Prüfung.

Literatur

[1] DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG E.V.: *DIN EN 1992-1-1 Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken*. Beuth, 2011

[2] (FIB) fédération internationale du b.: *Model Code for Concrete Structures 2010*. Ernst Sohn, 2013

[3] HAU, E. : *Windkraftanlagen: Grundlagen. Technik. Einsatz. Wirtschaftlichkeit*. Springer-Verlag, 2017

[4] HAUTMANN, D. : *Windkraft neu gedacht: Erstaunliche Beispiele für die Nutzung einer unerschöpflichen Ressource*. Carl Hanser Verlag GmbH Co KG, 2020

[5] LOH, L. : Zum Torsionstragverhalten vorgespannter Segmenttürme - Ein Nachweismodell für überdrückte und klaffende Segmentfugen mit Kreisringquerschnitt. In: *Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, Bergische Universität Wuppertal* (2023), Nr. 27

Baustatik – Baupraxis 15, © 2024, Technische Universität Hamburg

Optimierung und additive Fertigung von ressourceneffizienten Modellbrückenkörpern

Daniela Masarczyk[1], **Tizian Arold**[2], **Thomas Niendorf**[2], **Detlef Kuhl**[1]

[1] *Institut für Baustatik und Baudynamik, Universität Kassel*
[2] *Institut für Werkstofftechnik, Universität Kassel*

Zusammenfassung: Der vorliegende Beitrag skizziert den Design- und Fertigungsprozess gestaltoptimierter Modellbrückenkörper mit dem Ziel Perspektiven für künftige Brückendesigns zu demonstrieren. Methoden der numerischen Strukturoptimierung mit besonderer Berücksichtigung des Eigengewichts werden zum Designentwurf eingesetzt. Aufgrund der freien Formgebung ist die additive Fertigung, eng. „additive manufacturing“ (AM), zur Umsetzung der Strukturen besonders geeignet. Das Vorgehen bei der Erstellung des Strukturentwurfs sowie dessen Umsetzung im Modellmaßstab mithilfe AM werden präsentiert.

1 Motivation Formfindung mit Eigengewicht

Im Kontext nachhaltigen Bauens sowie vor dem Hintergrund erheblich gestiegener Preise für Baumaterialien [15] stellt der Entwurf ressourceneffizienter Tragstrukturen eine bedeutsame Aufgabe dar. Der Entwurfsprozess kann durch Methoden der numerischen Strukturoptimierung unterstützt werden, welche einen im Hinblick auf eine bestimmte Struktureigenschaft optimierten Strukturentwurf liefern, der als Grundlage für deren detailliertere Ausgestaltung dient. In dieser Studie wird der Designentwurf mithilfe einer Topologieoptimierung erstellt, wobei insbesondere die Strukturbelastung infolge Eigengewicht berücksichtigt wird. Die freie Formgebung der resultierenden Strukturen prädestiniert diese für die Umsetzung mithilfe AM.

Im Bauwesen werden Strukturen zu einem erheblichen Anteil durch ihr Eigengewicht belastet, welches in vielen Fällen die durch äußere Faktoren aufgebrachte Belastung deutlich übersteigt. Somit ist dessen Berücksichtigung im Rahmen der Strukturoptimierung unerlässlich. Bei der Betrachtung von Brückenkörpern wird deutlich, dass diese infolge ihres Eigengewichts eine erhebliche Biegebelastung erfahren. Dies soll anhand des Beispiels der Moselgoldbrücke in Abb. 1 illustriert werden, die durch ihr Eigengewicht sowie durch

einen fahrenden Bus belastet ist. Das Brückendeck ist als Biegebalken mit einer Länge von $L = 557$ m modelliert, dessen Eigengewicht als Gleichstreckenlast mit einem Wert von $q^{\mathrm{sw}} = 1.0 \cdot 10^5 \mathrm{Nm}^{-1}$ abgeschätzt ist, während der Bus durch eine Einzelkraft mit einem Wert von $F^{\mathrm{bus}} = 2.0 \cdot 10^5$ N abgebildet wird. Aus der kombinierten Belastung resultiert der halblogarithmisch dargestellte Biegemomentenverlauf, die gestrichelte Linie kennzeichnet den Beitrag der Verkehrslast. Es ist zu beobachten, dass die Biegebelastung des Brückenkörpers überwiegend durch sein Eigengewicht hervorgerufen wird. Große Biegemomente stellen eine kritische Beanspruchung dar und sind beim Strukturentwurf zu vermeiden. Somit ist beim Entwurf optimierter Tragstrukturen deren Eigengewicht maßgeblich zu berücksichtigen.

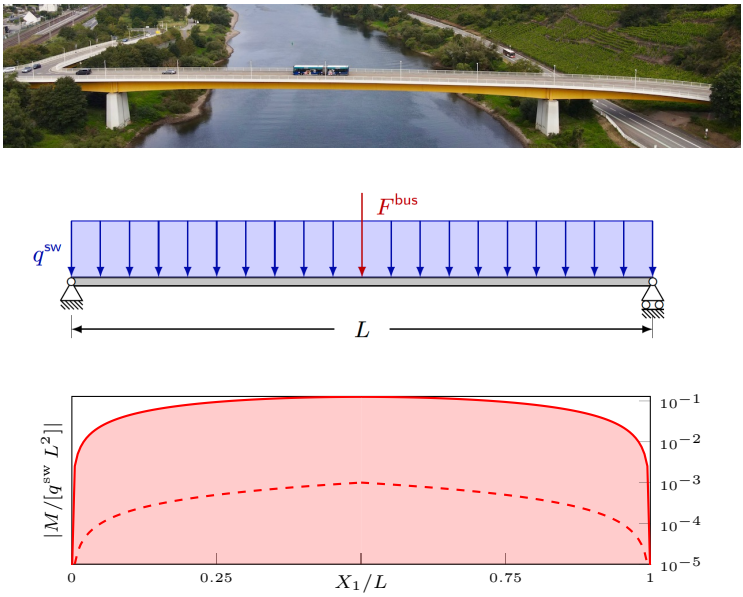
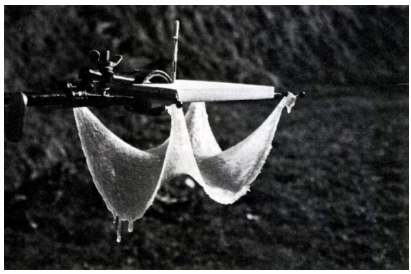


Abbildung 1: Moselgoldbrücke: Durchgezogene Linie: Biegemoment infolge Eigengewicht q^{sw} und Verkehrslast F^{bus}, gestrichelte Linie: Biegemoment infolge Verkehrslast F^{bus}

Die optimale Form bezüglich des Eigengewichts ist bekannt und durch die Kettenlinie gegeben, die mithilfe des Cosinus hyperbolicus beschrieben wird. Diese zeichnet sich durch Lastabtrag ausschließlich über Normalkräfte aus; besonders hervorzuheben ist deren Biegemomentenfreiheit, was einem gewünschten Beanspruchungsprofil entspricht. Während die Glieder einer hängenden Kette infolge ihres Eigengewichts ausschließlich durch Zugkräfte belastet werden, erfährt die Umkehrung der Kettenlinie, welche zur Formfindung von Bogenstrukturen verwendet werden kann, eine reine Druckbeanspruchung. Das Wissen über die mechanischen Eigenschaften von Hängeformen haben sich bereits die Baumeister Antoni Gaudí und Heinz Isler beim Entwurf ihrer einzigartigen Bauwerke zu Nutzen gemacht, siehe Abb. 2. Antoni Gaudí nutzte mit Gewichten versehene Seilmodelle zur Formfindung seiner weltweit bekannten Bauten [9], wie beispielsweise der Sagrada Família. Heinz Isler nutzte die Form hängender Membrane als Ausgangspunkt für den Entwurf einzigartiger Schalentragwerke, welche sich durch ihre, insbesondere im Verhältnis zu ihrer Spannweite, geringe Dicke sowie exzellente Trageigenschaften auszeichnen [13].

A)



B)

Abbildung 2: A) Hängemodell der Sagrada Família, Antoni Gaudí [5], B) Vierpunktgestütztes Gewebe in Polyester getaucht, Heinz Isler [13]

Die besondere Ästhetik der Werke dieser Baumeister sowie deren außergewöhnliche mechanische Konzeption motivieren den Einsatz der Strukturoptimierung beim Entwurf zukünftiger ressourceneffizienter Bauwerke.

2 Topologieoptimierung mit Eigengewicht

Zur Durchführung einer Topologieoptimierung ist Kenntnis des zu Verfügung stehenden Bauraums, der Lagerbedingungen sowie der Strukturbelastung erforderlich [3]. Als Optimierungsziel ist eine Struktureigenschaft vorgegeben, welche durch Verteilung des zur Verfügung stehenden Baumaterials erreicht wird. Die Entwurfsvariable $\boldsymbol{\chi}$ enthält für jedes Element des FE-diskretisierten Bauraums die Information, ob dieses mit Material belegt ist, oder nicht. Die Materialverteilung wird auf Grundlage einer Zielfunktion $f(\boldsymbol{\chi})$ im Sinne des Optimierungskriteriums bewertet. Im Rahmen der vorliegenden Studie wird die Struktursteifigkeit auf Grundlage einer Minimierung der elastischen Verzerrungsenergie $W(\boldsymbol{\chi})$

$$\min_{\boldsymbol{\chi}} f(\boldsymbol{\chi}) \qquad \text{mit} \qquad f(\boldsymbol{\chi}) = \frac{1}{2}\, W(\boldsymbol{\chi}) = \sum_{e}^{NE} \mathbf{r}_e(\boldsymbol{\chi}) \cdot \mathbf{u}_e(\boldsymbol{\chi}) \tag{1}$$

optimiert. Hierbei bezeichnet NE die Elementanzahl, $\mathbf{r}_e$ den Elementlastvektor und $\mathbf{u}_e$ den Elementverschiebungsvektor des FE-diskretisierten Systems. Das zur Verfügung stehende Baumaterial darf einen vordefinierten Volumenanteil des Bauraums $\bar{\chi}$ nicht überschreiten

$$g(\boldsymbol{\chi}) = \sum_{e=1}^{NE} \chi_e - NE\,\bar{\chi} \leq 0. \tag{2}$$

Da das diskretwertige Materialverteilungsproblem nicht effizient gelöst werden kann, wird dieses durch die Einführung kontinuierlicher Materialbelegungsdichten $0 \approx \chi_{\min} \leq \chi_e \leq 1$ relaxiert. Dennoch wird eine eindeutige Materialbelegung jedes Elements angestrebt, sodass mittlere Materialbelegungsdichten durch Senkung ihres Beitrags zur Struktursteifigkeit gegenüber ihres Materialverbrauchs, bestraft werden. Dies wird mithilfe des in [2] vorgestellten SIMP-Ansatz zur Interpolation des Materialverhaltens erreicht. Bei Berücksichtigung des

Eigengewichts ist dieser, aus numerischen Gründen, gemäß [4] für niedrige Elementdichten $\chi_e \leq \chi_c$ zu modifizieren

$$\boldsymbol{C}_e(\chi_e) = \begin{cases} \chi_e \left[\chi_c^{p-1} \boldsymbol{C}^0\right] & \text{wenn} \quad \chi_{\min} \leq \chi_e \leq \chi_c \\ [\chi_e]^p \boldsymbol{C}^0 & \text{wenn} \quad \chi_e > \chi_c. \end{cases} \qquad \text{mit} \quad \chi_c = 0.25 \tag{3}$$

Dabei bezeichnet $\boldsymbol{C}^0$ den Elastiziätstensor des betrachteten Materials und $p > 1$ den Penalty-Faktor zur Bestrafung mittlerer Dichten. Der Gradient der nun kontinuierlichen Zielfunktion ergibt sich somit zu

$$\frac{\partial f}{\partial \chi_e} = 2\,\frac{\partial \mathbf{r}_e}{\partial \chi_e} \cdot \mathbf{u}_e - \mathbf{u}_e \cdot \frac{\partial \mathbf{k}_e}{\partial \chi_e} \mathbf{u}_e, \tag{4}$$

wobei $\mathbf{k}_e$ die Elementsteifigkeitsmatrix bezeichnet. Im Gegensatz zur ausschließlichen Betrachtung externer Kräfte weist, bei Berücksichtigung des Eigengewichts als innere verteilte Kraft, die Zielfunktion ein nicht-monotones Verhalten bezüglich der Materialverteilung $\boldsymbol{\chi}$ auf. Das stark nichtlineare Optimierungsproblem mit einer Nebenbedingung und Variablenrestriktionen wird mithilfe einer für das gegebene Optimierungsproblem entwickelten Optimierungsroutine [11] auf Grundlage der Sequentiellen Quadratischen Programmierung von Schittkowski [14] gelöst.

3 Formfindung mittels Topologieoptimierung

Im Rahmen dieser Studie zur Formfindung gestaltoptimierter Brückenkörper wird ein ebener Bauraum der Abmessungen $5\mathrm{m} \times 1\mathrm{m}$ betrachtet, in dem ein ebener Spannungszustand wirkt. Die Optimierung erfolgt, aufgrund des typischerweise symmetrischen Beanspruchungsprofils von Brücken, unter Einsatz von Symmetrierandbedinungen. Vorgegeben ist eine Lagerung des Brückendecks, welche dessen Absinken verhindern soll, sowie die Verankerung einer Stützstruktur unterhalb des Brückendecks. Der gelagerte Bauraum ist in Abb. 3 dargestellt.

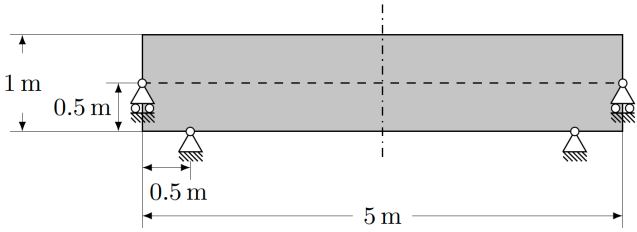


Abbildung 3: Bauraum mit Symmetrielinie und Lagerrandbedingungen, gestrichelte Linie: Position des Angriffs äußerer Kräfte

Die Diskretisierung beinhaltet 250×100 Finite Lagrange Elemente mit quadratischen Ansatzfunktionen, die Strukturanalyse mittels FEM erfolgt unter Annahme kleiner Deformationen. Für das Baumaterial werden die Materialparameter von Stahl eingesetzt. Ein maximaler Volumenanteil von $\bar{\chi} = 30\%$ des Bauraums darf mit Material belegt werden. Die betrachteten

Lastfälle sind in Abb. 4 dargestellt. A) Zunächst erfährt der Bauraum eine reine Gravitationsbelastung. B) Danach wird am Ort des Brückendecks eine konstante Linienkraft q^{sw} als Modell der äußeren Einwirkungen aus dem Brückendeck eingebracht. C) Schließlich wirkt eine zusätzliche Einzelkraft in der Mitte des Brückendecks, welche die Verkehrslast F^{bus} repräsentiert.

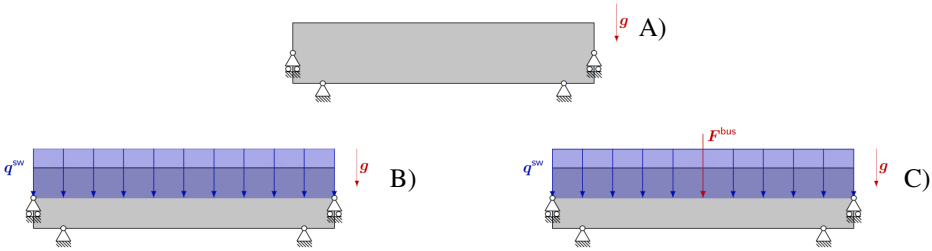


Abbildung 4: Lastfälle A) reines Eigengewicht, B) Gewicht Brückendeck, C) Verkehrslast

Die Ergebnisse der Topologieoptimierung sind in Abb. 5 aufgeführt. Für A) reines Eigengewicht resultiert, wie erwartet, eine Bogenstruktur, deren Gestalt mithilfe einer hyperbolischen Cosinus-Funktion beschrieben werden kann. Die Lagerstellen zum Abstützen des Brückendecks sind mit der Bogenstruktur verbunden.

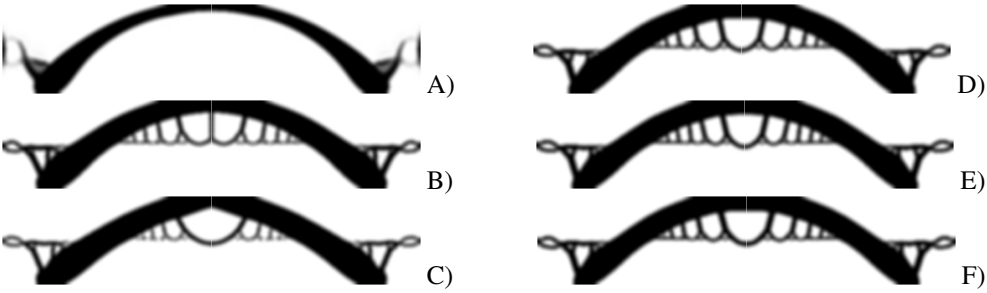


Abbildung 5: Optimierungsresultate A) reines Eigengewicht, B) Last infolge Brückendeck mit $q^{\mathrm{sw}}\,L = F^g$, C) Last Brückendeck und Verkehrslast mit $F^{\mathrm{bus}} = q^{\mathrm{sw}}\,L = F^g$, Variation Last infolge Brückendeck B) mit D) $q^{\mathrm{sw}}\,L = 2.5\,F^g$, E) $q^{\mathrm{sw}}\,L = 5\,F^g$, F) $q^{\mathrm{sw}}\,L = 10\,F^g$

Die zusätzliche Kraft infolge des Brückendecks B) induziert das Ausbilden von Hängern zwischen Bogen und Brückendeck mit besonders bemerkenswerter Ausformung: Sie weisen ebenfalls eine bogenartige Gestalt auf, was darauf zurückzuführen ist, dass auch deren Eigengewicht in die Optimierung miteinbezogen wird. Das Optimierungsresultat weist eine starke Übereinstimmung mit real existierenden Bogenbrücken auf. Das Hinzufügen einer Einzelkraft C) bewirkt eine leicht veränderte Ausgestaltung der Hänger. Im Vergleich zu reinem Eigengewicht A) weist die Bogenstruktur bei zusätzlicher Belastung durch äußere Kräfte B) und C) eine gleichmäßigere Dicke auf. Auch ruft das Einbringen einer zusätzlichen Einzelkraft C) eine Verminderung der Krümmung des Bogens hervor. Eine Variation des Lastfalls B) mit unterschiedlichen Linienkräften D), E) und F) verdeutlicht, dass der Betrag der

Linienkraft die sich einstellende Materialverteilung kaum beeinflusst. Zusammenfassend ist die Bedeutung der Berücksichtigung des Eigengewichts in der Optimierung hervorzuheben, da sich dieses selbst bei erheblicher Dominanz äußerer Lasten entscheidend auf die optimale Materialverteilung im Bauraum und somit das Strukturdesign auswirkt.

4 Herstellung topologieoptimierter Strukturen mittels AM

Die Realisierung der meist komplexeren Geometrien topologieoptimierter Bauteile stößt unter Verwendung konventioneller, urformender und subtraktiver Fertigungsverfahren aufgrund der Limitierungen in ihrer Gestaltfreiheit schnell an ihre Grenzen. Dies macht die Verwendung komplexer Baugruppen, die aus vielen Einzelelementen bestehen, häufig notwendig. Da AM-Prozesse eine höhere Gestaltungsfreiheit erlauben, können komplexe Bauteilgeometrien leichter umgesetzt, und ganze Baugruppen zu einem Bauteil fusioniert werden [16]. In AM

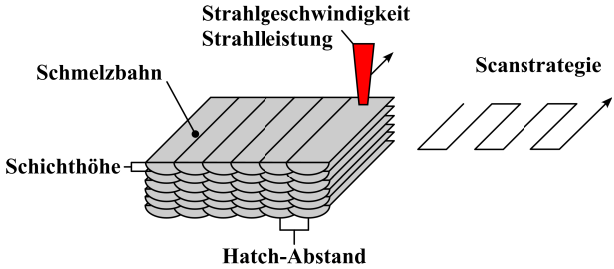


Abbildung 6: Schematische Darstellung gängiger Prozessparameter in PBF Prozessen unter Verwendung der Snakescanningstrategie.

Verfahren werden Objekte Schicht für Schicht durch Verbinden von Material auf Basis von 3D-Modelldaten gefertigt. Nach DIN 8580 [7] gehören AM Prozesse ebenfalls in die Gruppe der urformenden Fertigungsverfahren und können weiter unterteilt werden in Freistrahl-Bindemittelauftrag (BJT), Materialauftrag mit gerichteter Energieeinbringung (DED), Materialextrusion (MEX), Freistrahl-Materialauftrag (MJT) und pulverbettbasiertes Schmelzen (PBF). Das PBF Verfahren kann weiter untergliedert werden auf Basis der verwendeten Energiequelle, d. h. durch Elektronenstrahl (PBF-EB/M) oder Laserstrahl (PBF-LB/M). Die Wahl eines geeigneten AM Verfahrens hängt von einer Vielzahl unterschiedlicher Faktoren wie z.B. des Materialtyps, der technischen Limitationen, der geforderten Materialeigenschaften, der Notwendigkeit spezieller Nachbehandlungsschritte und der geforderten Oberflächengüte ab [8]. Mittels anlagenspezifischer Software, auch Slicer genannt, werden den zu fertigenden 3D-Modellen Prozessparameter und Scanningstrategien zugewiesen, und ihre Bauteilgeometrie in die einzelnen aufzubauenden Schichten abgeleitet. Gängige Prozessparameter, vor allem in PBF Prozessen, sind die Strahlleistung, die Strahlgeschwindigkeit, der Hatch-Abstand, sowie die Schichthöhe, siehe Abb. 6. Alle Parameter in Kombinationen bestimmen den Energieeintrag in das Bauteilvolumen und beeinflussen in Verbindung mit der gewählten Scanstrategie die Erstarrungsbedingungen und somit resultierende Mikrostruktur, sowie mechanischen Eigenschaften [10]. Je nach gewähltem Fertigungsprozess müssen bestimmte

Abbildung 7: Fertiung eines Brückenelements mittels DED mit einer Anlage von MX3D [12].

Designregeln eingehalten werden. Insbesondere für PBF Prozesse spielt dabei die Bauteilorientierung und der Einsatz von Stützstrukturen eine bedeutende Rolle. Die Bauteilorientierung beeinflusst den Verzug, die Eigenspannung und die Anzahl notwendiger Stützstrukturen und kann die Prozessdauer erheblich erhöhen. Daher ist eine sorgfältige Abwägung der Bauteilorientierung im Bezug zur Baurichtung wichtig. [6]

Aufgrund der für AM Prozesse hohen Formtoleranz, sowie der Möglichkeit der Fertigung von Überhängen, sind PBF Prozesse gut geeignet, um kleinere Bauteile oder Modelle zu fertigen. Für PBF-EB/M liegt die maximale Bauteilgröße bei ungefähr $300\,\mathrm{mm} \times 300\,\mathrm{mm} \times 400\,\mathrm{mm}$, und für PBF-LB/M Prozesse bei $820\,\mathrm{mm} \times 820\,\mathrm{mm} \times 1600\,\mathrm{mm}$ [1], sodass sich die Fertigung einer topologieoptimierten Brücke zunächst auf den Modellmaßstab beschränkt. Größere Bauteile, wie Brückenelemente (Abb. 7), können zum Beispiel mit dem DED Verfahren gefertigt werden. Somit wird künftig auch die additive Fertigung optimierter Brückenkonstruktionen in den Bereich des Möglichen rücken.

5 Fazit

Im Rahmen dieser Studie wurde erfolgreich die numerische Topologieoptimierung zur Formfindung von Brücken eingesetzt. Die berechneten Strukturen weisen eine hohe Ähnlichkeit zu bestehenden Bogenbrücken auf. Eine Weiterverbreitung der Konzepte mechanisch optimalen Bauens ist im Sinne des Entwurfs ressourceneffizienter Tragstrukturen anzustreben. Für die Umsetzung der Strukturentwürfe zeigt sich die additive Fertigung als geeignetes Mittel, was durch die hohe Gestaltfreiheit dieser Verfahren zu erklären ist. Designs im Modellmaßstab können mittels AM Verfahren im Pulverbett umgesetzt werden, wohingegen zur Fertigung realer Strukturen im Bauwesen ausschließlich DED Verfahren in Frage kommen. Die mechanische Tragfähigkeit der Brückenmodelle ist zu untersuchen. Weiterhin sind in nachfolgenden Untersuchungen zur Umsetzbarkeit gestaltoptimierter Strukturen mittels AM die mechanischen Eigenschaften des Baumaterials in die Optimierung einzubeziehen. So können mittels AM generierte Werkstoffe aufgrund der Richtung des Materialauftrags eine Anisotropie aufweisen, welche in die Optimierung integriert werden kann.

Literatur

[1] *Sintavia to acquire large-scale M 8K metal Additive Manufacturing machine from AM-CM*. https://www.metal-am.com/sintavia-to-acquire-large-scale-m-8k-metal-additive-manufacturing-machine-from-amcm/, Nov. 2023. – Accessed: 15.11.2015

[2] BENDSØE, M. P.: Optimal shape design as a material distribution problem. In: *Structural optimization* 1 (1989), S. 193–202

[3] BENDSØE, M. P. ; SIGMUND, O. : *Topology optimization: theory, methods, and applications*. Springer Science & Business Media, 2003

[4] BRUYNEEL, M. ; DUYSINX, P. : Note on topology optimization of continuum structures including self-weight. In: *Structural and Multidisciplinary Optimization* 29 (2005), S. 245–256

[5] DARDEN, S. ; DARDEN, D. : *Adagio Journal - Gaudí: La Sagrada Família Museum*. https://adagiojournal.wordpress.com/, 15.11.2011. – Accessed: 25.10.2023

[6] DELFS, P. u. a.: Optimized build orientation of additive manufactured parts for improved surface quality and build time. In: *Additive Manufacturing* 12 (2016), S. 314–320

[7] Norm DIN 8580 Dez. 2022. *Fertigungsverfahren - Begriffe, Einteilung*

[8] GOKULDOSS, P. K. u. a.: Additive manufacturing processes: Selective laser melting, electron beam melting and binder jetting—Selection guidelines. In: *Materials* 10 (2017), Nr. 6, S. 672

[9] HUERTA FERNÁNDEZ, S. : El cálculo de estructuras en la obra de Gaudí. In: *Ingenieria civil* (2003), Nr. 130, S. 121–133

[10] LEE, J. u. a.: Microstructural effects on the tensile and fracture behavior of selective laser melted H13 tool steel under varying conditions. In: *Materials Characterization* 155 (2019), S. 109817

[11] MASARCZYK, D. ; KUHL, D. : Topology optimization considering self-weight. In: *PAMM* (2023), S. e202300258

[12] PAOLINI, A. u. a.: Additive manufacturing in construction: A review on processes, applications, and digital planning methods. In: *Additive manufacturing* 30 (2019), S. 100894

[13] RAMM, E. ; SCHUNCK, E. : *Heinz Isler, Schalen: Katalog zur Ausstellung*. 1986

[14] SCHITTKOWSKI, K. : NLPQL: A Fortran subroutine solving constrained nonlinear programming problems. In: *Annals of operations research* 5 (1986), S. 485–500

[15] SCHUMACHER, H. : Wie die Rohstoffknappheit deutsche Bauherren trifft. In: *WirtschaftsWoche* (2022)

[16] YANG, S. u. a.: A new part consolidation method to embrace the design freedom of additive manufacturing. In: *Journal of Manufacturing Processes* 20 (2015), S. 444–449

Baustatik – Baupraxis 15, © 2024, Technische Universität Hamburg

Design Framework for Suction Bucket Jacket Foundations of Offshore Wind Turbines

Karsten Schürmann, Arthur Curi, Patrick Gütz

Ramboll Deutschland GmbH, Wind Engineering, Hannover

Abstract: Foundations for offshore wind turbines (OWT) are designed to withstand dynamic environmental loads from wind and waves, considering effects of resulting OWT motion and soil-structure interaction. The design approach typically consists of an iterative process including aero-elastic modelling and finite element analyses of structural details with complex geometry. In view of the growing focus on jacket support structures for offshore wind farms, this paper outlines an efficient jacket design framework developed by Ramboll.

1 Introduction

Offshore wind energy is of major importance to achieve the targets of the EU Green Deal towards climate neutrality by 2050. The German government has set ambitious expansion targets for offshore wind energy, aiming for 30 GW of installed capacity by 2030, 40 GW by 2035 and 70 GW by 2045, see [1]. In addition, 9 countries including Germany have committed to join forces in the Ostend Declaration to develop the North Sea as Europe's largest green power plant, with a total capacity of 300 GW by 2050. By the end of 2022, 8.1 GW have been installed, see [1].

Schaumann et al. (2021) [2] summarize the most common support structures developed for offshore wind turbines (OWT) in recent years. Monopiles are currently the most frequent support structures – in particular for locations with relatively shallow water depths (< 30 m) and favorable soil properties – due to their simple geometry for design and fabrication, enabling a serial production by utilizing highly automated submerged arc welding.

In the past three decades, 75 % of the commissioned wind farms were installed in shallow water below 30 m according to a study carried out by Rystad Energy in 2020, see [3]. However, according to the International Energy Agency [4], future bottom-fixed offshore wind farms will be located further away from shore and in greater water depths with more than 60 m to reach the ambitious expansion targets. For these locations, lattice supporting structures such as jacket foundations are a reasonable alternative, see Figure 1.

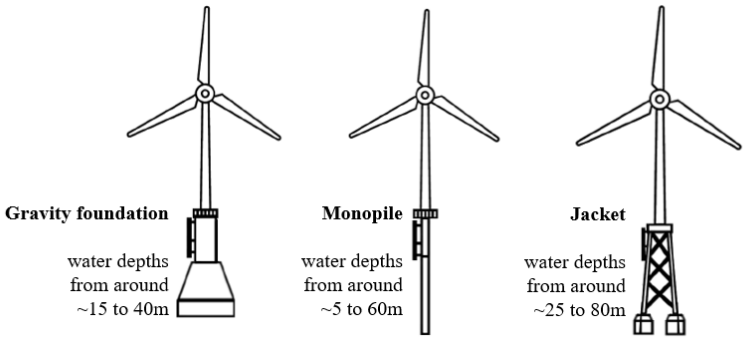


Figure 1: Support structure design types for OWT and application for different water depths

2 Design framework for jacket support structures

2.1 Support structure and foundation definitions

Jackets are lattice hollow-section frameworks similar to structures of oil and gas platforms, characterized by high rigidity with comparatively low material input. The interface to the OWT tower is established by a transition piece that includes a working platform and equipment for the turbine's operation. The hollow-section components along the jacket are assembled by welded tubular joint variants defined as double-K- (DK-), X- and double-Y-joints, see Figure 2 (right). Jackets are designed with three or four-legs and are fixed to the seabed through driven piles, connected to the jacket legs by a grouted connection.

An alternative to the pile foundation is the suction caisson (also called suction bucket), which consists of a large steel cylinder (or "skirt") with an open-end at the bottom and a closed-end top circular plate stiffened by girders to form the caisson lid at the connection to the jacket leg, see Figure 2 (right). A cylinder runs from the caisson lid plate vertically for connection with the leg of the jacket structure. The lid geometry is generally symmetrical, but not necessarily centric, about the jacket leg for each caisson apart from some cut outs provided for the installation equipment attachments.

Though used in the oil and gas (O&G) industry for decades, suction caissons are less common in offshore wind, where the loads on the foundation differ significantly and the design is to be optimized for a large quantity in comparison to single structures for O&G platforms. Still, suction caisson jackets (SCJ) have been increasingly deployed in the last decade from first demonstrator to full scale commercial offshore wind farm.

In particular at sites where soil conditions might impose challenges to driving the piles and where strict requirements regarding noise emissions apply, the SCJ have the benefit of a relatively shallow embedment depth into the soil as well as a quick and silent installation. The installation of the suction caissons relies on the initial self-weight penetration followed by a suction assisted installation phase, in which pumps extract water from inside the caissons and therefore generate a suction pressure underneath the caisson's lid that is driving the caisson further into the soil. It is noted that suction caissons are not suitable for very shallow water depth and depending on the ground conditions, the installation process may be

challenging with multiple refusal mechanisms. However, industry experience currently builds up and the development of ground risk mitigation measures is ongoing [5].

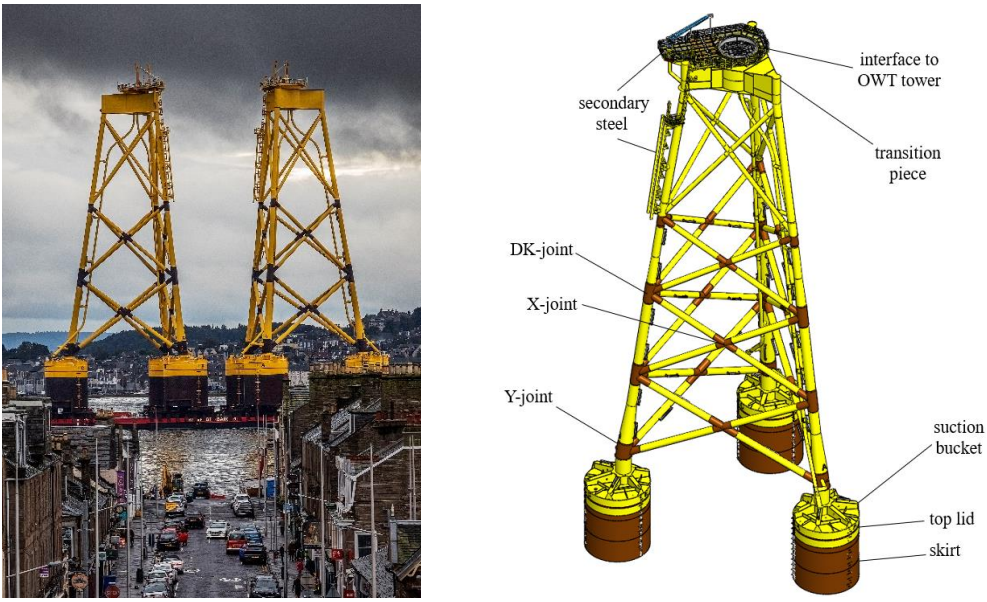


Figure 2: Left: loadout of suction caisson jacket for Seagreen Wind Energy (SSE Renewables); right: exemplary sketch of key structural components

Foundations for OWT are designed to withstand dynamic environmental loads from wind and waves according to the requirements prescribed in standards and recommended practices prepared by authorities such as DNV, the European Committee for Standardization, Standards Norway, the International Electrotechnical Commission or the American Petroleum Institute. In Germany, offshore support structures should also comply with the regulations of the Federal Maritime and Hydrographic Agency (Bundesamt für Seeschifffahrt und Hydrographie - BSH), which have been prepared by governmental agencies alongside certification bodies, industry representants and research facilities. The requirements of BSH may have several implications on the design of the support structures when compared to projects in other countries, especially for the design of axially loaded piles, grouted connections, and gravity-based foundations.

2.2 Structural analysis methodology and computational modelling

To properly represent the dynamic loads and structural response, the analyses for the design of the support structures are performed in the time domain. The Ultimate Limit State rarely drives the design of jackets, and it is rather the Fatigue Limit State that usually provides the governing load conditions, defined by several thousands of load cases prescribed by the relevant standards, such as IEC61400-3 [6] and DNV-ST-0126 [7].

The detailed assessment of complex structural elements such as tubular joints, critical hot-spots at the transition piece, the grouted connections to the driven piles or the suction caisson requires detailed shell or solid finite-element (FE) models. Especially with regard to the large number of design load cases (DLCs) to be considered for the fatigue analysis of a jacket structure, the consideration of such detailed FE-models is challenging with respect to the computational effort.

Figure 3 presents an overview of Ramboll's state-of-the-art design framework. It consists of a hybrid structural model combining a comprehensive Timoshenko beam formulation with the detailed FE-representations of non-trivial structural components like tubular joints, TP and suctions caissons. By applying this framework as part of Ramboll's in-house Offshore Structural Analysis Programs (ROSAP), the computational challenges can be overcome as it enables a parallel computing for the execution of multiple repetitive analyses.

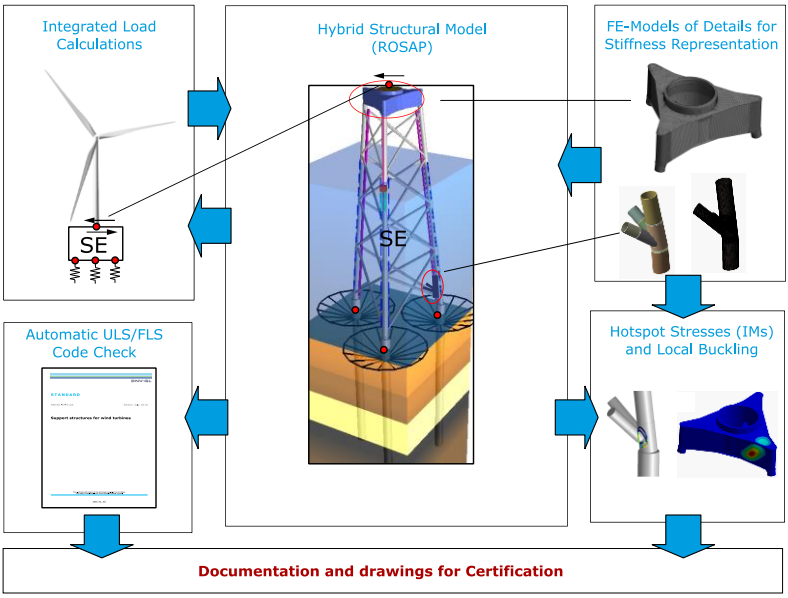


Figure 3: ROSAP design framework for jacket structures according to Nielsen et al. (2019) [8]

The computational model setup is fully parametric and thus allows for an efficient assessment of a wide range of configurations with, e.g., varying geometry, soil profiles, water depths etc., especially when combined with Ramboll's cloud computation setup. All load case definitions and their parametrizations are maintained in detailed load case tables. They form the interface to the load integrated analysis, which is either carried out by Ramboll in-house or by the turbine vendor.

The core of the structural design framework is a global beam model of the foundation in ROSAP. Such a beam-based model is sufficient for representing the overall geometry and stiffness properties accurately. For most practical applications, relevant secondary steel structures such as boat landing, J-tubes, ladders and platforms can be represented by mass and area appurtenances as illustrated in Figure 4 (left) to account for their contributions to the dynamic structural mass and the external loading. However, detailed models of these components may be included if required.

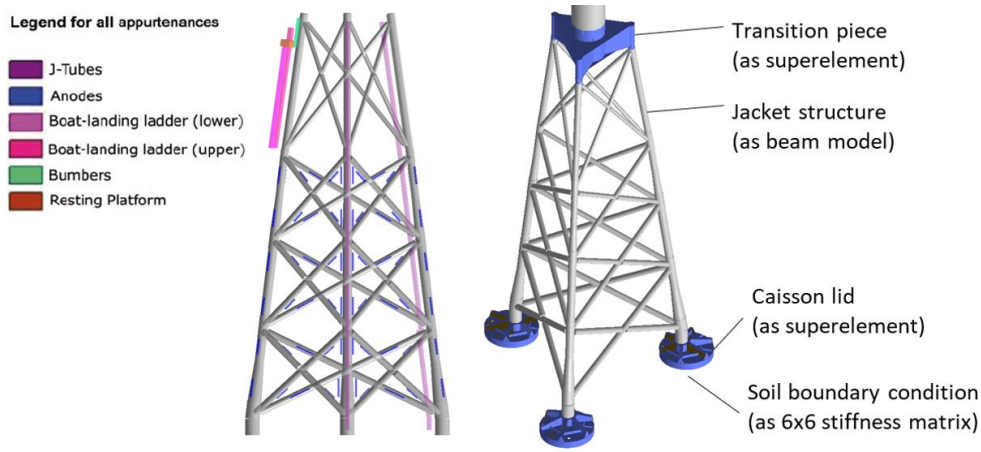


Figure 4: Global beam-based model in ROSA including distributed appurtenances for secondary steel structures (left) and superelements for structural components with complex geometry (right), modelled with the aid of shell or solid finite-element

Non-trivial structural details such as the TP, tubular joints, grouted connections and suction buckets are modelled in special purpose FE software such as ANSYS, which can accurately account for the three-dimensional spatial extent, material variation and mass and stiffness distribution. The detailed FE model representations can then be included directly in the global hybrid model by replacing the relevant geometry with a superelement, see Figure 4 (right). The method of transferring the structural behaviour of the TP and the buckets from an advanced 3D model to a beam model by using the so-called superelements is also often referred to as substructuring or Guyan reduction, see [9]. Further details can be found in [8]. To validate the implementation of these superelements, displacements under unit loads are compared between the detailed FE solid or shell model (in e.g. ANSYS) and the superelement included in ROSAP.

The embedded suction bucket as foundation for the jacket is represented in ROSAP by a 6x6 stiffness matrix, which describes the suction caisson's response to a certain load. Such a stiffness matrix is representative for a characteristic vertical, horizontal and moment (VHM) load combination. Since the suction caisson's bearing behavior is non-linear, iterations within a geotechnical 3D FE model defined in PLAXIS (see Figure 5) and a substructure model in ROSA (see Figure 4) are carried out. A convergence criterion is defined to ensure accuracy of the solution.

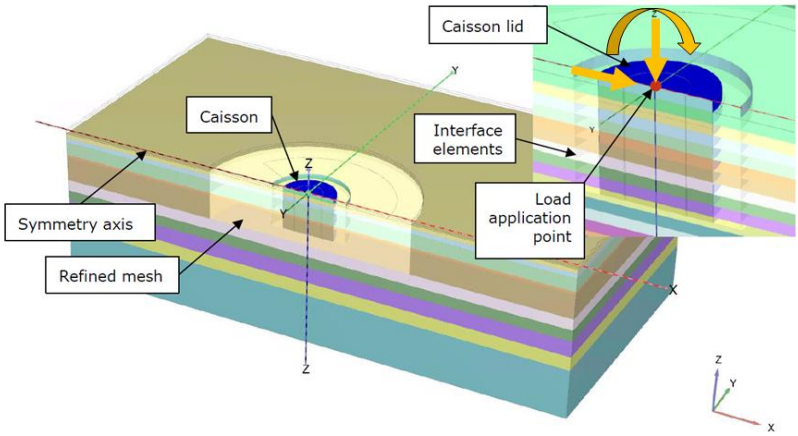


Figure 5: Geotechnical FE model in PLAXIS 3D to calculate the suction caisson's stiffness matrix representing the response to characteristic VHM load condition

The main load direction on the individual foundations is axial with limited shear loads and overturning moments correlating with the stiff connection to the jacket leg. For a simple qualitative discussion, only the axial load component is considered in here. In general, the bearing behavior under compression is stiffer and has a higher capacity in comparison to tension, which is the reason why tensile loads on suction caissons are often driving the design. In addition, the tensile bearing behavior also depends on the load's rate and period and hence the geotechnical design needs to cover high load magnitudes under relatively short load periods (partially drained to undrained response under e.g. single waves within a storm) as well as sustained tensile loads with lower magnitude (evoking drained resistance under e.g. continuous wind load in operation). While the drained tensile resistance is limited to the shaft friction along the caisson's skirt and is thus often relatively small, the partially drained to undrained behavior mobilizes passive suction pressure underneath the caissons lid and results in larger resistances. Both cases are covered by appropriate calculation models.

2.3 Integrated load iteration

Since the design of both the wind turbine and the tower is typically outside the scope of the foundation designer, the calculation of representative design loads accounting for the indirect excitations associated with wind loading is performed in collaboration with the wind turbine designer. The integrated load calculation process between the foundation designer and the turbine vendor is depicted in Figure 6 and the steps can be summarized as follows:

1. A hybrid structural model of the foundation is prepared by the foundation designer.

2. For each load case, the foundation model along with the associated wave load time series are condensed into a so-called superelement (SE). This is typically based on the Craig-Bampton approach (1967) [10], see [8]. The obtained superelement represents stiffness, mass and damping of the foundation and soil system in the aero-elastic analysis performed by the turbine vendor.

3. The turbine designer performs the aero-elastic simulation in the time domain for combined wind, wave and other environmental loads and delivers load-time series extracted at the tower base. The tower base usually serves as the common interface between the turbine vendor and the foundation designer.

4. The foundation designer then applies the interface load-time series to the hybrid structural foundation only model and recovers the response of the structure in a dynamic time domain analysis, which forms the basis for the subsequent foundation design. This approach is commonly referred to as a force-controlled recovery run.

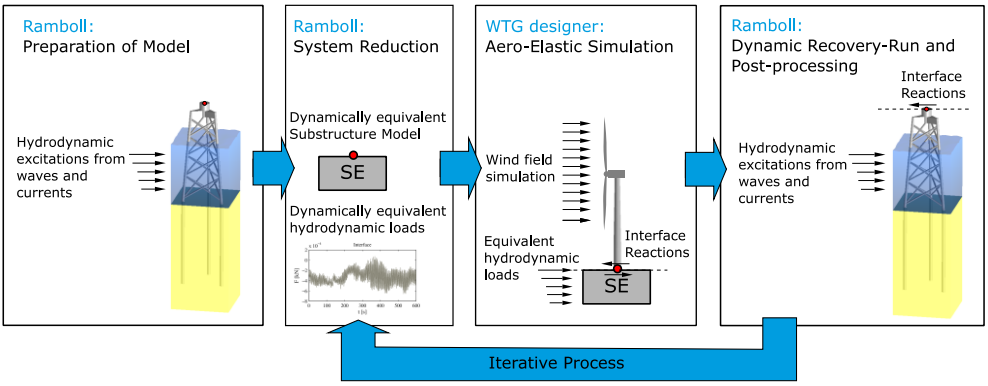


Figure 6: Process of the integrated load iteration between the foundation designer and the turbine vendor according to Nielsen et al. (2019) [8]

The force-controlled and dynamic recovery-run yields highly accurate results as validated in van der Valk et al. (2015) [11] and Nielsen et al. (2016) [12] as long as the superelement SE accurately represents the spectral properties of the underlying foundation model and thereby its interaction with the superstructure. Further information on the integrated load iteration is given in [8].

3 Conclusion

This paper describes how the design of a complex structure can be streamlined into an efficient and accurate process – in this example, the suction bucket jacket substructure for an offshore wind turbine. The framework presented here has been used on numerous commercial projects in accordance with the relevant codes and standards and has been successfully validated by certifying agencies such as DNV, Lloyds and Bureau Veritas.

A fully parametric computational model setup enables the analysis of a wide range of configurations. The application of superelements provides detailed representation of the structure's geometry and stress distributions where relevant, while still minimizing computational effort for the simulation of the whole structure.

References

[1] DEUTSCHE WINDGUARD. Status des Offshore-Windenergieausbaus in Deutschland – Jahr 2022.

[2] SCHAUMANN, P.; BÖHM, M.; SCHÜRMANN, K. Improvements in the fatigue design support structures for offshore wind turbines. Steel Construction 14, No. 2 (2021) pp. 74–82. https://doi.org/10.1002/stco.202000060

[3] RYSTAD ENERGY. Put the jacket on! UK leads the offshore wind foundation trend that will break records this year (2020). https://w3.windfair.net/wind-energy/pr/33738-rystad-energy-offshore-foundation-jacket-uk-germany-global-wind-farm-data-lattice-anchor-water-depth [last checked 16.11.2023]

[4] INTERNATIONAL ENERGY AGENCY. Offshore Wind Outlook 2019. IEA Publications, France, 2019.

[5] JOSEPH, T.; MALLIKARACHCHI, H.; HOULSTON, P.; GÜTZ, P.; HAMDAN, A; POWELL, T.A.; JONES, L. Mitigation of Suction Caisson Refusal by Two-Way Cyclic Installation – Part I. In: Proceedings of the 9th International SUT OSIG Conference "Innovative Geotechnologies for Energy Transition", London, UK, 2023.

[6] INTERNATIONAL ELECTROTECHNICAL COMMISSION. IEC 61400-3-1:2019 Wind energy generation systems - Part 3-1: Design requirements for fixed offshore wind turbines. Standard. 2019.

[7] DNV. DNV-ST-0126 Support structures for wind turbines. Standard. 2021

[8] NIELSEN, M. B.; JENSEN. J. F.; HARPER, C.; KNUDSEN, L.; PEDERSEN. R. R. State-of-the-art framework for design of offshore wind jacket foundations. Steel Construction 12, No. 3 (2019), pp. 209-214.

[9] GUYAN, R. Reduction of Stiffness and Mass Matrices. AIAA Journal Vol. 3, No. 2 (1965).

[10] CRAIG JR., R. R.; BAMPTON, M. C. C. Coupling of substructures for dynamic analyses. AIAA Journal 6 (1967), pp. 1313–1319.

[11] VAN DER VALK, P. L. C.; VOORMEEREN, S. N.; DE VALK, P. C.; RIXEN, D.
J. Dynamic models for load calculation procedures of offshore wind turbine support structures: Overview, assessment, and outlook. Journal of Computational and Nonlinear Dynamics 10 (2015).

[12] NIELSEN, M. B.; JENSEN, J. F.; AUGUSTYN, D.; PEDERSEN, R. R. Efficient response recovery procedures for detailed design of jacket foundations. Proc. of 6th Intl. Conf. on Structural Engineering, Mechanics & Computation, Cape Town, South Africa, 2016.

Minisymposium Baudynamik

Organisatoren

- **Hamid Sadegh-Azar**
  Fachgebiet Statik und Dynamik der Tragwerke, Rheinland-Pfälzische Technische Universität Kaiserslautern-Landau

- **Arndt Goldack**
  Lehr- und Forschungsgebiet Tragkonstruktionen Baustatik und Baudynamik, Bergische Universität Wuppertal

Baustatik – Baupraxis 15, © 2024, Technische Universität Hamburg

Problemstellungen der menscheninduzierten Einwirkungen auf Tragwerke in der Praxis: Lastansätze und Bewertungskriterien

Nouman Elias[1], Hamid Sadegh-Azar[1], Frank Klimaszyk[2]

[1]*Lehrstuhl Statik und Dynamik der Tragwerke - RPTU Kaiserslautern*
[2]*bwp Burggraf + Weber Beratende Ingenieure GmbH, München*

Zusammenfassung: Menscheninduzierte Schwingungen von Baustrukturen sind kein neues Phänomen, gewinnen aber mit steigenden Anforderungen an Bedeutung. Schlanke und filigrane Konstruktionen können durch den Menschen angeregt und in ihrer Gebrauchstauglichkeit beeinträchtigt werden. Eine konservative Auslegung erfordert erhöhten Aufwand und treibt die Kosten in die Höhe. Dieser Beitrag regt eine Diskussion über die grundlegende Methodik zur Untersuchung von menscheninduzierten Schwingungen an. Darüber hinaus wird ein kurzer Überblick über aktuelle Lastansätze und geltende Anhaltswerte gegeben. Die reine Berechnung dynamischer Parameter zur Bestimmung der Schwingungsanfälligkeit ist mit vielen Unsicherheiten verbunden, die eine genaue Vorhersage der Schwingungsamplituden in der Praxis erschweren.

1 Einführung

Die zunehmende Verwendung filigraner, schlanker und weitgespannter Bauweisen sowie ressourcenschonender und innovativer Materialien hat zu erhöhter Anfälligkeit von Bauwerken und Strukturen für Schwingungen geführt. Besonders bei weitgespannten Konstruktionen, wie Stadien, Schulen, Sporthallen und Fußgängerbrücken, ist die Beurteilung des Schwingungsverhaltens ein wichtiger Bestandteil der Auslegung. Menscheninduzierte Schwingungen können die Wahrnehmungsschwelle überschreiten, das Wohlbefinden negativ beeinflussen oder sogar Panik auslösen und damit die Gebrauchstauglichkeit und sogar die Tragsicherheit beeinträchtigen. Konservative Bemessungsansätze führen oft zu hohen konstruktiven Anforderungen und Kostensteigerungen. In diesem Beitrag werden realistische Lastansätze, Berechnungs- und Bewertungsmethoden zur effizienten Beurteilung von Schwingungen in weitgespannten Strukturen diskutiert, um eine effektive und kosteneffiziente Auslegung zu ermöglichen und eventuell notwendige nachträgliche Bauwerksertüchtigungen zu vermeiden.

Häufig werden bei der dynamischen Auslegung gegen menscheninduzierte Schwingungen sehr konservative Annahmen getroffen, die in der Realität nicht oder nur selten auftreten. Ein Beispiel hierfür ist die VDI 2038-1 [1], die für den Lastfall Springen im Fitnessbereich eine Personendichte von 0,25-0,5 Pers/m² angibt. Diese Angabe führt in vielen Fällen, insbesondere bei der Auslegung von Großsporthallen, zu unrealistischen Annahmen von sehr großen und synchron hüpfenden Menschenmassen. Darüber hinaus können bei der Berechnung infolge konservativ angenommener niedriger Dämpfung und geringer Steifigkeit (aufgrund von beispielsweise Rissbildungen im Beton im Zustand II) sehr hohe Amplituden ermittelt werden, die jedoch nur durch aufwendige und kostenintensive Maßnahmen wie Versteifungen oder Schwingungstilger in den Griff zu bekommen sind. Die Konservativität der Annahmen resultiert aus den Unsicherheiten bezüglich der einwirkenden Lasten sowie den schwer abschätzbaren dynamischen Eigenschaften der Baustrukturen. In der Regel wird nach Fertigstellung des Bauwerks, oft noch im Rohbauzustand, ein Anregungsversuch durchgeführt. Dabei versuchen meist ungeschulte Personen, das Bauwerk synchron anzuregen, um es in Schwingung zu versetzen. Die realen Einwirkungen, die später durchtrainierte bzw. hoch motiviertes Personal wie beispielsweise Tanz- und Aerobic-Gruppen oder Fußballfans mit Trommeln entstehen, werden bei solchen Schwingungsversuchen nicht berücksichtigt.

2 Untersuchung von menscheninduzierten Schwingungen

2.1 Berechnungsmethodik in der Praxis

Die Auslegung gegen menscheninduzierte Schwingungen erfordert eine sorgfältige Untersuchung der dynamischen Parameter einer Konstruktion sowie eine Definition der Belastungsszenarien. Im Folgenden wird das Vorgehen bzw. die Berechnungsmethodik in der Praxis zur Untersuchung von menscheninduzierten Schwingungen detailliert erläutert.

Der erste Schritt bei der Auslegung gegen menscheninduzierte Schwingungen ist in der Regel, die dynamischen Parameter der Konstruktion mittels eines FE-Modells numerisch zu berechnen. Dabei werden Eigenfrequenzen und Eigenschwingformen ermittelt, um das Schwingungsverhalten der Konstruktion zu analysieren. Für eine grobe Abschätzung der Schwingungsamplituden und die grobe Verifikation der komplexen numerischen Berechnungen werden in der Regel Handrechnungen mit vereinfachten Systemen verwendet (äquivalente Einmassenschwinger). Eine numerische Modellierung von ganzen Gebäudeteilen ist jedoch von großer Bedeutung, um wesentliche Einflüsse benachbarter und angrenzender Tragstrukturen einschließlich deren Lasten, Massen, Steifigkeiten und räumliche Effekte nicht zu vernachlässigen.

Nach Abschluss der ersten Berechnung erfolgt die Definition der dynamischen Belastung durch Personen, wobei ein möglichst realistisches, aber gleichzeitig ungünstiges Anregungsszenario ausgewählt wird. Dieses Szenario wird auf der Basis von Erfahrungswerten, Richtlinien oder auch durch Messungen festgelegt. Die Belastung wird dabei von einer Vielzahl von Faktoren beeinflusst, beispielsweise die Art des Gebäudes, die Anzahl und Gewichtung der Personen, die Art der Nutzung sowie der Frequenzbereiche der Anregung.

Im nächsten Schritt wird die dynamische Antwort des Systems auf Belastung durch Personen und die zu erwartenden Schwingungsamplituden ermittelt. Diese werden dann anhand von Anhaltswerten nach geltenden Regelwerken wie der VDI 2038-2 [2] oder der ISO 10137 [3]

oder nach individuell mit dem Bauherrn festgelegten Grenzwerten beurteilt. Für die Berechnung der maximalen Schwingungsamplituden ist es sinnvoll, ein Worst-Case-Szenario zu wählen, das über die normale Nutzung hinausgeht, z. B. synchron hüpfende Personen mit einer Dichte von 1 Person pro 1,25 m² gemäß [3]. Um die statische Bemessung auf die maximalen prognostizierten Schwingungsamplituden abzustimmen, wird eine quasistatische Ersatzlast basierend auf den prognostizierten Amplituden berechnet und mit der angenommenen Verkehrslast verglichen. Überschreiten die prognostizierten Schwingungsamplituden die Anhaltswerte, werden Maßnahmen zur Schwingungsminderung untersucht. Dies reichen von geringfügigen konstruktiven Änderungen bis hin zum Einbau von Schwingungstilgern oder kompletten Änderungen des Konstruktionskonzeptes. Stellt sich der Einbau von Schwingungstilgern als geeignete Maßnahme heraus, wird zum einen die Wirksamkeit der Schwingungstilger numerisch nachgewiesen und zum anderen werden die Schwingungstilger in die statische Berechnung einbezogen, um ihre konstruktiven Anschlüsse zu planen. Häufig werden die Tilger erst nach einer Schwingungsmessung vor Ort im Bauendzustand eingebaut, um sie präzise auf die tatsächliche Eigenfrequenz der Konstruktion abzustimmen. Ggf. ist nach dem Einbau der Tilger eine Feinjustierung erforderlich.

Insgesamt erfordert die Auslegung gegen menscheninduzierte Schwingungen eine interdisziplinäre Herangehensweise, die sowohl Kenntnisse im Bereich der Tragwerksplanung als auch der Baudynamik umfasst. Eine frühzeitige Einbindung aller relevanten Fachdisziplinen kann dazu beitragen, Probleme frühzeitig zu erkennen und geeignete Maßnahmen zu ergreifen, um sowohl die Gebrauchstauglichkeit als auch die Tragfähigkeit zu gewährleisten.

2.2 Berechnungsannahmen für das numerisches Strukturmodell

Die Berechnung von Schwingungen erfordert zahlreiche Annahmen, die mit erheblichen Unsicherheiten behaftet sind, da es oft schwierig ist, sie auf der sicheren Seite zu bestimmen. Generell ist zu beobachten, dass bei numerischen Berechnungen häufig Annahmen getroffen werden, die zu einer Unterschätzung der Eigenfrequenz des Systems führen. Dies kann z.B. durch eine geringere Steifigkeit oder höhere Lasten und Massen geschehen, da weichere Strukturen in der Regel leichter angeregt werden können.

2.2.1 Steifigkeit

Die Abschätzung der Steifigkeit ist ein komplexes Thema. Numerische Modelle gehen oft von idealen Materialeigenschaften und perfekten geometrischen Formen aus. In der Realität können jedoch aufgrund von Materialinhomogenitäten, Fertigungstoleranzen oder anderen Faktoren Abweichungen auftreten. So wird z.B. für Stahlbeton in [4], [5] und [6] der dynamische Elastizitätsmodul des Betons für sehr kurze Einwirkungen gegenüber dem mittleren Elastizitätsmodul des Betons E_{cm} um etwa 10% erhöht. Andererseits kann die Steifigkeit der gerissenen Querschnitte, wie sie beim Stahlbeton im Zustand II, deutlich geringer sein. Außerdem wird der in der Norm angegebene Elastizitätsmodul des Betons nicht von vielen Betonwerken garantiert.

2.2.2 Randbedingungen

Die Festlegung der richtigen Randbedingungen für das numerische Modell ist entscheidend für die Genauigkeit der Ergebnisse. Oftmals sind jedoch gewisse Unsicherheiten oder Unvollständigkeiten bei den Randbedingungen vorhanden. Bei kleinen Verformungen, wie sie typischerweise bei Decken-schwingungen auftreten, kann die gelenkige Lagerung

aufgrund der geringen Verschiebungen und Verdrehungen nicht wirklich wirksam sein. In solchen Fällen kann es realistischer sein, eine volle Einspannung oder zumindest eine biegesteife Lagerung anzunehmen, um das Tragverhalten der Decke bei Schwingungen genauer abzubilden [5]. Es ist jedoch zu beachten, dass die genaue Modellierung der Randbedingungen von der spezifischen Situation und den Eigenschaften der Decke abhängt. In einigen Fällen kann eine gelenkige Lagerung ausreichend sein, während in anderen Fällen eine biegesteife Annahme erforderlich ist. Es ist wichtig, die Randbedingungen entsprechend den technischen Anforderungen angemessen festzulegen.

2.2.3 Lasten & Massen

Die Lasten sind für die Eigenfrequenzberechnung möglichst realistisch anzusetzen und im Gegensatz zur statischen Berechnung möglichst nicht zu überschätzen. Höhere Lasten bzw. Massen verringern einerseits das Verhältnis von Systemantwort zu Anregung, andererseits verringern sie die Eigenfrequenz und erhöhen damit die Anregbarkeit. Ob sich dies günstig oder ungünstig auswirkt, hängt von der Dämpfung und der Eigenfrequenz des Systems ab. Diese Abhängigkeit wird im normierten Beschleunigungsantwortspektrum in Abb. 1 [7] deutlich sichtbar. Eine Verdoppelung der Masse führt bei einem Einmassenschwinger zu einer Reduktion der Eigenfrequenz um den Faktor $1/\sqrt{2}$. Bei einer Dämpfung von 0,5% und einer Eigenfrequenz von 6,5 Hz führt eine Verdoppelung der Masse in etwa zu einer Verdoppelung der Schwingungsamplitude. Bei einer Eigenfrequenz von 4 Hz und einer Dämpfung von 1 % führt eine Verdoppelung der Masse jedoch zu einer Reduzierung der Schwingungs-amplitude auf ca. 70 %. Wichtig ist auch eine realistische Abschätzung der Stahlbetongewichte, die je nach Betonzuschlag und Bewehrungsgehalt deutlich von den üblichen 25 kN/m³ abweichen können.

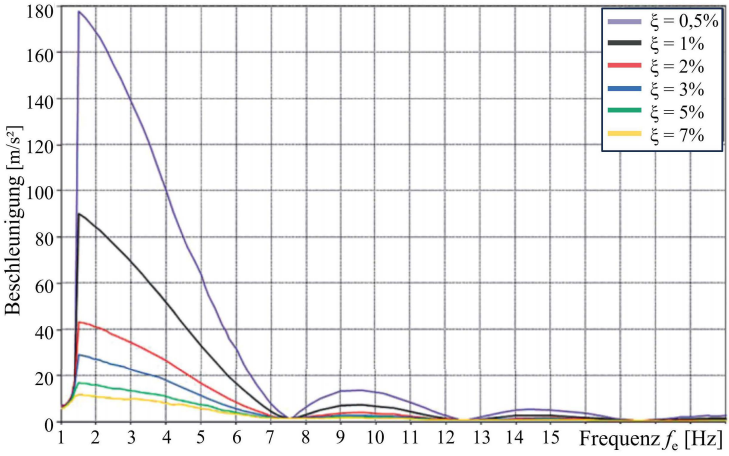


Abbildung 1: Beschleunigungsantwortspektrum: Maximalwerte der zu erwartenden Beschleunigungen der Struktur (Hüpffrequenz f_P = 1,5 bis 3,5 Hz, t_P = 0,2 s, Q = 1 kN) [7]

Es ist wichtig, die Verkehrslasten realistisch anzusetzen und ggf. mit dem Bauherrn abzustimmen. Die Verkehrslast sollte mit einem Faktor von 10 bis 20 % berücksichtigt werden [5], wobei projektspezifische Abweichungen erheblich sein können. Bei leichten Strukturen im Vergleich zur Masse der darauf befindlichen Personen, sollte auch das Gewicht der Personen berücksichtigt werden. Wenn damit zu rechnen ist, dass der Bodenkontakt verloren geht, z. B. beim Hüpfen, ist das Personengewicht entsprechend zu reduzieren.

2.2.4 Dämpfung

Die Dämpfung ist ein essenzieller dynamischer Parameter, der besonders schwer abzuschätzen ist und einen erheblichen Einfluss auf das Schwingungsverhalten von Strukturen hat. Die Dämpfung wird von einer Vielzahl von Faktoren beeinflusst, u. a. von der Konstruktionsart, dem verwendeten Material, dem Ausbau der Struktur, den abgehängten Decken, den potenziellen Risse im Beton, dem Alter der Struktur, der Art der Auflagerung sowie die Personenanzahl und Nutzung. Zudem kann die Dämpfung auch von der Anregungsfrequenz und den Schwingungsamplituden abhängen, was ihre Variabilität weiter unterstreicht [3].

Aufgrund der Komplexität der Dämpfung ist ihre genaue Bestimmung oft eine Herausforderung. Der Vergleich der Literaturwerte zeigt, wie „umstritten“ sie ist. Ein Extremfall ist der besonders inhomogene Werkstoff Holz. Für diesen wird in [8] ein Dämpfungsgrad ξ von 1-3% angegeben, während der Eurocode 5 [9] der modale Dämpfungsgrad für verschiedene Deckenkonstruktionen von 1-4% vorgibt, nach VDI 2038-2 [2] ist der Dämpfungsgrad für Holzkonstruktionen mit 0,8-5% anzusetzen, während HIVOSS [5] einen mutigen Wert von 6 % angibt. Bei Stahlbeton hat der Grad der Ausprägung der Rissbildung einen erheblichen Einfluss auf die Dämpfung. Nach VDI 2038-2 [2] werden für die Nachweise der Gebrauchstauglichkeit Anhaltswerte für Dämpfungsgrade für ungerissenen Stahlbeton von 0,5 bis 1 % und für gerissenen Stahlbeton von 2,5 bis 5 % angegeben.

3 Lastansätze

Nach Ermittlung der Eigenfrequenz erfolgt die Untersuchung der Schwingungen infolge verschiedener Lastszenarien, beispielweise nach VDI 2038-2 [2]. Es wird empfohlen, zwischen einem häufigen Lastfall mit strenger Beurteilungsgrenze und einem seltenen Lastfall, bei dem höhere Amplituden toleriert werden, zu unterscheiden. Die Anregung der Schwingungen erfolgt bei der für das System ungünstigsten Frequenz. Diese kann entweder die Eigenfrequenz des Systems selbst sein oder bei Anregung in der 2. oder 3. Harmonischen der Hälfte bzw. dem Drittel der Systemfrequenz entsprechen. Die VDI 2038-1 [1] schreibt für verschiedene Bewegungsformen unterschiedliche Personendichten vor. Dies kann bei großflächigen Decken zu sehr hohen, oft unrealistischen Personenzahlen führen. Es empfiehlt sich daher, dies projektspezifisch mit dem Bauherrn abzustimmen.

Trotz umfangreicher Untersuchungen im letzten Jahrzehnt zu Kontaktkräften infolge menschlicher Bewegungen, basieren die Lastansätze nach aktuell geltendem Normen immer noch auf den Untersuchungen von Rainer 1986 [10] und Bachmann 1987 [4], die von einem idealisierten Modell zur Berücksichtigung ganzzahliger Vielfacher der Anregungsfrequenz ausgehen. Die dynamischen Kräfte der periodischen menschlichen Anregung werden mittels Fourier-Reihenentwicklung durch Überlagerung von harmonischen Schwingungen berechnet deren Frequenzen ganzzahlige Vielfache der Grundanregungsfrequenz sind. Die jeweiligen Fourierkoeffizienten α_i können für verschiedene Bewegungsformen aus VDI 2038-1 [1] oder ISO 10137 [3] entnommen werden.

$$F_p(t) = F_G + \sum_i F_G \cdot \alpha_i \cdot \sin\left(2 \cdot \pi \cdot i \cdot f_p \cdot t - \varphi_i\right) \tag{1}$$

Dabei ist F_G die Gewichtskraft der Person, α_i der Last-Koeffizient in der *i*-fachen Grundfrequenz, f_P die Grundfrequenz der Personenaktivität und φ_i der Phasenwinkel. Abb. 3 zeigt

den mathematischen Hintergrund der Zusammensetzung der Last aus den einzelnen Fourierkoeffizienten. Die resultierende Hüpflast ergibt sich aus der Überlagerung des statischen Anteils F_G und der harmonischen Komponenten. Je nach Anzahl der beteiligten Personen kann die resultierende Last durch Berücksichtigung der Koordinierbarkeit $C(N)$ nach ISO 10137 [3] reduziert werden.

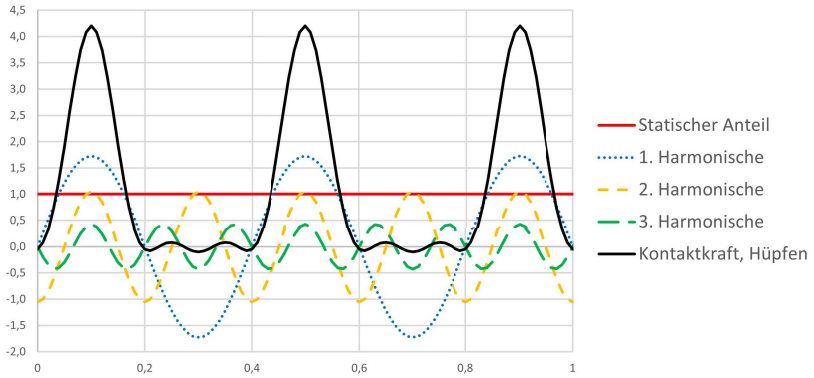


Abbildung 2: Last-Zeit-Funktion einer Hüpfanregung mit Fourier-Zerlegung in 3 Harmonische

Aktuellen Richtlinien gehen vereinfachend von einem sich rhythmisch perfekt bewegenden Menschen aus. Die Interaktion zwischen Mensch und Struktur wird dabei vernachlässigt. Eine Ausnahme bilden die IStructE-Empfehlungen [11] für die Auslegung von Zuschauertribünen, in der die Mensch-Struktur-Interaktion das erste Mal, basierend auf einem Modell publiziert von Dougill [12], Berücksichtigt wird.

Die mangelnde Kenntnis über die tatsächlich auftretenden Belastungen führt zu konservativen Annahmen, die oft zu unwirtschaftlichen Bemessungen mit aufwendigen Maßnahmen zur Schwingungsreduktion führen. Am Fachgebiet Statik und Dynamik der Tragwerke der RPTU Kaiserslautern wird derzeit an einem Ingenieurmodell gearbeitet, das die Mensch-Struktur-Interaktionen erfassen und damit die Aussagegenauigkeit von Schwingungsprognosen deutlich erhöhen soll. Hierbei werden insbesondere Korrelationen zwischen Systemeigenfrequenz, -masse, -dämpfung, Schwingamplitude und die Bewegung des Menschen untersucht.

4 Anhaltswerte

Die Bewertung von menscheninduzierten Schwingungen ist eine komplexe Aufgabe. Neben technischen Aspekten spielen auch soziale und psychologische Faktoren eine wichtige Rolle. Die Schwingungswahrnehmung hängt auch davon ab, ob eine Person aktiv an der Schwingungserzeugung beteiligt ist oder ob sie die Schwingung nur passiv wahrnimmt. Die derzeitige normative Regelung zur Festlegung von Grenzwerten für zulässige Schwingungsamplituden ist aus praktischer Sicht vage formuliert. Die Eurocodes fordern im Rahmen der Gebrauchstauglichkeit die Berücksichtigung von Schwingungen, die den Nutzerkomfort und die Funktionsfähigkeit des Bauwerks einschränken. Der Nationale Anhang zum Eurocode 0 [13] legt jedoch keine Komfortkriterien fest, sondern fordert individuelle Festlegungen in

Abstimmung mit dem Bauherrn. Dies verdeutlicht die Komplexität der Thematik und die Notwendigkeit einer differenzierten Herangehensweise.

Für die Beurteilung der resultierenden Schwingungen bieten die Ansätze in VDI 2038-2 [2] eine wertvolle Orientierung. Anhaltswerte sind z. B. in Tab. 1 für Geschossdecken in öffentlichen Gebäuden oder Gebäuden mit vergleichbarer Nutzung angegeben, wobei der angegebene KB_{Fmax}-Wert eine frequenzbewertete Schwingstärke darstellt. Um in die hohe Komfortklasse eingestuft zu werden, müssen die zulässigen Werte für niederfrequente Strukturen unterhalb der Fühlbarkeitsschwelle liegen, was äußerst strenge Kriterien sind. Eine Schwingbeschleunigung von beispielsweise 34 mm/s² bzw. 100 mm/s² entspricht bei einer harmonischen Schwingung von 5 Hz einem KB_{Fmax}-Wert von 0,45 bzw. 1,35.

Bemessungssituation GZG \ Komfortniveau		Hoher Komfort	Mittlerer Komfort	Geringer Komfort
		$KB_{Fmax} < 0{,}2$	$0{,}2 \leq KB_{Fmax} \leq 1{,}0$	$1{,}0 \leq KB_{Fmax} \leq 2{,}5$
Quasi-ständig	zwei Personen laufen synchron im Abstand von 3 m	Sakralbauten, Konzertsäle, Bibliotheken, Kantinen	Flächen mit sehr geringen Anforderungen	Nicht empfohlen
Häufig	vier Personen laufen synchron im Abstand von 3 m	Museen, Kultur- und Mehrzweckräume Schulen, Discotheken	Sakralbauten, Konzertsäle, Bibliotheken, Kantinen	Flächen mit sehr geringen Anforderungen
Selten	Hüpfen von 1 Pers./m² (verminderte Synchronisation) in 3 m Abstand	Flächen mit sehr hohen Anforderungen	Museen, Kultur- und Mehrzweckräume Schulen, Discotheken	Sakralbauten, Konzertsäle, Bibliotheken, Kantinen

Tabelle 1: Bemessungsszenarien und Komfortanforderungen bei Geschossdecken in öffentlichen oder vergleichbar genutzten Gebäuden [2]

Bei Nichteinhaltung strenger VDI-Werte könnte eine individuelle Absprache mit dem Bauherrn sinnvoll sein. Eine Einigung auf die Wahrnehmungsschwelle für den häufigen Lastfall und auf klar wahrnehmbare, aber nicht störende Amplituden bei dem seltenen Lastfall, kann immense Einsparpotentiale mit sich bringen. Alternativ können überhöhte Schwingungsprognosen realitätsnäher beschrieben werden, etwa durch Einführung einer Einwirkungskategorie, die die erwartete Intensität basierend auf der Nutzung berücksichtigt [13]. Abhängig von der Nutzung können die Bemessungslastfälle modifiziert werden, indem die Personendichte oder die Bewegungsform angepasst wird.

5 Fazit

Es wurde eine grundlegende Methodik zur Untersuchung von menscheninduzierten Schwingungen vorgestellt. Außerdem wurde ein kurzer Überblick über aktuelle Lastansätze und geltende Anhaltswerte gegeben. Die reine Berechnung dynamischer Parameter zur Bestimmung der Schwingungsanfälligkeit ist mit vielen Unsicherheiten verbunden, wodurch genaue Vorhersagen der Schwingungsamplituden in der Praxis schwierig sind. Aktuelle Forschungsprojekte beschäftigen sich mit genauen Untersuchungen und neuen Ansätzen im Bereich der menscheninduzierten Erschütterungen.

Literatur

[1] VDI 2038-1 Gebrauchstauglichkeit von Bauwerken bei dynamischen Einwirkungen. Ausgabe 2012.

[2] VDI 2038-2 Gebrauchstauglichkeit von Bauwerken bei dynamischen Einwirkungen. Ausgabe 2013.

[3] ISO 10137 Bases for design of structures - Serviceability of buildings and walkways against vibrations. Ausgabe 2007.

[4] *Bachmann, H.; Ammann, W.* Schwingungsprobleme bei Bauwerken - Durch Menschen u. Maschinen induzierte Schwingungen, Structural engineering documents, Internat. Vereinigung für Brückenbau u. Hochbau, Zürich, 1987.

[5] *Feldmann, M.; Heinemeyer, C.; Lukić, M. et al.* Hivoss - Human Induced Vibration of Steel Structres - Schwingungsbemessung von Decken - Leitfaden, 2008.

[6] DIN EN 1998-1 Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben - Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten; Deutsche Fassung EN 1998-1:2004 + AC:2009. Ausgabe Dezember 2010.

[7] *Sadegh-Azar, H.; Wörndle, P.* Menscheninduzierte Schwingungen: Methoden, Ansätze und Beispiele zur Bewertung der Gebrauchstauglichkeit von Bauwerken. *In:* Bautechnik 89 (2012), Heft 7, S. 451-462.

[8] *Müller, F.P.* Baudynamik, Betonkalender 1978. Ernst & Sohn, Berlin, 1978.

[9] *Lißner, K.; Rug, W.* Der Eurocode 5 für Deutschland - Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten - Teil 1-1: Allgemeines - Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau. Kommentierte Fassung. Deutsches Institut für Normung. Ernst, Wilhelm & Sohn, Berlin, 2016.

[10] *Rainer, J.H.; Pernica, G.* Vertical dynamic forces from footsteps. *In:* Canadian Acoustics, Vol. 14 (1986), Iss. 2, pp. 12-21.

[11] *Institution of Structural Engineers* Dynamic performance requirements for permanent grandstands subject to crowd action - Recommendations for management, design and assessment. IStructE, London, 2008.

[12] *Dougill, J.W.; Wright, J.R.; Parkhouse, J.G. et al.* Human structure interaction during rhythmic bobbing. *In:* Structural Engineer 84 (2006), Heft 22, S. 32-39.

[13] *Holtzendorff, K.; Rosenquist, M.O.; Ludwig, M.* Modifikation von Bemessungslastfällen gemäß VDI-Richtlinie 2038 zur Untersuchung personen induzierter Schwingungen. *In:* VDI Wissensforum GmbH (Hrsg.): Baudynamik 2018, VDI-Berichte Heft 2321. VDI Verlag, Düsseldorf, 2018, S. 3-16.

Baustatik – Baupraxis 15, © 2024, Technische Universität Hamburg

Neues dynamisches Lastmodell für die dynamische Berechnung von Eisenbahnbrücken - Modellbeschreibung und vereinfachte Prognosemodelle

Andrei Firus[1], Maciej Kwapisz[2], Michael Reiterer[3], Maximilian Rupp[4], Roman Kemmler [5], Geert Lombaert[6], Alois Vorwagner[2], Jens Schneider[4]

[1] *isea tec GmbH, Friedrichshafen*
[2] *AIT Austrian Institute of Technology, Wien*
[3] *REVOTEC zt gmbh, Wien*
[4] *Institut für Statik und Konstruktion, Technische Universität Darmstadt*
[5] *Fakultät Bauingenieurwesen, HTWG Konstanz*
[6] *Structural Mechanics Section, KU Leuven*

Zusammenfassung: Die neuesten Fortschritte in der Fahrzeugtechnik mit Bezug auf die Radsatzanordnung, Zuggeschwindigkeiten und Radsatzlasten haben dazu geführt, dass das derzeit gültige Norm-Lastmodell für die dynamische Berechnung von Eisenbahnbrücken (HSLM) die tatsächlich verkehrenden Züge nicht mehr vollständig abdeckt. Daher bestand die Notwendigkeit, eine umfassende Untersuchung zur Entwicklung eines neuen dynamischen Lastmodells für dynamische Berechnungen von Eisenbahnbrücken durchzuführen. Diese erfolgte im Rahmen eines Forschungsprojektes des Deutschen Zentrums für Schienenverkehrsforschung (DSZF). Der vorliegende Beitrag gibt einen kurzen Einblick in das neu entwickelte dynamische Lastmodell, das dem heutigen und weitgehend zukünftigen Fahrzeugbestand gerecht wird, und fokussiert sich anschließend auf die Darstellung einer vereinfachten Methode zur Prognose der maximalen Beschleunigungsantwort einer Eisenbahnbrücke unter Einwirkung des neuen Lastmodells, die auf Basis des Antwortspektrumprinzips entwickelt wurde.

1 Einführung

Der Eurocode DIN EN 1991-2 [1] enthält die für dynamische Berechnungen der Zugüberfahrten anzusetzenden Hochgeschwindigkeitsmodellzüge HSLM-A und HSLM-B, die Ende

der 1990er Jahre entwickelt wurden. Neue Fahrzeugkonzepte, Wagenkastenlängen und Drehgestellabstände sowie immer schneller fahrende (Güter-)Züge führen dazu, dass die aktuell gültigen Modellzüge aus der Norm unzureichend für die dynamische Beurteilung von Eisenbahnbrücken sind. Es besteht daher die dringende Notwendigkeit zur Entwicklung neuer dynamischer Lastmodelle, welche die Neuerungen der Fahrzeugindustrie sowie verkehrende Betriebszüge abdecken. Dies ist das Ziel des vorliegenden Projekts gewesen, das im Auftrag des Deutschen Zentrums für Schienenverkehrsforschung bearbeitet worden ist. Dieser Beitrag gibt im Abschnitt 2 einen kurzen Einblick in das während dieses Projekts neu entwickelte dynamische Lastmodell. Dieses besteht aus einem Set von Modellzügen, die über den Ansatz der bewegten Lasten auf das Strukturmodell aufgebracht werden. Die Berechnung der Strukturantworten kann über modale Superposition oder direkte Integration erfolgen [7].

Neben der dynamischen Berechnung über Zeitschrittintegration, können auch vereinfachte Methoden angewendet werden, die eine schnelle überschlägige Ermittlung der Strukturantworten erlauben. Hierfür bietet sich das aus dem Erdbebeningenieurwesen bekannte Antwortspektrenverfahren [7] an. Erste Ansätze von Antwortspektren im Kontext von Eisenbahnbrücken wurden durch [11, 6, 10, 4] vorgestellt. Der Ansatz des vorliegenden Beitrags grenzt sich von den genannten Quellen insofern ab, dass er die Entwicklung eines Antwortspektrums für Beschleunigungen auf Basis einer Großrechenserie anvisiert, wobei sich das Antwortspektrum anhand von einfachen geschlossenen analytischen Gleichungen beschreiben lässt. Damit entsteht ein für die Ingenieurpraxis leicht anwendbares und einfach automatisierbares Verfahren zur Ermittlung der maximalen Beschleunigungsantwort in Feldmitte einer Einfeldträgerbrücke.

2 Das neu entwickelte dynamische Lastmodell

Basis für die Entwicklung der Modellzüge des neuen dynamischen Lastmodells war eine umfangreiche Zugsammlung der aktuell in Europa verkehrenden Betriebszüge, die aus über 3.000 Personen- und 140.000 Güterzügen besteht. Unter Einbezug von möglichen künftigen Entwicklungstrends wurde mit Anwendung der DER- und LIR-Spektren sowie der dynamischen Signatur [2] ein Set dynamisch relevanter Betriebszüge abgeleitet. Zusätzlich wurde anhand des Brückenportfolios der DB und ÖBB ein parametrisiertes Brückenset definiert.

Aus den vorausgewählten dynamisch relevanten Zügen und unter Heranziehung des generischen Brückensets wurde jeweils eine Umhüllungsfläche für Personen- und Güterzüge berechnet. Diese ist als Referenz im Rahmen eines Optimierungsprozesses verwendet worden, mit dem Ziel, die optimale Konfiguration der neuen Modellzüge zu finden, die die Referenzflächen am besten reproduziert. Als Ergebnis der Optimierungsprozedur ergeben sich mehrere Modellzugsets mit konventionellen und Jakobs-Drehgestellen (siehe Abb. 1). Letztlich konnten so ein neues Lastmodell für Personenzüge (DLM-PT), ein Güterzuglastmodell (DLM-FT) sowie mit Hilfe eines iterativ ermittelten Abminderungsfaktors auch ein Lastmodell für leichte, schnell fahrende Güterzüge (DLM-FT light) entwickelt werden. Im vorliegenden Beitrag wird nur das DLM-PT aufgegriffen, deren Beschreibung in den Tab. 1 und 2 sowie den Abb. 1 und 2 angegeben ist. Die Modellzüge mit Parameter d in Tab. 1 besitzen eine konventionelle Drehgestellkonfiguration. Die restlichen Modellzüge weisen Jakobs-Drehgestelle auf (siehe Abb. 1).

Modellzug	d	P	b	D	Länge des Modellzugs [m]
DLM-PT 01		180	2,5	15	232,5
DLM-PT 02		200	2,5	16,5	235,5
DLM-PT 03		130	1,8	17	394,5
DLM-PT 04		180	3,2	18	397,5
DLM-PT 05		170	5,6	18	397,5
DLM-PT 06	2,6	225	7,1	19	399,8
DLM-PT 07	2,5	225	7,3	20	398,8
DLM-PT 08		190	3	21	394,5
DLM-PT 09		170	2,1	22	389,5
DLM-PT 10		180	1,9	23	382,5
DLM-PT 11	3	225	8,6	24	399,0
DLM-PT 12		225	1,8	25	387,5
DLM-PT 13	2,6	190	8,1	26	376,8
DLM-PT 14	2	175	10,5	26,5	383,0
DLM-PT 15		225	1,8	27	388,5
DLM-PT 16		200	4,9	28	373,5
DLM-PT 17	2,6	225	9	29	386,8

Tabelle 1: Konfiguration der Modellzüge DLM-PT 1 bis DLM-PT 17

3 Antwortspektrenmethode

3.1 Grundüberlegungen

Die Grundüberlegungen zum entwickelten Antwortspektrenansatz zur vereinfachten Ermittlung der Beschleunigungsantwort von Eisenbahnbrücken infolge Zugüberfahrt werden im Folgenden in aller Kürze anhand der modalen Bewegungsgleichung veranschaulicht:

$$\ddot{\alpha}_j(t_i) + 2 \cdot \xi_j \cdot \omega_j \cdot \dot{\alpha}_j(t_i) + \omega_j^2 \cdot \alpha_j(t_i) = \frac{\sum_{k=1}^{m_\mathrm{F}} F_k \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot v \cdot t_i}{L}\right)}{M_j} \tag{1}$$

α_j ist die modale Koordinate der j-ten Eigenform. ξ_j und M_j stellen das dazugehörige modale Dämpfungsmaß und die modale Masse dar. m_F beschreibt die Anzahl der sich zum Zeitpunkt t_i auf der Brücke befindlichen Einzelkräfte F_k. Weiterhin ist v die Zuggeschwindigkeit und L die Brückenspannweite, während ω_j die j-te Eigenkreisfrequenz der unter-

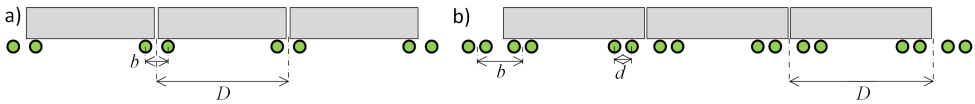


Abbildung 1: Schematische Darstellung eines Zugs mit Jakobs-Drehgestellen (Teilbild a) und mit konventionellen Drehgestellen (Teilbild b)

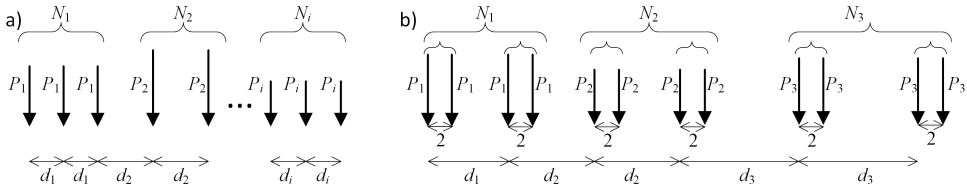


Abbildung 2: Schematische Darstellung DLM-PT 18 und DLM-PT 19 (a) und DLM-PT 20 (b)

Achsgruppe	DLM-PT-18			DLM-PT-19			DLM-PT-20		
	N	d	P	N	d	P	N	d	P
1	8	1,90	120	10	3,80	155	9	7,85	150
2	10	3,05	130	14	6,00	140	18	8,25	120
3	11	2,25	150	7	4,15	190	7	11,5	140
4	14	3,25	135	10	6,40	125			
5	13	2,45	140	5	4,85	165			
6	6	3,45	170	10	6,80	145			
7	8	2,70	140	5	5,45	130			

Tabelle 2: Konfiguration der Modellzüge DLM-PT 18 bis DLM-PT 20

suchten Einfeldträgerbrücke darstellt. Gl. 1 verdeutlicht, dass sich die (modale) Masse – im Gegensatz zur Antwortspektrenherleitung bei Fußpunkterregung im Erdbebeningenieurwesen [7] – hier nicht heraus kürzt, sondern als Skalierungsparameter wirkt. Führt man ferner die Anregungswellenlänge $\lambda = v/f_1$ als Verhältnis zwischen Zuggeschwindigkeit und erster Eigenfrequenz der Brücke ein, kann unter Einbeziehung der Erkenntnisse aus Gl. 1 geschlussfolgert werden, dass alle Systeme mit gleicher Spannweite, gleichem Dämpfungsmaß und gleicher Anregungswellenlänge bei Anregung eines gewissen Lastzugs identische bzgl. der modalen Masse skalierte Beschleunigungen liefern. Eine zweidimensionale Darstellung der Antwortspektren, wie im Erdbebeningenieurwesen üblich, ist in diesem Fall nicht zweckmäßig. Hingegen ist eine dreidimensionale Darstellung für jedes Dämpfungsmaß erforderlich: die auf die modale Masse skalierte Beschleunigung wird über die Wellenlänge der Anregung λ und die Spannweite L aufgetragen [3]. Die Grundidee des entwickelten Antwortspektrumsansatzes besteht also darin, die maximale Beschleunigung mit Hilfe einfach anwendbarer Gleichungen, die Funktionen der modalen Masse, der Eigenfrequenz, des Dämpfungsmaßes und der Spannweite der Struktur sind, sowie eines gegebenen Geschwindigkeitsbereichs bei Anregung durch die 20 Modellzüge zu bestimmen.

3.2 Datengrundlage

Die Entwicklungen basieren auf Ergebnissen einer Großrechenserie. Hierzu wurde eine generische Brückenpopulation mit Spannweiten zwischen 5 und 55 m und realistischen Strukturparametern definiert. Die Beschreibung der Brückenparameter (Eigenfrequenz und Massenbelegung) ist in Abb. 3 angegeben. Diese beinhaltet auch die Gegenüberstellung eines realen Brückensets, das im Abschnitt 3.5 zur Validierung herangezogen wird.

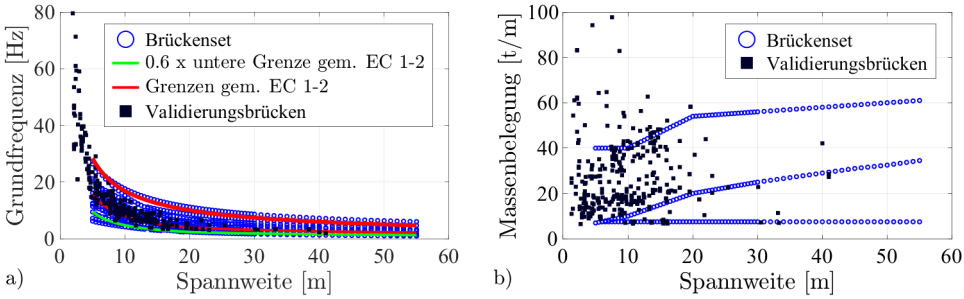


Abbildung 3: Eigenfrequenzen und Massenbelegungen der berücksichtigten Brücken

Insgesamt ergeben sich 1368 Brückenkombinationen, die für 8 Dämpfungsmaße untersucht wurden. Der betrachtete Geschwindigkeitsbereich wurde mit $60-420$ km/h und einer Schrittweite von 1 km/h gewählt. Unter Berücksichtigung der 20 Modellzüge ergibt sich eine Gesamtanzahl von ca. 80 Mio. Zugüberfahrten, die mittels dynamischer Analyse berechnet wurden. Die Ergebnisfläche der bzgl. der modalen Masse skalierten Beschleunigungen für das Dämpfungsmaß $\xi = 0{,}5$ % ist in der Abb. 4 dargestellt. Die gestrichelten Linien stellen dabei die Einhüllende der Ergebnisfläche entlang der kritischen Wellenlängen dar. Die in Abb. 4 gezeigten Ergebnisse ergeben sich lediglich mit Beteiligung der ersten Eigenform. Durch die Annahme, dass die dynamische Berechnung einer Eisenbahnbrücke in der Regel für einen gewissen Geschwindigkeitsbereich durchgeführt wird, kann davon ausgegangen werden, dass die maximalen Antworten bei einer kritischen Wellenlänge auftreten. In diesen Bereichen ist die Antwort durch die ersten Eigenform dominiert.

3.3 Antwortspektrum

Bei der Entwicklung stellt sich die Aufgabe, die in Abb. 4 dargestellten Einhüllenden mit Formeln zu beschreiben, um eine vereinfachte Ermittlung der maximalen Beschleunigung zu erlauben. Hierfür eignet sich die zweidimensionale Darstellung über die auf die jeweilige kritische Wellenlänge bezogene Spannweite ($\bar{\zeta} = L/\lambda$). Die Ergebnisse für $\xi = 0{,}5$ % sind in Abb. 5 exemplarisch dargestellt. Es wurde eine Intervallaufteilung eingeführt, die die jeweils 20 Einhüllenden der ersten drei Resonanzgeschwindigkeiten separat betrachtet. Durch den Bezug der Spannweite auf die jeweilige kritische Wellenlänge wird sichergestellt, dass die in Abb. 4 ersichtlichen Auslöschungseffekte bei gleicher dimensionsloser Koordinate auftreten [8]. Der erste Auslöschungspunkt tritt bei $L/\lambda = 1{,}5$ auf, alle weiteren entstehen in Abständen von 1. Im Sinne der Entwicklung anwendungsfreundlicher Gleichungen zur Beschreibung der Antworten, ist es hierbei erforderlich, zwei Bereiche entlang der dimensionslosen bezogenen Spannweite zu definieren: Bereich I für $\bar{\zeta} = L/\lambda \leq 1{,}5$ und Bereich II für $\bar{\zeta} = L/\lambda > 1{,}5$. Die untersuchten Dämpfungsmaße haben eine annähernd exponentielle Abhängigkeit ergeben, die in Abb. 6 dargestellt ist (die Parameter s_1 und s_2 in Abb. 6 entsprechen jeweils dem Term $A \cdot \mathrm{e}^{B \cdot \xi_1}/\xi_1^C$ in Gl. 2 und 3). Unter deren Berücksichtigung ergeben sich für die Bereiche I und II die folgenden Regressionsgleichungen zur Ermittlung der maximalen Beschleunigungsantworten in Feldmitte:

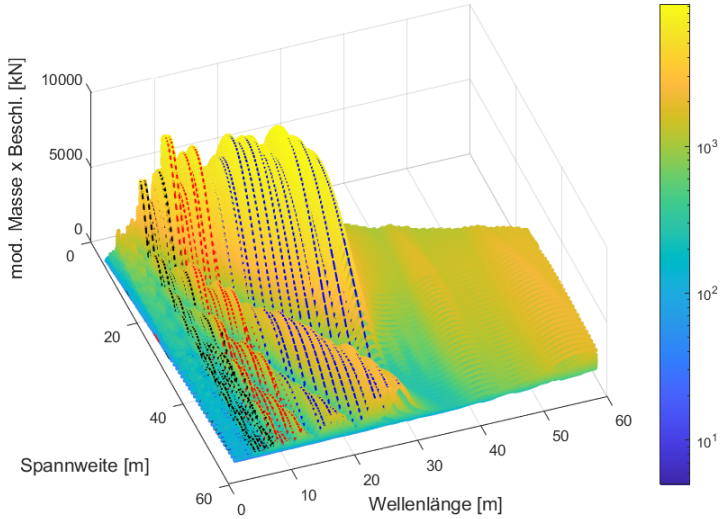


Abbildung 4: Auf die modale Masse skalierte Beschleunigungen in der 1. Eigenform, $\xi = 0{,}5\ \%$

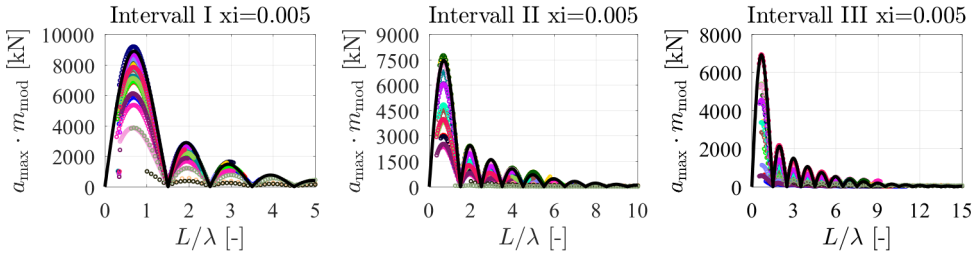


Abbildung 5: Einhüllenden der auf die modale Masse skalierten Beschleunigungen in den drei Intervallen an den kritischen Wellenlängen für das Dämpfungsmaß $\xi = 0{,}5\ \%$

$$a_{\mathrm{AS},1}(\bar{\zeta}) = \frac{A \cdot \mathrm{e}^{B \cdot \xi_1}}{\xi_1^C} \cdot \varphi_{\mathrm{DLM-PT}} \cdot \frac{\sin\left(\frac{\pi}{1{,}5} \cdot \bar{\zeta}\right)}{t_1 + \bar{\zeta}^2} \cdot \frac{1}{M_1} \quad \text{für} \quad \text{Bereich I} \tag{2}$$

$$a_{\mathrm{AS},2}(\bar{\zeta}) = \frac{A \cdot \mathrm{e}^{B \cdot \xi_1}}{\xi_1^C} \cdot \varphi_{\mathrm{DLM-PT}} \cdot \left| \frac{\cos(\pi \cdot \bar{\zeta})}{1 - t_2 \cdot \mathrm{e}^{p_2 \cdot \bar{\zeta}}} \right| \cdot \frac{1}{M_1} \quad \text{für} \quad \text{Bereich II} \tag{3}$$

Die Parameter A, B, C, t_1, t_2 und p_2 sind den Tab. 3 und 4 zu entnehmen. Der Reduktionsfaktor $\varphi_{\mathrm{DLM-PT}}$ berücksichtigt die maximale zu berücksichtigende Wellenlänge und die dadurch eventuell entstehenden Antwortreduktionen. Die Werte von $\varphi_{\mathrm{DLM-PT}}$ können für alle untersuchten Dämpfungsmaße aus Abb. 7 abgelesen werden. In [5] findet sich eine entsprechende tabellarische Aufstellung.

Die Gl. 2 und / oder 3 sind in jedem Intervall für alle Werte $\bar{\zeta}$ auszuwerten, die größer als die minimal zu berücksichtigende bezogene Spannweite $\bar{\zeta}_{\min,i}$ sind. Diese ergibt sich zu:

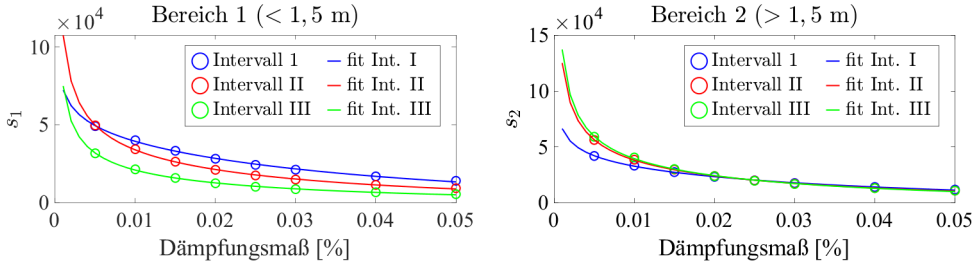


Abbildung 6: Gefittete Exponentialkurven zur Erfassung des Dämpfungseinflusses

Ber.	Intervall I			Intervall II			Intervall III		
	A	B	C	A	B	C	A	B	C
1	20.156	-19,57	0,188	5.273,7	-16,15	0,439	2.531,0	-15,98	0,493
2	12.725	-17,12	0,242	5.248,7	-14,36	0,461	4.945,4	-15,18	0,483

Tabelle 3: Parameter A, B, C der Gl. 2 und 3

$$\bar{\zeta}_{\min,i} = \frac{L}{\lambda_{\text{int,max},i}} \tag{4}$$

Die intervallspezifische Wellenlänge $\lambda_{\text{int,max},i}$ kann gleich der maximal zu berücksichtigenden Wellenlänge $\lambda_{\max} = v/f_1$ angenommen werden, solange $\lambda_{\max}$ kleiner als die im betroffenen Intervall größte kritische Wellenlänge ist. Sollte $\lambda_{\max}$ größer als diese sein, dann wird die größte kritische Wellenlänge in dem betrachteten Intervall angenommen. Diese beträgt 29 m für das Intervall I, 14,5 m für das Intervall II und 9,67 m für das Intervall III. Die maximale Beschleunigungsantwort ergibt sich als Maximalwert der Auswertungen der Gl. 2 und 3 für alle drei Intervalle.

3.4 Anwendungsbeispiel

Im Folgenden wird die Anwendung der entwickelten Antwortspektrenmethode am Beispiel einer in der Entwicklung nicht verwendeten Brücke aufgezeigt. Die Beispielbrücke weist eine Spannweite $L = 15$ m, eine Massenbelegung $\mu = 48{,}19$ t/m und ein Dämpfungsmaß $\xi = 1{,}85$ % auf. Die dazugehörige erste Eigenfrequenz f_1 ist 6,12 Hz. Der berücksichtigte Geschwindigkeitsbereich ist 60-420 km/h (d.h. $v_{\max} = 116{,}67$ m/s). Die maximale zu berücksichtigende Wellenlänge lässt sich wie folgt ermitteln: $\lambda_{\max} = v_{\max}/f_1 = 19{,}07$ m.

	Intervall I	Intervall II	Intervall III
t_1	5,00	6,12	4,06
t_2	4,39	10,91	14,63
p_2	0,64	0,40	0,34

Tabelle 4: Parameter t_1, t_2, p_2 der Gl. 2 und 3

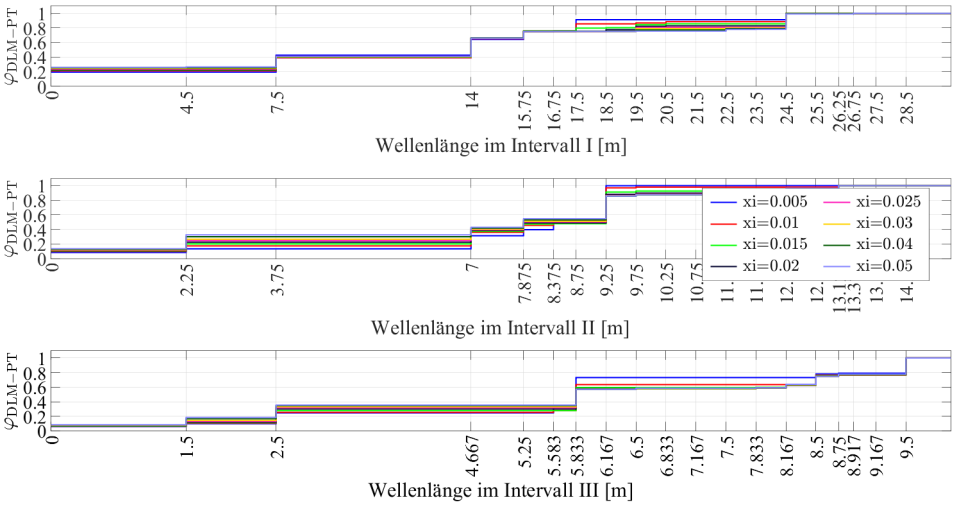


Abbildung 7: Reduktionsfaktor $\varphi_{\mathrm{DLM-PT}}$

Daraus ergeben sich gem. Gl. 4 die minimalen bezogenen Spannweiten in den drei Intervallen zu: $\zeta_{\mathrm{min,I}} = 15/19{,}07 = 0{,}787$, $\zeta_{\mathrm{min,II}} = 15/14{,}50 = 1{,}034$ und $\zeta_{\mathrm{min,III}} = 15/9{,}67 = 1{,}551$. Für die Intervalle I und II sind Bereich 1 und Bereich 2 zu berücksichtigen. Für das Intervall III reicht eine Auswertung des zweiten Bereichs aus. Die Reduktionsfaktoren sind: $\varphi_{\mathrm{DLM-PT,I}} = 0{,}779$, $\varphi_{\mathrm{DLM-PT,II}} = 1{,}00$ und $\varphi_{\mathrm{DLM-PT,III}} = 1{,}00$ (s. Abb. 7).

Bei Auswertung von Gl. 2 ergeben sich folgende max. Beschleunigungen: $a_{\mathrm{max,AS,1,I}} = 11{,}36\ \mathrm{m/s^2}$ für das Intervall I und $a_{\mathrm{max,AS,1,II}} = 7{,}19\ \mathrm{m/s^2}$ für das Intervall II. Im zweiten Bereich ($\bar{\zeta} > 1{,}5$) ergeben sich gem. Gl. 3: $a_{\mathrm{max,AS,2,I}} = 3{,}63\ \mathrm{m/s^2}$ für das Intervall I, $a_{\mathrm{max,AS,2,II}} = 3{,}04\ \mathrm{m/s^2}$ für das Intervall II und $a_{\mathrm{max,AS,2,III}} = 2{,}56\ \mathrm{m/s^2}$ für das Intervall III. Die gesuchte maximale Brückenbeschleunigung in Feldmitte ergibt sich somit nach dem Antwortspektrumansatz als Maximum aller Intervallmaxima zu: $a_{\mathrm{max,AS}} = 11{,}36\ \mathrm{m/s^2}$. Dieser Wert ist in guter Übereinstimmung mit dem sich aus der vollen dynamischen Berechnung ergebenden Wert von $11{,}27\ \mathrm{m/s^2}$. Dieser wurde unter Berücksichtigung von drei Eigenformen gem. [1, 9] ermittelt. Das Antwortspektrumverfahren überschätzt im untersuchten Fall die Beschleunigungsantwort um ca. $1\ \%$.

3.5 Validierung

Zur Validierung wurde die entwickelte Methode an insgesamt 344 Brückenmodellen automatisiert angewendet (s. Abb. 3). Die Brücken mit Spannweiten von weniger als 5 m wurden hierbei nicht betrachtet, da die Methode nur für Brücken mit Spannweiten zwischen 5 und 55 m entwickelt wurde (s. Abschnitt 3.2). Die Ergebnisse sind in Abb. 8 dargestellt. Teilbild a stellt die Beschleunigungen, die sich aus der Auswertung des Antwortspektrums und der vollen dynamischen Berechnung ergeben, gegenüber. Im Falle einer perfekten Übereinstimmung liegen die Ergebnisse exakt auf der Winkelhalbierenden, die durch eine gestrichelte

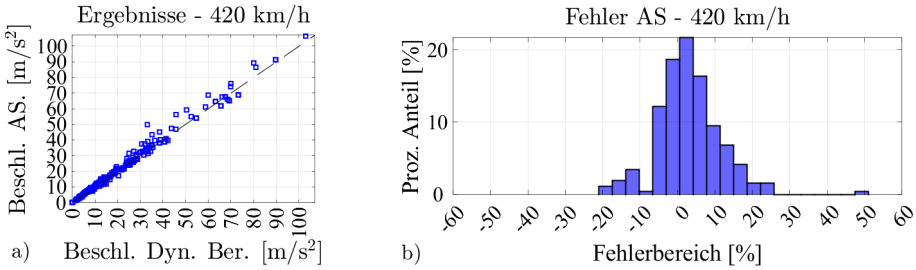


Abbildung 8: Abweichungen der Antwortspektrumergebnisse für Brücken mit Spannweite größer als 5 m: a) Beschleunigungskorrelation; b) Histogramm der rel. Abweichungen

Linie dargestellt ist. Das Teilbild b illustriert die prozentualen Anteile der sich in unterschiedlichen Wertebereichen ergebenden relativen Abweichungen in Form eines Histogramms. Es ist ersichtlich, dass die mit dem Antwortspektrum erhaltenen Ergebnisse unter Berücksichtigung des Geschwindigkeitsbands zwischen 60 und 420 km/h in sehr guter Übereinstimmung mit den entsprechenden Ergebnissen der vollständigen dynamischen Berechnung sind. Die relativen Abweichungen liegen zwischen ca. -20 % und $+25$ %, wobei ca. 90 % der Werte im Intervall -7 % bis $+15$ % enthalten sind.

4 Schlussfolgerungen

Die vorgestellten Ergebnisse bestätigen anhand eines Sets von 344 realen Eisenbahnbrücken, dass der entwickelte Antwortspektrenansatz die Ermittlung der infolge Zugüberfahrt sich ergebenden maximalen Beschleunigungsantwort in Feldmitte eines Brückenbauwerks (einfeldrig, beidseitig gelenkig gelagert) mit wenig Aufwand und ausreichender Genauigkeit erlaubt. Die Methode erfordert die Angabe der Brückeneigenfrequenz, der Spannweite, der modalen Masse, des Dämpfungsmaßes sowie des zu berücksichtigenden Geschwindigkeitsbandes. Diese Größen werden in einen sehr einfachen Formelapparat eingesetzt, um die maximale Beschleunigungsantwort einer Eisenbahnbrücke infolge Zugüberfahrt zu ermitteln. Die Ergebnisse der entwickelten Antwortspektrenmethode weichen für das untersuchte Geschwindigkeitsband um maximal bis zu ca. ± 25 % von den Ergebnissen der vollen dynamischen Berechnung ab. Im Allgemeinen können die Ergebnisse als sehr zufriedenstellend beurteilt werden, vor allem wenn der Aspekt der unkomplizierten Anwendung und die Zielsetzung als einfache Methode zur Plausibilisierung dynamischer Berechnungsergebnisse und groben Abschätzung der Beschleunigungswerte berücksichtigt werden.

Danksagung

Die Arbeiten, die diesem Beitrag zugrunde liegen, wurden im Auftrag des BMDV (FE-Nr. 2019-T-1-1217) durchgeführt. Die Verantwortung für den Inhalt liegt ausschließlich bei den Autoren. Die Autoren danken dem Deutschen Zentrum für Schienenverkehrsforschung beim

Eisenbahn-Bundesamt und den Mitgliedern des Begleitkreises: EBA, DB Netz AG und ÖBB-Infrastruktur AG und der Arbeitsgruppe Fahrzeug- und Brückendynamik für die hervorragende Zusammenarbeit und die wertvollen fachlichen Diskussionen.

Literatur

[1] DIN EN 1991-2: *Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken; Deutsche Fassung EN 1991-2:2003 + AC:2010*. 2010

[2] EUROPEAN RAIL RESEARCH INSITUTE: ERRI D214/RP 6 Eisenbahnbrücken für Geschwindigkeiten >200 km/h - Berechnung einfach gelagerter Brücken bei der Durchfahrt eines Zugverbandes. 1999. – Forschungsbericht

[3] GRUNERT, G. : Data and evaluation model for the description of the static–dynamic interface between trains and railway bridges. In: *Engineering Structures* 262 (2022), Nr. November 2021, 114335. `http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2022.114335`. – DOI 10.1016/j.engstruct.2022.114335. – ISSN 18737323

[4] HAUSER, A. ; ADAM, C. : Abschätzung der Schwingungsantwort von Brückentragwerken für Hochgeschwindigkeitszüge. In: *D-A-CH Tagung*. Wien, 2007

[5] KOHL, A. ; FIRUS, A. ; RUPP, M. ; SCHNEIDER, J. ; KWAPISZ, M. ; VORWAGNER, A. ; REITERER, M. ; VOSPERNIG, M. ; TUKHBATULLIN, R. ; LOMBAERT, G. : Forschungsprojekt Dynamisches Lastmodell - Abschlussbericht Teil III: Vereinfachte Verfahren / Deutsches Zentrum für Schienenverkehrsforschung. 2023. – Forschungsbericht

[6] MÄHR, T. ; FINK, J. : Adoption of the response spectra method to calculate the dynamic response of railway-bridges. In: *Large Structures and Infrastructures for Environmentally Constrained and Urbanised Areas* 3 (2010), Nr. 4, S. 636–637. `http://dx.doi.org/10.2749/222137810796063058`. – DOI 10.2749/222137810796063058. ISBN 9783857481222

[7] PETERSEN, C. ; WERKLE, H. : *Dynamik der Baukonstruktionen*. 2. Wiesbaden : Springer Vieweg, 2017. – 1748 S. – ISBN 9783834814593

[8] PÜTHE, L. : *Zur Entwicklung eines Antwortspektrenverfahrens für Eisenbahnbrücken von Hochgeschwindigkeitsstrecken*, HTWG Konstanz, Masterarbeit, 2021

[9] RIL 804: *Eisenbahnbrücken (und sonstige Ingenieurbauwerke) planen, bauen und instand halten (DB Netz AG)*. 2013

[10] SAVIN, E. : Dynamic amplification factor and response spectrum for the evaluation of vibrations of beams under successive moving loads. In: *Journal of Sound and Vibration* 248 (2001), Nr. 2, S. 267–288. `http://dx.doi.org/10.1006/jsvi.2001.3787`. – DOI 10.1006/jsvi.2001.3787. – ISSN 0022460X

[11] SPENGLER, M. ; GRAUBNER, C.-A. : Vorschlag für ein Antwortspektrum zur Erfassung der Dynamik von Eisenbahnbrücken. In: *Bauingenieur* 84 (2009), S. 1–9

Baustatik – Baupraxis 15, © 2024, Technische Universität Hamburg

Messung und Berechnung der Übertragung von Erschütterungen auf Stockwerksdecken unter Berücksichtigung der Eigenschaften von schwimmendem Estrich

Kira Holtzendorff, Marc Oliver Rosenquist

baudyn GmbH, Hamburg

Zusammenfassung: Für den benötigten Erschütterungsschutz sind in bestimmten Fällen Deckentragsysteme zu versteifen sowie der schwimmende Estrich frequenzmäßig abzustimmen. Es werden Projektbeispiele vorgetragen, in denen anhand von 3D-FE-Gebäudemodellen berechnete, frequenzabhängige mit gemessenen Übertragungsfunktionen verglichen werden. Die so gewonnenen Erfahrungen können zukünftig bei der Beurteilung von FE-Berechnungsergebnissen berücksichtigt werden. Zusätzlich werden die dynamischen Eigenschaften des schwimmenden Estrichs in berechnungs- und messtechnischer Hinsicht verglichen.

1 Einführung Erschütterungsschutz

1.1 Fragestellung

Für den geplanten Neubau von Wohngebäuden in der Nähe von Straßen, Schienenverkehrswegen und Industriebetrieben ist im Rahmen einer erschütterungstechnischen Untersuchung nachzuweisen, dass die Anforderungen an die Erschütterungen und den sekundären Luftschall zur Einhaltung der Gebrauchstauglichkeit im Sinne der Vermeidung von maßgeblichen Beeinträchtigungen von Menschen in Gebäuden erfüllt werden.

Hierzu erfolgt in der Regel zunächst eine Schwingungsmessung mit Messpunkten auf dem Baugrundstück in Gruben oder in noch vorhandenen Bestandsgebäuden während der Erschütterungseinwirkung. Basierend auf den so gewonnenen Messergebnissen wird eine Prognose der Erschütterungen und des sekundären Luftschalls für Stockwerksdecken und Wände im geplanten Neubau vorgenommen.

In der Abb. 1 wird die Situation der Erschütterungsausbreitung von der Quelle (z.B. Gleis) über den Boden in die Gründung des geplanten Neubaus dargestellt:

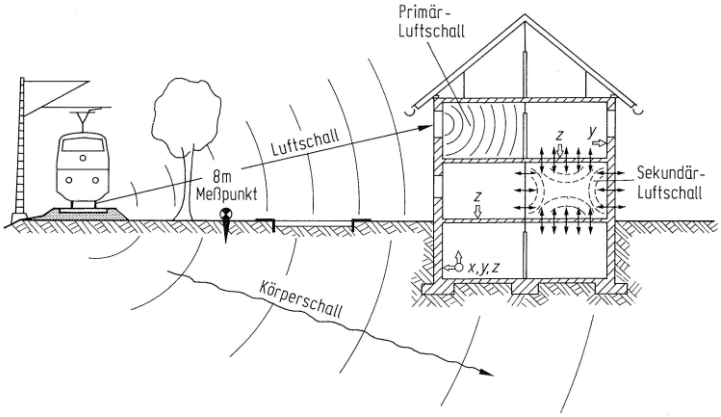


Abbildung 1: Erschütterungsübertragung Bahnstrecke – Boden – geplantes Gebäude [3]

Bei der Ausbreitung der Erschütterungen in die Umgebung vermindern sich die Schwingungsamplituden im Boden zunächst mit größer werdendem Abstand zur Quelle. Bei der Übertragung vom Boden in die Gründung des geplanten Gebäudes erfolgt in der Regel eine weitere Verminderung der Amplituden. Von dort übertragen sich die Erschütterungen über die aufgehenden Bauteile (Wände) auf die Stockwerksdecken. Hierbei erfolgt in der Regel eine Verstärkung bzw. Vergrößerung der Schwingungsamplituden, wie in der Abb. 2 dargestellt wird:

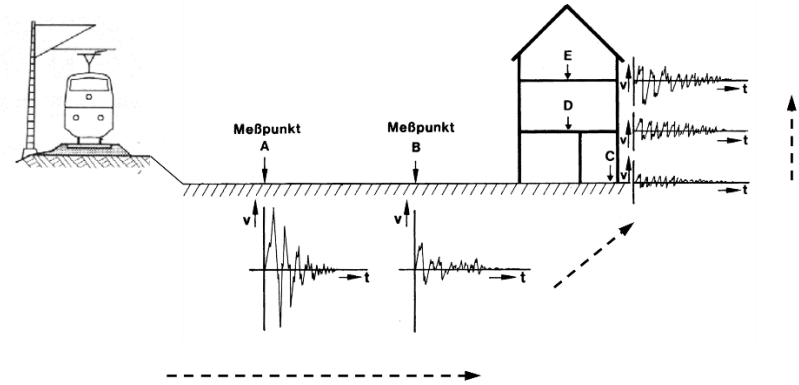


Abbildung 2: Schwingungsminderung in der Ausbreitung bzw. -verstärkung in der Übertragung im Gebäude [3 u.a.]

1.2 Übertragungsfunktion Fundament - Decke

Das Maß der Verstärkung bzw. Vergrößerung stellt für eine möglichst zutreffende Prognose der Erschütterungen bzw. Schwingungsamplituden auf der Stockwerksdecke einen entscheidenden Parameter dar. In einer sogenannten Standard-Prognose werden statistische, frequenzabhängige Übertragungs- bzw. Vergrößerungsfunktionen [4] verwendet, in welchen die Verstärkung auf Basis der Ergebnisse einer großen Anzahl von Messergebnissen quantitativ festgelegt wurde.

Im konkreten Projekt kann die Verwendung von individuellen Übertragungsfunktionen, welche in dynamischen Berechnungen mit 3D-Finite-Elemente-Gebäudemodellen ermittelt werden, von der Gründung auf verschiedene Stockwerksdecken zu genaueren Ergebnissen führen als die statistischen Übertragungsfunktionen. Neben einer möglichst zutreffenden Abbildung des Tragsystems des Gebäudes sind hier die Lagerungsbedingungen, möglichst realistische und ständige Lasten sowie die Dämpfung als maßgebliche Parameter festzulegen. Die Bestimmung dieser Parameter erfolgt üblicherweise durch Erfahrungswerte, z.B. aus der Literatur (für Dämpfung siehe z.B. [1]), und ist damit naturgemäß Ungenauigkeiten unterlegen.

Es gilt demnach, die Erfahrungswerte und somit die Prognoseungenauigkeit durch eigens durchgeführte Nachmessungen an fertiggestellten Gebäuden weiter einzugrenzen und damit Berechnungsergebnisse besser interpretieren zu können.

1.3 Übertragungsfunktion Schwimmender Estrich

Im Wohnungsbau ist der Einbau eines schwimmenden Estrichs auf den Rohbaudecken für den benötigten Trittschallschutz erforderlich. Der schwimmende Estrich stellt selbst ein schwingungsfähiges System – bestehend aus einer elastischen Zwischenlage (Feder) unterhalb einer Estrichschicht (Masse) dar, siehe folgende Abb. 3:

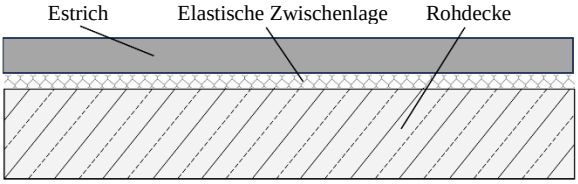


Abbildung 3: Aufbau schwimmender Estrich

Analog zu den Verstärkungen vom Fundament auf Stockwerksdecken erfolgt bei der Erschütterungsübertragung häufig eine weitere Verstärkung von der Rohdecke auf die Estrichschicht. Das Maß der Verstärkung hängt direkt von den dynamischen Eigenschaften des schwimmenden Estrichs ab und wird ebenfalls durch frequenzabhängige Übertragungsfunktionen beschrieben. Eine Prognose der Erschütterungen und des sekundären Luftschalls sollte daher unter Berücksichtigung dieser Übertragungsfunktionen erfolgen und wird in der Praxis zunehmend durchgeführt [2].

2 Projektbeispiele Berechnung - Messung

2.1 Projekt A Wohngebäude U-Bahn

Das Projekt A stellt einen Neubau mit Eigentumswohnungen dar. Der Neubau weist eine Tiefgarage und neben dem Erdgeschoss fünf weitere Obergeschosse auf. In einer Entfernung von ca. 28 m verläuft in zwei Richtungen eine U-Bahnlinie auf einem Bahndamm. Im Rahmen der erschütterungstechnischen Untersuchungen sind zu Beginn Schwingungsmessungen im Bestandsgebäude und im Zuge der Bauausführung auf der Stahlbetonsohlplatte (Dicke 60 cm), an Fundamentpunkten und auf repräsentativen Deckenfeldern (Stahlbeton h = 20 cm) in den Obergeschossen im Rohbau sowie auf Probeflächen des schwimmenden

Estrichs durchgeführt worden. Aus den Messergebnissen können frequenzabhängige Übertragungsfunktionen vom Fundament auf einzelne Deckenfelder und von der Rohbaudecke auf den schwimmenden Estrich ermittelt werden.

2.1.1 3D-FE-Gebäudemodell

Für die berechnungstechnische Ermittlung von frequenzabhängigen Übertragungsfunktionen vom Fundament auf Deckenfelder wurde ein 3D-FE-Gebäudemodell erstellt, welches in der Abb. 4 dargestellt wird. Ebenfalls gekennzeichnet sind die untersuchten Deckenfelder im Erdgeschoss und im 1. Obergeschoss:

Abbildung 4: Projekt A: 3D-FE-Gebäudemodell mit Kennzeichnung der untersuchten Deckenfelder

2.1.2 Übertragungsfunktionen Fundament – Decke aus Berechnung und Messung

In der Abb. 5 des Grundrisses des Erdgeschosses von Projekt A sind sowohl die Messpunkte auf den Deckenfeldern (rote Punkte) als auch jeweils die Diagramme der Übertragungsfunktionen vom Fundament auf die betreffenden Deckenfelder dargestellt. Die berechneten Kurven sind Grün eingefärbt, wobei hier drei verschiedene Dämpfungsmaße (D = 1 %, 2 %, 3 %) zugrunde gelegt wurden. Die blauen Kurven stellen die messtechnisch ermittelten Übertragungsfunktionen ausgehend von verschiedenen Fundament-Messpunkten dar:

Abbildung 5: Projekt A Erdgeschoss: Vergleich Übertragungsfunktionen Fundament – Deckenfelder Messung (blau) / Berechnung (rot)

Der Vergleich zwischen den Mess- und Berechnungsergebnissen in Abb. 5 zeigt zum einen die Problematik der Abschätzung der Dämpfung auf. Die Messergebnisse weisen tendenziell niedrigere Überhöhung als die Berechnungsergebnisse auf, was auf ein höheres Dämpfungsmaß als 3 % schließen lässt. Für zwei von drei Deckenfeldern werden – in Abweichung zu den Berechnungsergebnissen – messtechnisch deutlich geringere Überhöhungen gemessen, was ggf. auf eine zu dem Berechnungsmodell abweichende, bautechnische Ausführung zurückzuführen ist. Für den mittleren Messpunkt ist eine prinzipielle Übereinstimmung zwischen Messung und Berechnung zu erkennen. Tendenziell weist auch hier die tatsächliche Decke gegenüber dem Modell eine größere Dämpfung und eine höhere Steifigkeit auf, was – auf der sicheren Seite liegend – akzeptabel ist.

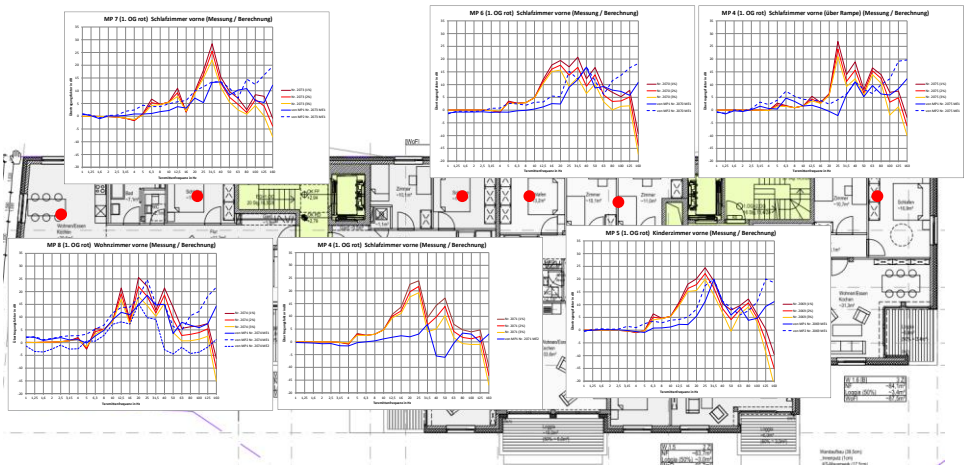


Abbildung 6: Projekt A 1. Obergeschoss: Vergleich Übertragungsfunktionen Fundament – Deckenfelder Messung (blau) / Berechnung (rot)

In der Abb. 6 des Grundrisses des 1. Obergeschosses von Projekt A sind sowohl die Messpunkte auf den Deckenfeldern (rote Punkte) als auch jeweils die Diagramme der Übertragungsfunktionen vom Fundament auf die betreffenden Deckenfelder dargestellt. Die berechneten Kurven sind rot eingefärbt, wobei hier ebenfalls drei verschiedene Dämpfungsmaße (D = 1 %, 2 %, 3 %) zugrunde gelegt wurden. Die blauen Kurven stellen die messtechnisch ermittelten Übertragungsfunktionen ausgehend von verschiedenen Fundament-Messpunkten dar.

Im Vergleich zeigt sich auch hier, dass im vorliegenden Fall die Messergebnisse eine geringere Überhöhung bzw. höhere Dämpfung und eine größere Steifigkeit für die untersuchten Deckenfelder aufweisen. Tatsächlich werden in der Regel im Vergleich zu den Berechnungen höhere Decken-Eigenfrequenzen gemessen.

Unabhängig davon, dass auf diese Weise in den Berechnungen, auf denen die Prognosen der Erschütterungen und des sekundären Luftschalls für den später herzustellenden Neubau basieren, auf der sicheren Seite gerechnet wird, da sowohl ein höheres Dämpfungsmaß als auch eine größere Steifigkeit der Deckensysteme zu geringeren Prognosewerten führen, wäre individuell zu klären, inwiefern vor Ort eine abweichende Bauausführung oder auch temporäre „Widrigkeiten“ bzw. im Berechnungsmodell z.B. Auflagerbedingungen und Massen zu größeren Diskrepanzen zwischen Mess- und Berechnungsergebnissen führen können.

2.1.3 Übertragungsfunktionen Rohdecke – Estrich aus Berechnung und Messung

In den Diagrammen der Abb. 7 werden die messtechnisch ermittelten Übertragungsfunktionen (blau) von der Rohdecke auf den schwimmenden Estrich mit den für die Prognose verwendeten Standardfunktionen (rot) verglichen. Da die Standardfunktionen gemittelte Daten aus eigenen Messergebnissen darstellen, ist die Übereinstimmung der quantitativen Überhöhung gut, liegt jedoch tendenziell in der Prognose auch auf der sicheren Seite. Für die Estrich-Probefelder im Erdgeschoss (Abb. 7 links) wurde eine Abstimmfrequenz des schwimmenden Estrichs in der 50 Hz-Terz und für die Probefelder im 1.OG (Abb. 7 rechts) eine Abstimmfrequenz in der 63 Hz-Terz gemessen.

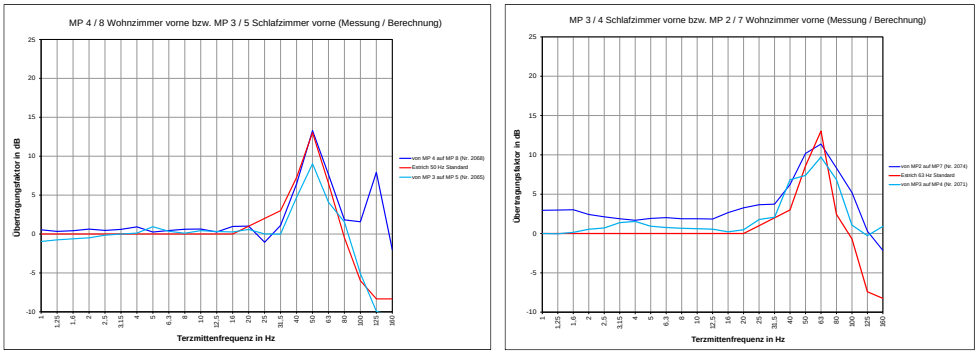


Abbildung 7: Projekt A links Erdgeschoss - rechts 1. OG: Vergleich Übertragungsfunktionen Rohdecke – schwimmender Estrich Messung (blau) / Berechnung (rot)

2.2 Projekt B Wohnturm S-Bahn

Das Projekt B stellt einen Neubau ohne Untergeschoss dar, in welchem im Erdgeschoss eine Gewerbenutzung vorgesehen wird und welches sieben Obergeschosse mit Wohnnutzung aufweist. Das hier untersuchte Gebäude befindet sich im Mindestabstand von 18 m zu ebenerdigen Bahngleisen mit S-Bahn, Regional- und Güterverkehr.

Im Rahmen der erschütterungstechnischen Untersuchungen sind zu Beginn Schwingungsmessungen in einem Parkhaus und in Gruben auf dem Baugrundstück und im Zuge der Bauausführung auf repräsentativen Deckenfeldern (Stahlbeton h = 26 cm) in den Obergeschossen im Rohbau durchgeführt worden. Aus den Messergebnissen können Übertragungsfunktionen vom Fundament auf einzelne Deckenfelder ermittelt werden.

2.2.1 3D-FE-Gebäudemodell

Für die berechnungstechnische Ermittlung von frequenzabhängigen Übertragungsfunktionen vom Fundament auf Deckenfelder wurde ein 3D-FE-Gebäudemodell erstellt, welches in der Abb. 8 dargestellt wird. Ebenfalls gekennzeichnet sind die untersuchten Deckenfelder im 1. und 2. Obergeschoss:

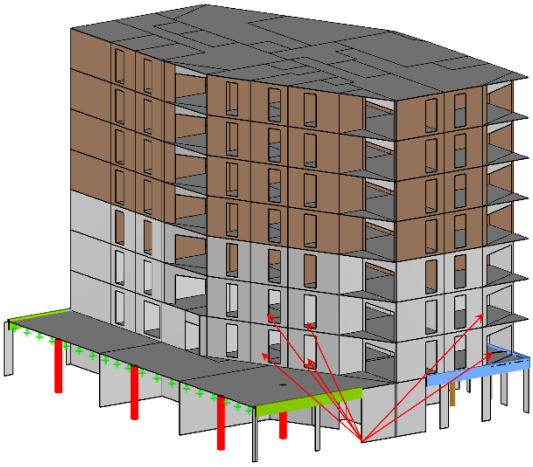


Abbildung 8: Projekt B: 3D-FE-Gebäudemodell mit Kennzeichnung der untersuchten Deckenfelder

2.2.2 Übertragungsfunktionen Fundament – Decke aus Berechnung und Messung

In den Abb. 9 und 10 der Grundrisse im 1. und 2 Obergeschosse von Projekt B sind sowohl die Messpunkte auf den Deckenfeldern (rote Punkte) als auch jeweils die Diagramme der Übertragungsfunktionen vom Fundament auf die betreffenden Deckenfelder dargestellt. Die berechneten Kurven sind blau eingefärbt, wobei hier drei verschiedene Dämpfungsmaße (D = 1 %, 2 %, 3 %) zugrunde gelegt wurden. Die roten Kurven stellen die messtechnisch ermittelten Übertragungsfunktionen ausgehend von verschiedenen Fundament-Messpunkten dar.

Aus dem Vergleich der berechneten und gemessenen Übertragungsfunktionen ist wie beim Projekt A erkennbar, dass die tatsächlichen Deckensysteme eine etwas höhere Dämpfung und Steifigkeit aufweisen. Hier fällt zusätzlich auf, dass für alle untersuchten Deckenfelder eine deutliche Überhöhung in der 12,5 Hz-Terz berechnet wird. Bei der Überprüfung des Berechnungsmodells ergibt sich, dass bei dieser Frequenz ausgeprägte, parallele bzw. gekoppelte Deckenschwingungen über alle Stockwerke hinweg berechnet werden, was jedoch nicht der messtechnischen Erfahrung entspricht. Aus diesem Grund ist diese berechnete Schwingform als unrealistisch einzuschätzen.

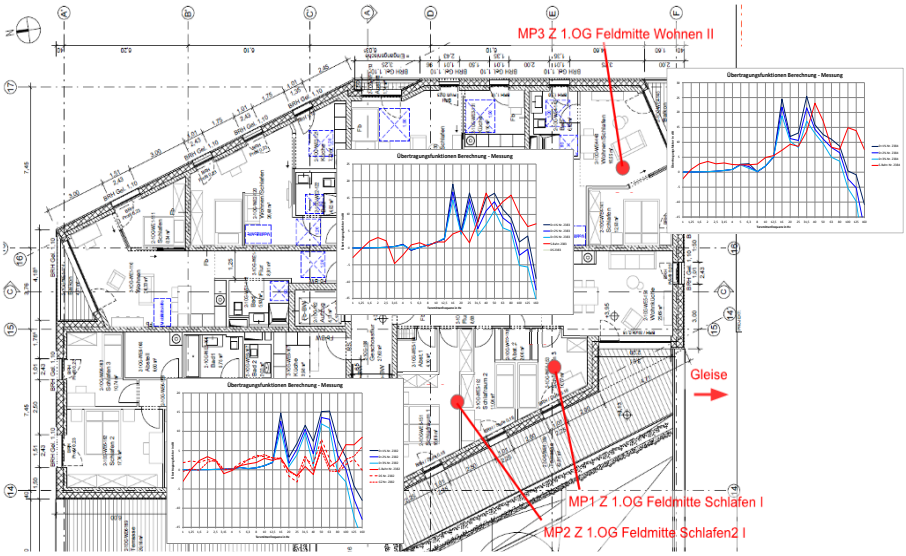


Abbildung 9: Projekt B 1. Obergeschoss: Vergleich Übertragungsfunktionen Fundament – Deckenfelder Messung (rot) / Berechnung (blau)

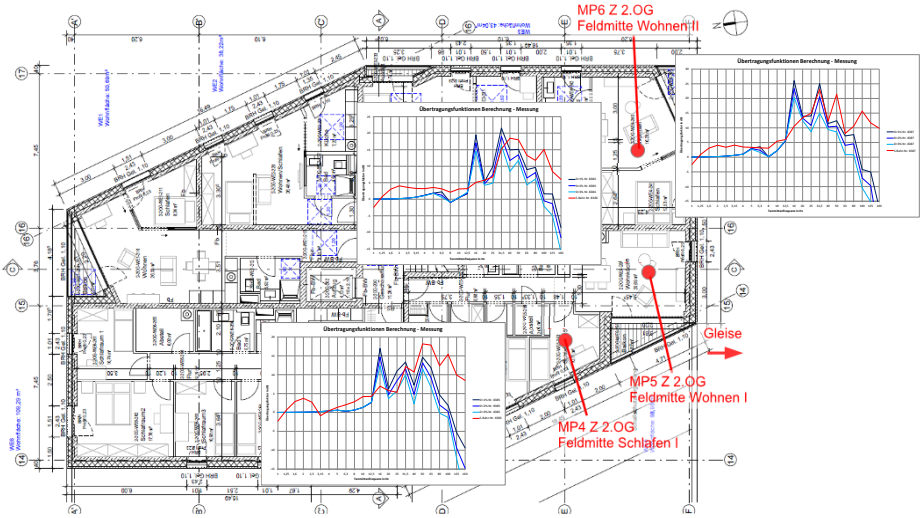


Abbildung 10: Projekt B 2. Obergeschoss: Vergleich Übertragungsfunktionen Fundament – Deckenfelder Messung (rot) / Berechnung (blau)

3 Zusammenfassung

Ein Vergleich von mess- und berechnungstechnisch ermittelten, frequenzabhängigen Übertragungsfunktionen vom Fundament auf ausgewählte Deckenfelder in zwei Wohnungsbauprojekten ergibt praxisnahe Erkenntnisse zur tatsächlichen Dämpfung sowie zur Steifigkeit der Tragkonstruktionen. In den hier vorgestellten Projektbeispielen wurden in den Berechnungen geringere Dämpfungsmaße und Steifigkeiten und/oder zu hohe Lasten angesetzt, als in den Messungen ermittelt. Für die auf den Übertragungsfunktionen aus den Berechnungsmodellen basierende Prognose der Erschütterungen und des sekundären Luftschalls wird so jedoch auf der sicheren Seite gerechnet. Die aus Messungen ermittelten Übertragungseigenschaften können nur für gleichartige Konstruktionen übernommen werden. Überdies kann durch den Vergleich der Mess- und Berechnungsergebnisse auf unrealistische Eigen-Schwingformen im Modell geschlossen werden. Für genauere Modellbildungen wäre zusätzlich eine detailliertere Untersuchung der Bauzustände während der Schwingungsmessungen auf den Rohbaudecken erforderlich.

Die in der Prognose für den schwimmenden Estrich in der Übertragungsfunktion angesetzte Überhöhung konnte in den Schwingungsmessungen bestätigt werden.

Literatur

[1] PETERSEN, C. Dynamik der Baukonstruktionen, Braunschweig/Wiesbaden, Vieweg 1996

[2] ROSENQUIST, M.O.; HOLTZENDORFF, K. Einfluss des schwimmenden Estrichs auf die Immissionen von Erschütterungen und sekundärem Luftschall aus dem Schienenverkehr. In: Wuttke, F.; Hendrawan, D.B. Aji; Aycan, Ö. (Hrsg.) D-A-CH-Tagung, CAU Kiel, 2023, S. 533 - 542

[3] Heckl, M., Müller, H.A. Taschenbuch der Technischen Akustik, Berlin Heidelberg, Springer Verlag 1994

[4] DIN 45672-3 Entwurf: Schwingungsmessung an Schienenverkehrswegen – Teil 3: Prognoseverfahren auf Basis von Terzspektren

Baustatik – Baupraxis 15, © 2024, Technische Universität Hamburg

Quantifizierung polymorpher Unschärfen am Beispiel eines abgespannten Masts

Simon Marwitz[1], Volkmar Zabel[2] und Tom Lahmer[1]

[1] *Bauhaus Universität Weimar, Institut für Strukturmechanik, Marienstr. 15, 99423 Weimar*
[2] *Universität Rostock, Professur für Baustatik und Baudynamik, Justus-von-Liebig-Weg 2, 18059 Rostock*

Zusammenfassung: Bei der strukturdynamischen Modellierung treten Unschärfen aufgrund natürlicher Schwankungen (aleatorisch) und unvollständigen Wissens (epistemisch) auf. Am Beispiel eines abgespannten Mastes wird eine Methodik zu deren Quantifizierung vorgestellt. Die polymorphen Unschärfen von Eigenfrequenzen, Dämpfungswerten und Frequenzgängen erlauben Rückschlüsse auf die Wirksamkeit eines Schwingungsdämpfers und zeigen auf, wo vorhandenes Wissen vertieft werden sollte.

1 Einleitung

Im Ingenieurwesen müssen reale Strukturen oder Prozesse mathematisch oder numerisch modelliert werden, um ihr Verhalten zu prognostizieren und ihre Funktion oder Sicherheit zu bewerten. Die benötigten Informationen sind jedoch u. U. nicht vorhanden oder unpräzise, „sondern eher ungenau, diffus, schwankend, unvollständig, fragmentarisch, vage, mehrdeutig, zweifelhaft oder verbal und können einen datenbasierten, von Experten spezifizierten, objektiven oder subjektiven Hintergrund haben“ [10, übersetzt]. Die Parameter sind unscharf.

Die Modellierung von Unschärfe hängt von den verfügbaren Informationen ab und kann, in Abhängigkeit von der Informationsquelle, als aleatorisch oder epistemisch eingestuft werden. Aleatorische Unschärfe entsteht durch inhärente Variation oder Zufall und ist nicht reduzierbar. Epistemische Unschärfe ist bedingt durch fehlendes oder unvollständiges Wissen und kann durch Erwerb zusätzlichen Wissens verringert werden.

Diese Klassifizierung ist jedoch möglicherweise nicht ausreichend, um die zahlreichen oben zitierten Arten von Unschärfe zu modellieren. Einerseits kann ein Parameter von Natur aus variabel sein, aber für seine mathematische Modellierung, z. B. in einer probabilistischen Betrachtung, sind die Verteilungsparameter unbekannt. Andererseits können Parameter von

epistemischen Unschärfemodellen variable Komponenten haben. Der Begriff polymorphe Unschärfe wurde u.a. von [7] für Situationen geprägt, in denen Unschärfen verschachtelt oder gemischt auftreten. In diesem Zusammenhang werden die beiden obigen Beispiele als *Unvollständigkeit* und *Ungenauigkeit* bezeichnet.

Für die vorliegende Studie wurde eine Methodik zur Quantifizierung polymorpher Unschärfen von mathematisch-numerischen Modellen entwickelt und im Rahmen einer Fallstudie auf das numerische Modell eines abgespannten Mastes mit kreisförmigem Querschnitt (Abb. 1) angewendet. Diese schlanken, schwingungsanfälligen Strukturen sind in der Regel rauen Umweltbedingungen ausgesetzt, die naturgemäß unscharf sind. Darüber hinaus wurden viele dieser Bauwerke vor Jahrzehnten errichtet und haben zahlreiche strukturelle Änderungen erfahren. Neben Materialalterung und nachlassenden Vorspannkräften sind auch die Dämpfungseigenschaften unbekannt, was zu erheblichen Unschärfen bei der Modellierung führt.

2 Polymorphe Unschärfe: Modellierung, Fortpflanzung und Verarbeitung

Aleatorische Unschärfe wird in der Regel mit Hilfe der Wahrscheinlichkeitstheorie abgebildet. Dabei werden etablierte Konzepte wie Ereignisse, Wahrscheinlichkeiten und Zufallsvariablen mit ihren diversen Verteilungsfunktionen verwendet. Die Beschreibung der Fortpflanzung aleatorischer Unschärfen erfolgt durch deterministische Funktionen oder Modelle unter Verwendung sample-basierter Methoden. In dieser Studie wird die Quasi-Monte-Carlo-Methode verwendet, um sogenannte low-discrepancy Sequenzen (Halton) der Eingabeparameter zu erzeugen. Da diese Sequenzen annähernd gleichverteilt sind, muss jede Stichprobe vor der Anwendung eines statistischen Schätzers mit Gewichten entsprechend ihrer Verteilungsfunktion gewichtet werden. Dies ermöglicht die Wiederverwendung bereits durchgeführter Berechnungen [9], wenn sich die zugrundeliegende Verteilungsfunktion ändert.

Epistemische Unschärfe liegt in Situationen vor, in denen das verfügbare Wissen unvollständig ist, es Zweifel, Unwissen oder sogar widersprüchliche Angaben gibt. Dies macht die Konstruktion eines kohärenten probabilistischen Modells unmöglich. In der vorliegenden Studie wurde die Evidenztheorie [13, 2] (engl. Evidence Theory) zur Modellierung epistemisch unscharfer Parameter gewählt. Das verfügbare Wissen wird modelliert, indem (nicht-elementaren) Ereignissen „Masse“ zugewiesen wird. Diese werden als fokale Mengen oder, im stetigen Fall, fokale Intervalle bezeichnet und können zu Belief-, Plausibility- und Commonality-Funktionen zusammengefasst werden. Die Fortpflanzung durch eine deterministische Funktion wird typischerweise durch Intervalloptimierung [5] erreicht. Aus dem kartesischen Produkt aller Intervalle der Eingangsgrößen bilden sich mehrere Hyperwürfel, in denen jeweils der größte und kleinste Wert der Ausgangsgröße bestimmt wird.

Polymorphe Unschärfen entstehen häufig, wenn Parameter gemischte oder verschachtelte aleatorische und epistemische Unschärfen aufweisen. Man unterscheidet dann *Ungenauigkeit* und *Unvollständigkeit*. In jedem Fall ist es wünschenswert, die Trennung zwischen aleatorischer und epistemischer Unschärfe zu erhalten. Modellierung und Fortpflanzung folgen den oben beschriebenen Verfahren. Die Verarbeitung von *Ungenauigkeit* erfordert die stochastische Analyse von Zufallsvariablen in einer äußeren Schleife und die Intervalloptimierung

von fokalen Intervallen in einer inneren Schleife. Die Verarbeitung von *Unvollständigkeit* erfordert die Intervalloptimierung in einer äußeren Schleife und die stochastische Analyse in einer inneren Schleife. In Situationen, in denen *unvollständige* und *ungenaue* Variablen gemischt oder sogar verschachtelt sind, ist eine dreifache Schleife erforderlich: Intervallanalyse (*Unvollständigkeit*) - stochastische Analyse (*Variabilität*) - Intervallanalyse (*Ungenauigkeit*) - deterministische Analyse (mathematisches/numerisches Modell/Funktion).

Um diese Analysen in einer rechnerisch umsetzbaren Weise zu lösen, wurde eine Methodik entwickelt und umgesetzt. Sie ist in [8] beschrieben und erfüllt die folgenden Anforderungen: a) Unschärfemodellierung: epistemische, aleatorische und polymorphe Unschärfe, b) Geringe Anzahl von Auswertungen eines Modells mit mehreren Ausgangsgrößen bei gleichzeitiger Repräsentation seines globalen und lokalen Verhaltens (Berechnungseffizienz), c) Trennung von Fortpflanzung (Modellauswertungen) und Verarbeitung (Intervalloptimierung, statistische Schätzung) der Unschärfe, und c) Simultane Berechnung von Sensitivitätswerten.

3 Fallstudie: Unschärfen im strukturdynamischen Verhalten eines abgespannten Mastes

Zur Demonstration der entwickelten Methodik wurde ein Beispiel aus der Strukturdynamik, ein abgespannter Mast, gewählt (Abb. 1). Das Beispiel ist angelehnt an eine $200\,\mathrm{m}$ hohen abgespannten Stahlmast. Vereinfacht wird eine Abspannung in nur Ebene angenommen. Darüber hinaus ist ein Schwingungsdämpfer (*Tuned Mass Damper*) an der Spitze des Mastes installiert. Die Belastung folgt aus Eigengewicht (statische Stabilität wird angenommen), Wind und Vereisungen.

Die *Strukturmodellierung* basiert auf der Vereinfachung, Idealisierung und Linearisierung des ansonsten komplexen und nichtlinearen Tragverhaltens abgespannter Masten, wie in [15] beschrieben. Die äquivalente Federsteifigkeit der Pardunen k_{eq} wird aus dem Seilquerschnitt A_{cbl} und der Vorspannkraft N_{cbl} abgeleitet. Es wurde ein ellipsenförmiger Querschnitt mit leicht voneinander abweichenden Halbmessern gewählt, um eng beieinander liegende Eigenfrequenzen zu berücksichtigen. Eine modale Dämpfung ζ_{glob} wird unter Verwendung der Rayleigh-Parameter α und β auf die Eigenschwingungen $1\ldots14$ übertragen. Zusätzliche nicht-proportionale Dämpfung wird durch den Schwingungsdämpfer eingebracht, der nach dem in [12] beschriebenen Verfahren mit Masse m_{D}, Steifigkeit k_{D} und Viskosität d_{D} ausgelegt ist. Initiale Strukturparameter sind in Tab. 1 aufgeführt.

Die *Ausgangsgrößen* des Strukturmodells sind die Eigenfrequenzen f_j und Dämpfungsgrade ζ_j der $j = 1\ldots14$ Eigenschwingungen (siehe Tab. 2). Weitere Ausgangsgröße ist der in 1024 Frequenzlinien bis $5\,\mathrm{Hz}$ diskretisierte Betrag der Akzeleranz zwischen Mastspitze (Anregungspunkt) und Dämpfer (Antwortpunkt). Da nichtproportionale Dämpfung vorliegt, werden die komplexen Eigenformen und ihre konjugierten Paare bei der Bestimmung der Frequenzgangfunktionen berücksichtigt [1].

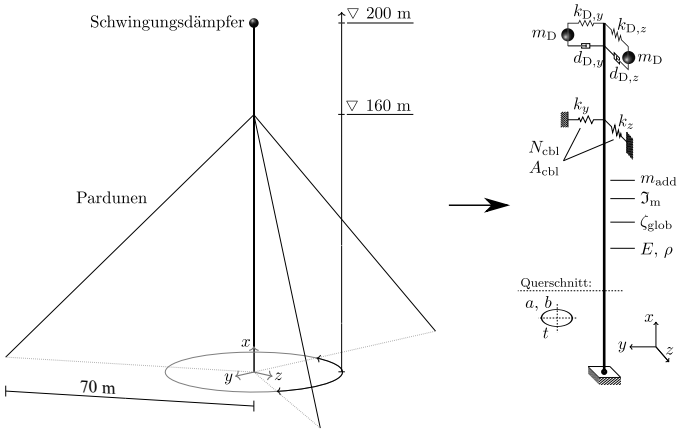


Abbildung 1: Vereinfachtes und linearisiertes Modell eines abgespannten Mastes mit Dämpfer

Mastrohr			
E		$=$	$2.1e11\,\mathrm{N\,m^{-2}}$
ρ		$=$	$7850\,\mathrm{kg\,m^{-3}}$
$A =$	$\pi\,(ab - (a-t)(b-t)) =$		$3.382e{-2}\,\mathrm{m^2}$
$I_y =$	$\frac{\pi}{4}(ab^3 - (a-t)(b-t)^3)) =$		$1.36e{-2}\,\mathrm{m^4}$
$I_z =$	$\frac{\pi}{4}(a^3b - (a-t)^3(b-t)) =$		$1.36e{-2}\,\mathrm{m^4}$
I_{yz}		$=$	$0\,\mathrm{m^4}$
L		$=$	$200\,\mathrm{m}$

Schwingungsdämpfer			
$m_D =$	$\sim 1.5\% m_{total} =$		$800\,\mathrm{kg}$
$\kappa_{opt} =$	$\frac{1}{1+\mu}$	$=$	0.966
$\zeta_{D,opt} =$	$\sqrt{\frac{3\mu}{8(1+\mu)^3}}$	$=$	$10.9\,\%$
$f_D =$	$\kappa_{opt} f_1 =$		$0.180\,\mathrm{Hz}$
$k_D =$	$(2\pi f_D)^2 m_D =$		$1025.48\,\mathrm{N\,m^{-1}}$
$d_D =$	$2m_D 2\pi f_D \zeta_D =$		$197.61\,\mathrm{N\,s\,m^{-1}}$

Abspannungen			
A_{cbl}		$=$	$7.54\,\mathrm{cm^2}$
N_{cbl}		$=$	$60\,\mathrm{kN}$
$A_{eq} =$	$\frac{A_{cbl}}{1+\left(\frac{m\,g\,a}{N_{cbl}}\right)^2 \frac{E A_{cbl}}{12 N_{cbl}}}$	$=$	$3.49e{-4}\,\mathrm{m^2}$
$k_{eq} =$	$(E A_{eq} \sin^2\phi + N_{cbl})\frac{1}{s}$	$=$	$6.78e4\,\mathrm{N\,m^{-1}}$
$k_z =$	$2\sin(60°)k_y$	$=$	$1.17e5\,\mathrm{N\,m^{-1}}$

Globale Dämpfung (Rayleigh-Modell)			
ζ_{glob}		$=$	$0.5\,\%$
$\alpha =$	$\frac{2\omega_1\omega_{14}\zeta_{glob}\,(\omega_1 - \omega_{14})}{\omega_1^2 - \omega_{14}^2}$	$=$	$8.52e-3$
$\beta =$	$\frac{2\zeta_{glob}\,(\omega_1 - \omega_{14})}{\omega_1^2 - \omega_{14}^2}$	$=$	$1.88e-3$

Tabelle 1: Initiale Strukturparameter des Mastes und ihre Bestimmungsgleichungen

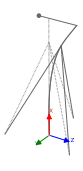
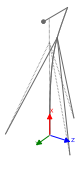
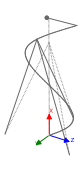
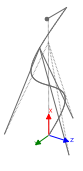
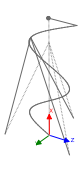
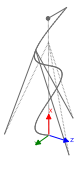
$\boldsymbol{\phi_j}$										
$f_{d,j}$ [Hz]	0.172	0.173	0.189	0.190	0.341	0.360	0.671	0.674	1.390	1.395
ζ_j [%]	7.986	7.891	2.945	3.174	1.574	1.438	0.342	0.329	0.323	0.321

Tabelle 2: Eigenfrequenzen $f_{d,j}$, Dämpfungswerte ζ_j und Eigenformen $\boldsymbol{\phi_j}$ (ohne Unschärfe).

Die *Unschärfemodellierung* basiert auf unterschiedlichen Quellen, darunter statischen Berechnungen und Zeichnungen einer ähnlichen Struktur, Normen und Standards, Literatur und der Erfahrung der Autoren. Alle Eingabeparameter und die Parameter ihrer Unschärfemodelle sind in Tab. 3 aufgeführt.

Die *Ergebnisse* wurden ermittelt, indem zunächst durch Intervalloptimierung für jede der 2076 Modellausgangsgrößen separat die fokalen Intervalle aufgrund von *Ungenauigkeit* bestimmt wurden. Anschließend wurden zwei statistische Schätzer angewendet: Mittelwert und kumulative Verteilungsfunktion. Letztere wurde für 40 Wahrscheinlichkeitsklassen $P = \{[0{,}0.025] \ldots [0.975{,}1]\}$ bestimmt. Die Optimierungen der fokalen Intervalle aufgrund von *Unvollständigkeit* wurden dann für jede statistische Schätzgröße separat durchgeführt. Abschließend wurden die fokalen Intervalle zu Plausibilitätsfunktionen zusammengefasst.

Abbildung 2 zeigt Intervalle, die den wahren Wert der Ausgangsgröße enthalten und sollte nicht im probabilistischen Sinn einer Wahrscheinlichkeitsdichte interpretiert werden. Diese Intervalle sind durch unterschiedlich starke Evidenz (Ordinate) belegt. Die Unschärfen der mittleren Eigenfrequenzen umfassen einen relativ großen Bereich, sodass die Datenbasis für die Auslegung des Schwingungsdämpfers als unzureichend angesehen werden kann.

Bei der Interpretation dieses Diagramms ist zu beachten, dass die Ausgangsgröße aufgrund der *Variabilität*, die hier zu einem einzigen Wert (dem Mittelwert) zusammengefasst wurde, zu jedem beliebigen Zeitpunkt die fokalen Intervalle überschreiten kann. Es ist daher anzustreben, die Trennung zwischen aleatorischer und epistemischer Unschärfe in der graphischen Darstellung beizubehalten, z.B. in Form einer empirischen kumulativen Verteilungsfunktion. In Abb. 3 sind die Verteilungsfunktionen der Dämpfungswerte der Eigenschwingungen erster Ordnung dargestellt, wobei die aleatorische Unschärfe (*Variabilität*) auf der Ordinate und die epistemische Unschärfe (*Ungenauigkeit* und *Unvollständigkeit*) auf der Abszisse aufgetragen sind. Es zeigt sich, dass unter bestimmten Umständen, die durch die vorhandene Unschärfe begründet sind, eine deterministische Auslegung des Schwingungsdämpfers zu einer nicht ausreichenden Dämpfungskapazität führen kann. Die verbleibende epistemische Unschärfe sollte so weit wie möglich reduziert werden, indem zusätzliches Wissen über unscharfe Eingangsparameter gewonnen wird.

Abbildung 4 zeigt die Plausibilitätsfunktionen der mittleren Akzeleranz, die für jede Frequenzlinie separat geschätzt und zu einer einzigen grafischen Darstellung kombiniert wurden. Daraus kann abgeleitet werden, dass der Dämpfer die Schwingungen der Struktur in bestimmten Parameterkonstellationen auch ausreichend reduzieren kann, obwohl er unter deterministischen Annahmen entworfen wurde.

Param.	m	Art	Wert/Interv./Vert.	Einheit	Beschreibung / Quelle
E	–	Det.	$2.1e11$	$\mathrm{N\,m^{-2}}$	Elastizitätsmodul
ρ	–	Det.	7850	$\mathrm{kg\,m^{-3}}$	Massendichte
a	–	Det.	0.9	m	Halbachse des Querschnitts
b	1.0	Ung.	[0.85,0.95]	m	Halbachse des Querschnitts
t	0.8 0.2	Ung. Var.	$[5.9e{-}3,6.1e{-}3]$ $\mathcal{N}(6e{-}3,1e{-}4)$	m	Wandungstärke
m_{add}	0.8 0.2	Ung.	$[20, 100]$ [40,50]	kg	Zusatzmasse (Plattformen, Kabel, Antennen, etc.) [6]
N_{cbl}	–	Var.	$\mathcal{N}(\mu_N, 2655)$	N	Vorspannkräfte Pardunen (Normalvert.)
μ_N	0.75 0.25	Det. Unv.	60000 [40000,180000]	N	Aufgebrachte Vorspannkraft
A_{cbl}	1.0	Ung.	[0.0007,0.0008]	$\mathrm{m^2}$	Querschnittsfläche der Pardunen
ζ	0.2 0.5 0.3	Ung.	[0.16,1.5] [0.75,0.92] [0.75,1.34]	%	Globales Dämpfungsmaß: [14] Glob. Dämpf.: ger. / mittl. Schwing. [12] Glob. Dämpf.: ger. / hohe Schwing. [12]
d_{D}	–	Var.	$\mathcal{N}(197.61, \sigma_{d_D})$	$\mathrm{N\,s\,m^{-1}}$	Dämpferviskosität
$\sigma_{d_{\text{D}}}$	0.8 0.2	Unv. Unv.	[10,15] [5,20]	$\mathrm{N\,s\,m^{-1}}$	Temperaturabhängigkeit d. Silikonöls [11]
m_{D}	–	Det.	800	kg	Dämpfermasse
k_{D}	–	Det.	1025.48	$\mathrm{N\,m^{-1}}$	Dämpfersteifigkeit
$\mathfrak{I}_{\text{Pr}}$	0.3 0.7	Det. Unv.	0.077 26 [0.002 74,0.211]	- -	Wahrscheinlichkeit von Vereisung [4]
$\mathfrak{I}_{\text{occ}}$	–	Var.	$\mathcal{B}(\mathfrak{I}_{\text{Pr}})$	-	Auftreten von Vereisung (Bernoulli Vert.)
$\mathfrak{I}_{\text{m}}$	1.0	Ung.	$[50\mathfrak{I}_{\text{occ}},100\mathfrak{I}_{\text{occ}}]$	$\mathrm{kg\,m^{-1}}$	Eismasse [3]

Tabelle 3: Eingangsparameter und ihre Unschärfemodelle.

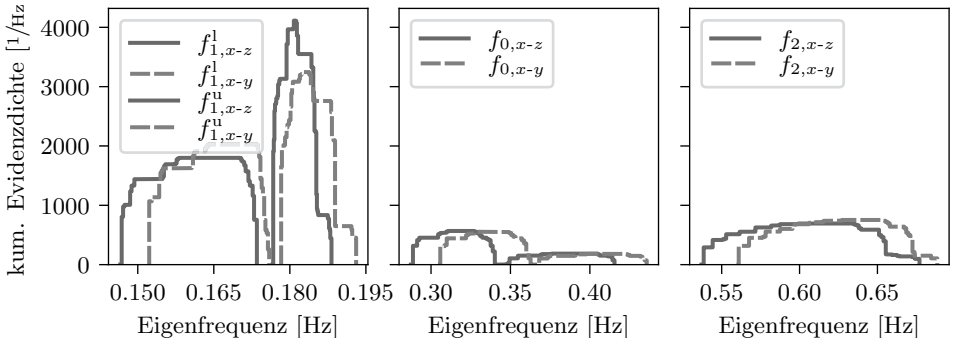


Abbildung 2: Plausibilitätsfunktionen der mittleren Eigenfrequenzen erster Ordnung (links), erster Ordnung mit Starrkörperschwingung (Mitte) und zweiter Ordnung (rechts) in jeweils zwei lateralen Biegerichtungen. Die Eigenschwingung erster Ordnung tritt jeweils doppelt auf, wobei der Dämpfer phasengleich bzw. -verschoben schwingt.

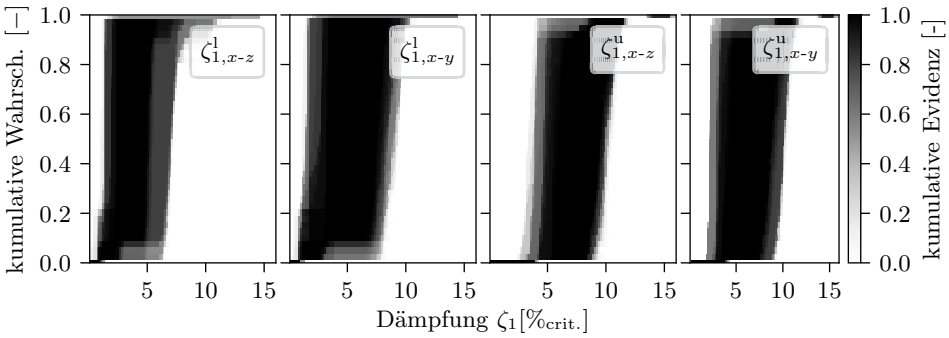


Abbildung 3: Plausibilitätsfunktion der kumulativen Verteilungsfunktion des Dämpfungsmaßes ζ der Eigenschwingungen erster Ordnung. Für eine gegebene Wahrscheinlichkeit werden die Intervalle der Dämpfungswerte aufgrund vorhander Evidenz dargestellt.

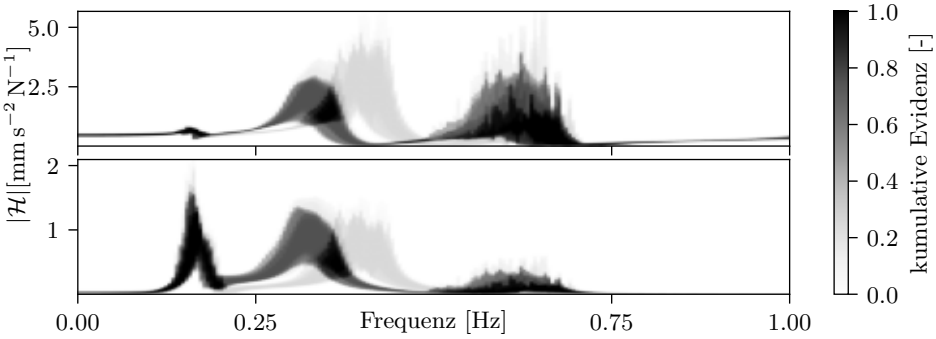


Abbildung 4: Plausibilität der durchschnittlichen Akzeleranz der Mastspitze (oben) und des Dämpfers (unten). Für eine gegebene Frequenzlinie (Abszisse) liegt die wahre durchschnittliche Beschleunigung (Ordinate) in einem Intervall, das durch gleichermaßen schattierte Grautöne (Applikate, Masse der Evidenz) begrenzt wird.

4 Schlussfolgerungen

Es wurde eine Methodik zur Quantifizierung polymorpher Unschärfen von mathematischen oder numerischen Modellen entwickelt und auf eine Fallstudie angewandt. Für den Entwurf von Schwingungsdämpfern abgespannter Masten unter polymorphen Unschärfen können folgende Schlussfolgerungen gezogen werden. Die individuelle Streuung oder Bandbreite der Eigenfrequenzen aufgrund der angenommenen epistemischen Unschärfen ist deutlich größer als ihre natürliche Schwankung aufgrund aleatorischer Unschärfen. Daher kann ein deterministischer Entwurf eines abgestimmten Dämpfers unter bestimmten Umständen nicht zu einer Erhöhung modaler Dämpfung führen. Doch selbst bei Verstimmung wird die Eigenschwingung erster Ordnung noch ausreichend bedämpft. In einer praktischen Anwendung sollten zusätzliche Anstrengungen unternommen werden, um mehr Wissen zu erlangen und die epistemische Unschärfe der strukturellen Schwingungseigenschaften vor dem Entwurf des Dämpfers zu verringern.

Danksagung

Für die Förderung des Forschungsprojekts *Bewertung und Reduzierung von Unschärfen bei der output-only Modalanalyse* (RUN-OMA) durch die Deutschen Forschungsgemeinschaft (DFG) sowie die Anregungen aus dem DFG-Schwerpunktprogramm 1886 wird herzlich gedankt. Rechenressourcen wurden vom MaPaCC4-Cluster an der TU Ilmenau bereitgestellt.

Literatur

[1] BRINCKER, R. ; VENTURA, C. : *Introduction to Operational Modal Analysis*. Wiley, 2015

[2] DEMPSTER, A. P.: Upper and Lower Probabilities Induced by a Multivalued Mapping. In: *The Annals of Mathematical Statistics* 38 (1967), Nr. 2, S. 325–339

[3] DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG E.V (DIN) ; NONE (Hrsg.): *DIN EN 1991-1-3/NA:2019-04, Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-3: Allgemeine Einwirkungen*

[4] DWD CLIMATE DATA CENTER (CDC) ; DWD (Hrsg.): *Jährliche Gebietsmittel der Eistage (Jährliche Anzahl) ($T_{min} < 0^\circ$ C)*. 2022

[5] ELDRED, M. ; SWILER, L. ; TANG, G. : Mixed aleatory-epistemic uncertainty quantification with stochastic expansions and optimization-based interval estimation. In: *Reliability Engineering and System Safety* 96 (2011), Nr. 9, S. 1092–1113

[6] FELDMANN, M. : Türme und Maste. In: *Petersen Stahlbau*. Springer Fachmedien Wiesbaden, 2022, S. 1197–1297

[7] GÖTZ, M. ; GRAF, W. ; KALISKE, M. : Structural design with polymorphic uncertainty models. In: *International Journal of Reliability and Safety* 9 (2015), Nr. 2/3, S. 112

[8] MARWITZ, S. ; LAHMER, T. ; ZABEL, V. : Quantification of Polymorphic Uncertainties - A Quasi-Monte Carlo Approach [submitted]. In: *ASCE-ASME Journal of Risk and Uncertainty in Engineering Systems, Part A: Civil Engineering* (2023)

[9] MOST, T. : Efficient structural reliability methods considering incomplete knowledge of random variable distributions. In: *Probabilistic Engineering Mechanics* 26 (2011), 4, Nr. 2, S. 380–386

[10] MÖLLER, B. ; BEER, M. : Engineering computation under uncertainty - Capabilities of non-traditional models. In: *Computers and Structures* 86 (2008), Nr. 10, S. 1024–1041

[11] PETERSEN, C. : *Schwingungsdämpfer im Ingenieurbau*. Maurer Söhne GmbH und Co. KG, München, 2001. – 437 S.

[12] PETERSEN, C. ; WERKLE, H. : *Dynamik der Baukonstruktionen*. Springer Fachmedien Wiesbaden, 2017

[13] SHAFER, G. : *A Mathematical Theory of Evidence*. Bd. 42. Princeton University Press, 1976

[14] VEREIN DEUTSCHER INGENIEURE E. V. (VDI): *VDI 2038-2 Gebrauchstauglichkeit von Bauwerken bei dynamischen Einwirkungen*. 2013

[15] ZABEL, V. ; MARWITZ, S. ; HABTEMARIAM, A. : Bestimmung von modalen Parametern seilabgespannter Rohrmasten. In: BISCHOFF, M. (Hrsg.) ; SCHEVEN, M. von (Hrsg.) ; OESTERLE, B. (Hrsg.) ; Baustatik Baupraxis e. V. (Veranst.): *Berichte der Fachtagung Baustatik-Baupraxis* Bd. 14. Universität Stuttgart : Institut für Baustatik und Baudynamik, 03 2020, S. 519–526

Baustatik – Baupraxis 15, © 2024, Technische Universität Hamburg

Automatic Time Step Selection for Structural Dynamic Analysis of Train Crossing Events

Alexander Paolini, Michael Vogl, Holger Heidkamp

SOFiSTiK AG, Garching, Germany

Abstract: In the design of railway bridges, dynamic effects induced by train passages can play a significant role. Numerical time integration methods enable efficient structural analyses in these cases. However, as this paper shows, suitable time step sizes are problem-dependent and difficult to assess. A remedy is provided by a newly developed automatic time step selection. It is presented here and illustrated with examples.

1 Structural Dynamic Analysis of Train Crossing Events

High-speed trains can excite bridges at resonance frequencies. Possible implications of the resulting large vibrations are a lower quality of the rail position and higher track maintenance costs. Therefore, if resonance effects cannot be excluded a-priori, the Eurocode requires bridges along high-speed railway lines to be verified based on a dynamic analysis [1].

There are two general modeling approaches for the dynamic analysis: The train can either be represented by a multi-body subsystem or by a series of axle loads moving with constant speed [1]. The multi-body approach takes the vehicle–bridge interaction into account, which reduces the structural response in most cases. However, the train properties must be known in detail and the computational cost is high when compared to the moving load model [2,3]. To consider the positive effect of the vehicle–bridge interaction in the commonly adopted moving load approach, the Eurocode provides additional damping values. It should be noted that they can lead to very different non-conservative results, whereas redesigned additional damping methods proved to be significantly more reliable [4].

Despite its higher efficiency, the moving load approach can still be computationally intensive because many different train types and speeds must be analyzed. The finite element method and numerical time integration schemes such as the Newmark method are commonly used to simulate each train crossing event. A key parameter for the computational costs here is the time step size. According to the Austrian Federal Railways (ÖBB) guideline [5], for example, it should be 1/20 of the oscillation period of the highest relevant eigenmode or shorter. This

shows that the time steps usually need to be very small, around 1 ms or less, to ensure sufficient accuracy. However, if the higher eigenmodes do not have a significant contribution to the overall solution, a similar accuracy can be achieved with fewer time steps. Hence, the adequate time step size is problem-dependent and difficult to assess. Knowledge, experience, and multiple trials can help finding it [6].

This paper investigates the relationship between time step size and accuracy for different problem configurations in Section 2. Based on this study, a procedure to automatically determine an accurate and efficient time step size has been developed. It is presented in Section 3.

2 Time Step Size and Accuracy

The smaller the time step size, the higher is generally the accuracy. The precise relationship, however, is difficult to quantify because it depends on the physical and numerical parameters of the finite element model. To gain a better understanding of it, a parameter study was performed using the software SOFiSTiK [7]. After a brief description of the study, its results are discussed in this section.

2.1 Parameter Study

The test structures are two representative bridges. They are both simply supported and made from concrete but have different spans l of 15 m and 30 m. Their properties, listed in Table 1, were taken from Glatz and Fink [2] and are typical of concrete bridges. The specified damping ratio ζ is fulfilled at the first and third bending eigenfrequency using mass and stiffness proportional damping. Hence, the 15 m bridge has a mass proportional damping coefficient α of 1.73 and a stiffness proportional damping coefficient β of 7.14×10^{-5}, whereas the 30 m bridge has α set to 0.61 and β to 1.33×10^{-4}. Both test structures are subjected to load model HSLM-A5 moving with constant speed in the range from 140 km/h to 360 km/h. Furthermore, static initial conditions are considered.

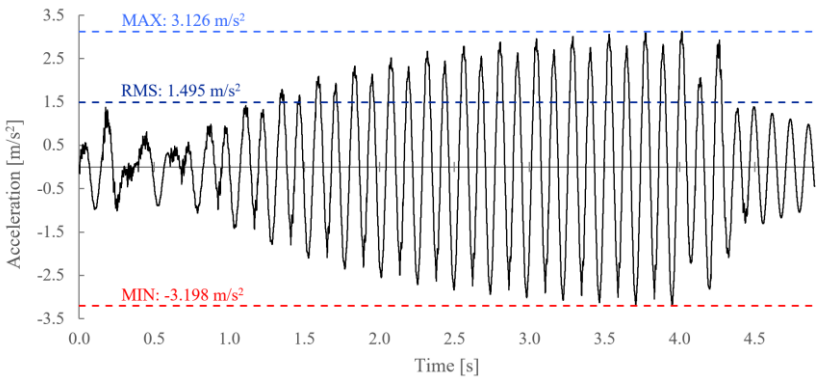
No.	Span l [m]	Mass per length μ [kg/m]	Bending stiffness EI [Nm^2]	Bending eigenfrequencies			Damping ratio ζ [%]
				f_1 [Hz]	f_2 [Hz]	f_3 [Hz]	
1	15	19042	2.667×10^{10}	8.26	33.01	74.15	1.85
2	30	29545	1.256×10^{11}	3.60	14.38	32.32	1.5

Table 1: Properties of the test bridges [2].

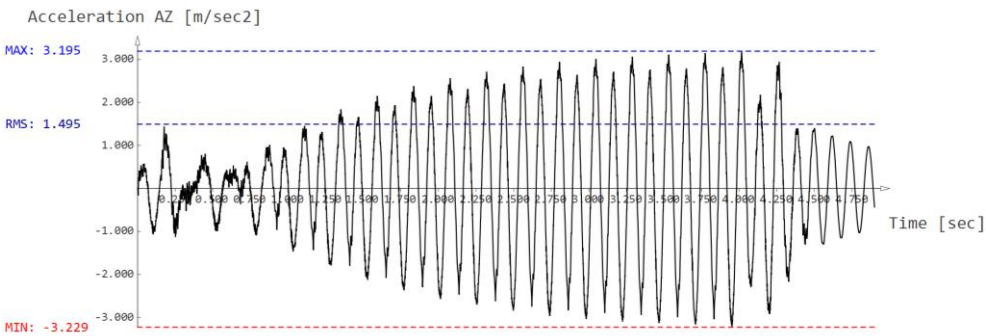
The finite element model of each bridge consists of 50 beam elements based on an enhanced Timoshenko approach with higher-order interpolation functions [7, 8]. The shear stiffness is chosen large enough to be in line with the Bernoulli theory used for the reference solution.

The Newmark constant acceleration method was employed to solve the equation of motion. Each train crossing event was computed multiple times using a smaller and smaller time step size. From one simulation to the next, it was reduced by a factor of 0.65. Among these different time step values is also the one specified in the ÖBB guideline [5]. It is 0.674 ms for the 15 m bridge and 1.547 ms for the 30 m bridge.

The accuracy of the numerical results is assessed by the relative error of the maximum absolute acceleration a_{max} at the center of the bridge.[1] To obtain the reference solution, the response of the ten lowest bending modes was calculated analytically and superimposed using the computer algebra system Maxima [9]. Figure 1 exemplarily shows the analytical and numerical acceleration of the 15 m bridge if the train speed is 327 km/h. As can be seen, the chosen speed is a critical one, inducing resonance of the first bending mode.



(a)



(b)

Figure 1: Acceleration at the center of the 15 m bridge under HSLM-A5 with a speed of 327 km/h: (a) analytical result, (b) numerical result using a time step size of 0.674 ms.

[1] The maximum absolute displacement u_{max} was also investigated in this study. It proved to be less sensitive to the variation of the time step size than the acceleration a_{max}. The discussion in this paper focuses on a_{max} for conciseness as it is the more relevant result in this context.

2.2 Discussion

The relative error of the numerical acceleration a_{max} is depicted in Figure 2 for different train speeds and time step sizes. The time step size required by the ÖBB guideline [5] is marked in bold. For both the 15 m bridge (Figure 2a) and the 30 m bridge (Figure 2b), it results in small relative errors of less than 6 % throughout all considered train speeds. A further reduction of the time step mostly leads to vanishing errors. Only a few slight errors remain, for example, in Figure 2b at speeds of 160 km/h and 340 km/h. Preliminary investigations indicate that these inaccuracies may arise from the spatial approximation of the moving loads by equivalent nodal loads. To improve the accuracy of the load representation, the number of nodes can be increased.

With larger time steps, high relative errors of more than 10 % occur at certain train speeds, presumably because the third bending mode is not represented well enough in time. Nevertheless, for other train speeds, good accuracy is obtained even for these “coarse” time steps. These include train speeds where the contribution of the first bending mode dominates the overall solution. The best examples are the design-relevant critical train speeds leading to a resonating first bending mode. They are marked in bold.

Train speed [km/h]

Time step size [ms]	140	**164**	180	200	**218**	240	260	280	300	**327**	340	360
3.778	8.3	6.5	43.0	13.3	4.8	7.0	7.9	6.5	17.6	1.4	3.3	12.1
2.455	9.5	2.1	3.8	2.2	3.9	5.6	4.6	4.1	2.5	1.8	2.1	13.4
1.596	6.7	5.5	2.3	0.1	1.8	0.1	10.8	7.5	6.6	1.4	1.1	1.4
1.037	5.9	2.3	3.6	2.6	1.4	0.6	4.5	1.6	5.6	1.1	1.6	2.2
0.674	0.9	3.4	1.7	4.4	2.4	5.3	2.7	2.9	4.4	1.0	0.3	1.6
0.438	0.9	2.7	3.1	3.4	0.9	1.4	1.6	2.0	2.5	0.7	0.3	2.0
Reference solution [m/s²]	*0.50*	*0.74*	*0.49*	*1.06*	*2.47*	*1.35*	*1.17*	*1.16*	*1.27*	***3.20***	*2.51*	*2.40*

(a)

Train speed [km/h]

Time step size [ms]	**143**	160	180	200	220	240	260	**285**	300	320	340	360
8.666	2.1	29.7	0.8	0.9	6.9	2.4	0.6	4.9	7.6	12.7	6.5	15.2
5.633	2.4	25.9	8.4	7.3	2.7	2.8	3.5	3.5	2.7	6.6	4.4	3.8
3.662	1.9	9.2	1.5	10.0	3.8	10.9	1.4	3.4	0.9	16.2	0.7	7.7
2.380	1.6	0.2	4.3	1.3	1.9	6.4	1.1	1.1	0.5	1.2	0.5	4.0
1.547	0.0	5.3	1.7	3.2	0.3	4.0	5.6	0.6	0.2	3.0	4.5	1.4
1.006	0.2	6.6	0.6	3.0	0.1	0.7	0.1	0.5	0.5	5.2	6.3	2.8
Reference solution [m/s²]	*0.81*	*0.23*	*0.34*	*0.44*	*0.54*	*0.52*	*0.65*	***2.31***	*1.29*	*0.90*	*0.65*	*0.66*

(b)

Figure 2: Relative error [%] of the numerical acceleration a_{max} for different train speeds and time step sizes: (a) 15 m bridge, (b) 30 m bridge.

This study illustrates that the error encountered in train passage simulations can significantly vary depending on different parameters such as the train speed. Therefore, time step sizes given in the literature may only serve as a rough estimate. They can still lead to unnecessarily high computational costs or insufficient accuracy. In the following section, an automatic and problem-based procedure is presented to determine an accurate yet efficient time step size.

3 Automatic Time Step Selection

An established way to detect the time step size that is needed to avoid considerable time discretization errors is a convergence study. In this iterative procedure, the result-time curve is computed multiple times using a smaller and smaller time step size until the result changes only marginally.

The start value of the time step size used in the convergence study must be chosen carefully. If it is too large, the results do not always converge strictly monotonically, as depicted in Figure 2. A major reason for this behavior is that vibrations can be significantly over- or underestimated unless they are resolved by enough time steps. In the worst case, convergence is declared too early if the contribution of a relevant bending mode is underestimated. For example, this effect can be seen in Figure 2a at speeds of 140 km/h and 360 km/h. Thus, the convergence study primarily serves in this context to verify a time step size rather than to find it.

A time step size suitable for this verification is the one defined by [5]. In this work, it proved to accurately resolve all relevant eigenmodes of the test bridges. However, it is quite small. Applying it to compute not only nodal results but also all design-relevant internal forces and moments can be time-consuming. These computational costs are not always necessary. Figure 2 shows that in many cases low relative errors can also be obtained with considerably larger time steps.

Therefore, the proposed method to select the time step size consists of two steps:

1. A convergence study is performed to verify a time step size that is small enough to resolve all relevant eigenmodes in time. Such a verification is also specified in the ÖBB guideline [5]. It states that a 0.65 times reduction of the time step size should not change the maximum result by more than 10 %. The value of the time step size that is to be verified can be easily determined based on the specifications in [5] or other technical codes.

2. Larger time step sizes within an appropriate range are checked to see if they lead to results of similar accuracy. To avoid coincidental agreement, the root-mean-square of the complete result-time curve should be considered here in addition to the maximum absolute value.[2]

This approach can be largely automated, ensures accurate results, and allows the design-relevant internal forces and moments to be computed efficiently. Furthermore, the

[2] The root-mean-square of the result-time curve was also determined in the parameter study described in Section 2 as an additional check of accuracy.

computational cost of this preparatory procedure is relatively small because only primary results (nodal results) are calculated.

Tables 2 and 3 show the time step sizes resulting from the proposed method when applied to the test bridges using a tolerance of 5 %. Compared to the standard approach, the number of time steps is reduced significantly, on average, by a factor of 4.0 for the 15 m bridge and 2.5 for the 30 m bridge. A further reduction of the number of time steps could possibly be achieved by extending the range of time step sizes considered into areas where the result quality fluctuates. The reliability of this extension is subject to further investigation. Preliminary results indicate feasibility.

Train speed [km/h]											
140	164	180	200	218	240	260	280	300	327	340	360
0.674	2.455	2.455	2.455	5.812	2.455	1.037	1.037	2.455	5.812[3]	3.778	1.596

Table 2: Time step sizes [ms] resulting from the proposed method for the 15 m bridge.

Train speed [km/h]											
143	160	180	200	220	240	260	285	300	320	340	360
8.666[3]	1.547	3.662	2.380	2.380[3]	1.547	1.006	13.333	5.633	1.547	1.547	3.662

Table 3: Time step sizes [ms] resulting from the proposed method for the 30 m bridge.

4 Conclusions

The relationship between time step size and accuracy in train passage simulations was investigated. For this purpose, a parameter study was performed on two test bridges by varying the time step size and train speed. Furthermore, the numerical results were compared with analytical reference solutions. The study confirms the suitability of the time step size specified in [5]. In the case of both bridges, it leads to accurate numerical results throughout all considered train speeds. In many cases, however, low relative errors are also obtained with considerably larger time steps. Based on these findings, a method to automatically determine an accurate and efficient time step size was developed. Moreover, it was applied to the test bridges, leading to a significant reduction of the number of time steps when compared to the standard approach.

References

[1] PETERSEN, C.; Werkle, H.: Dynamik der Baukonstruktionen. Springer Vieweg, Wiesbaden, 2017

[3] This time step size was selected based on the root-mean-square acceleration.

[2] GLATZ, B.; FINK, J.: A redesigned approach to the additional damping method in the dynamic analysis of simply supported railway bridges. In: *Engineering Structures* 241 (2021), 112415

[3] GLATZ, B.; FINK, J.: Einfluss der Zugmodelle auf die dynamische Antwort von 75 Stahl-, Verbund- und Stahlbetonbrücken. In: *Stahlbau* 88 (2019), 5, 470-477

[4] BETTINELLI, L.; VON DER THANNEN, B.; STOLLWITZER, A.; FINK, J.: Comparison of different approaches for considering vehicle-bridge-interaction in dynamic calculations of high-speed railway bridges. In: *Engineering Structures* 270 (2022), 114897

[5] ÖBB INFRASTRUKTUR: Richtlinie für die dynamische Berechnung von Eisenbahnbrücken. 2011

[6] PIRCHER, H.; STADLER, C.; GLATZL, J.; SEITZ, P.: Dynamische Berechnung von Eisenbahnbrücken im Zuge von Hochgeschwindigkeitsstrecken – Ein alternatives Verfahren zur Simulation von Zugüberfahrten. In: *Bautechnik* 86 (2009), 1, 1-13

[7] SOFiSTiK FEABENCH Manual. SOFiSTiK AG, Garching, 2023

[8] ZIENKIEWICZ, O.C.; Taylor, R.L.: The Finite Element Method for Solid and Structural Mechanics. 6th Edition. Elsevier, Oxford, 2005

[9] MAXIMA.SOURCEFORGE.IO: Maxima, a Computer Algebra System. Version 5.46.0 (2022). https://maxima.sourceforge.io/

Baustatik – Baupraxis 15, © 2024, Technische Universität Hamburg

Mehrschichtwand zum Schutz von kerntechnischen Anlagen und kritischer Infrastruktur

Viktor Vlaski[1], Anna Gallinat[1], Jörg Moersch[1]

[1]*Max Aicher Engineering GmbH, Teisenbergstraße 7, 83395 Freilassing*

Zusammenfassung: Bei der Bemessung von kerntechnischen Anlagen und kritischer Infrastruktur sind unter anderem auch die Lastfälle Flugzeugabsturz (FLA), Explosion und Beschuss mit einem Projektil zu berücksichtigen. Um beim Bau neuer sowie bei der Nachrüstung bestehender Anlagen im Falle von erhöhten Anforderungen die erforderliche Widerstandsfähigkeit gegen diese Lastfälle zu erhöhen, wurde von der Max Aicher Engineering GmbH die Mehrschichtwand (Multi-Layer-Wall-System - MLWS) [1] entwickelt. Die MLWS besteht aus zwei oder mehreren Stahlbetonplatten, zwischen denen in Leerräumen z. B. Stahlrohre montiert sind, die durch plastische Deformationen Energie absorbieren.
In dieser Veröffentlichung werden auf der Grundlage von Vergleichsberechnungen die Vorteile der MLWS im Vergleich zur massiven Stahlbetonwand (MW) dargestellt. Bei der MLWS sind nach den o. g. Einwirkungen auf der Innenseite geringere Verformungen als bei der MW und auch keine Schädigungen durch Perforation festzustellen. Es werden bei der MLWS, anders als bei der MW, auch die von kurzzeitigen Anregungen, wie FLA, Explosion und Projektilbeschuss verursachten, hochfrequenten Anteile der Vibrationen gefiltert, was vorteilhaft für empfindliche Komponenten im Inneren der Gebäudestruktur, ist.

1 Mehrschichtwand (Multi-Layer-Wall-System MLWS)

1.1 Einführung

Bei der Bemessung von kerntechnischen Anlagen ist es erforderlich alle möglichen Szenarien zu berücksichtigen, die auch bei einer extremen externen Einwirkung ein sicheres Herunterfahren der Anlage ermöglichen und den Austritt von Strahlung verhindern. Bei den ersten zwei Generation von Kernkraftwerken wurde von einigen Regulierungsbehörden, wie z.B. Deutschland und Schweiz, gefordert, dass die Widerstandsfähigkeit gegen den Flugzeugabsturz (FLA) eines Militärflugzeugs [2] nachgewiesen werden muss. Seit dem

Anschlag vom 11 September 2001 verlangen immer mehr Regulierungsbehörden, dass auch die Widerstandsfähigkeit gegen den Absturz eines Passagierflugzeugs gewährleistet ist. Diese Anforderung betrifft sowohl Kernkraftwerke als auch kerntechnische Anlagen wie z.B. Zwischenlager. Anders als beim Lastfall Absturz eines Militärflugzeugs, besteht bis heute keine einheitliche Regelung für die Ermittlung der Lastfunktion für den Absturz eines Passagierflugzeugs. Manche Regulierungsbehörden legen sich auf Airbus A320, andere auf Boeing 747 und manche auf Airbus A380 fest. In der Regel wird die anzuwendende Lastfunktion von Regulierungsbehörden und Betreibern festgelegt und klassifiziert. Lediglich die Versagenskriterien des Stahlbetons sind in RCC-CW [3] und US NRC [4] aufgeführt.

Zur Gewährleistung der Widerstandsfähigkeit einer Stahlbetonwand gegen den Aufprall eines A320 ist eine Wandstärke von mindestens 1,80 m erforderlich. Manche Regulierungsbehörden haben die Anforderungen an der Widerstandsfähigkeit der Gebäudestruktur auf A380 angehoben. Es stellt sich daher die Frage wie die Widerstandsfähigkeit wirtschaftlich erhöht werden kann.

Eine weitere wichtige Anforderung von Regulierungsbehörden ist, dass beim Lastfall FLA die induzierten hochfrequenten Vibrationen bei der Bemessung und Qualifizierung von Komponenten berücksichtigt werden müssen [5]. Massivwände verfügen jedoch nicht über Eigenschaften, die eine Absorption hochfrequenter Vibrationen ermöglichen.

Die hier vorgestellte MLWS (Abbildung 1) ermöglicht die Erhöhung der Widerstandsfähigkeit im Vergleich zur Massivwand, absorbiert hochfrequente Vibrationen und ist bei Erhöhung der Anforderungen auch zur Nachrüstung von bestehenden Anlagen geeignet.

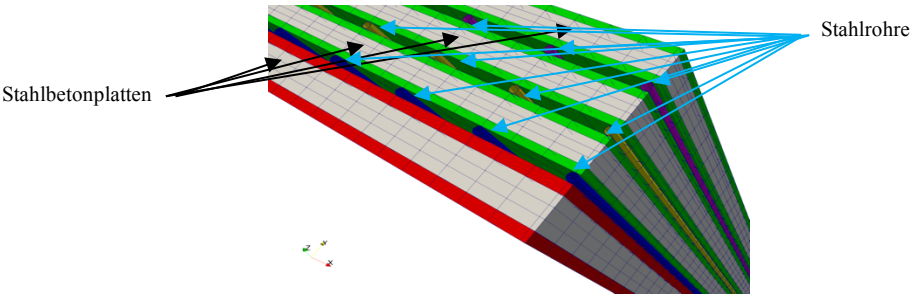


Abbildung 1: Mehrschichtwand (MLWS)

Die in diesem Bericht dokumentierten Berechnungen wurden mit LS-DYNA [6] durchgeführt, unter Anwendung des Winfrith concrete [7] Materialmodels für Beton.

2 Lastfall Flugzeugabsturz (FLA)

Die Wirkungsweise der MLWS beim Lastfall Flugzeugabsturz (FLA) eines Airbus A320 wurde bereits auf der SMiRT-26 [8] vorgestellt. Die dort detailliert erläuterten dynamischen Eigenschaften der MLWS sind nachfolgend kurz zusammengefasst:

- Beim FLA werden die Stahlrohre der MLWS plastisch verformt (Abbildung 2). Dadurch wird Energie absorbiert und hochfrequente Anteile der induzierten Erschütterungen gefiltert [1], [5], [8]
- Wie aus Abbildung 3 ersichtlich ist, sind die Dehnungen auf der Innenseite der MLWS erheblich geringer als bei einer Massivwand MW mit identischer Wandstärke

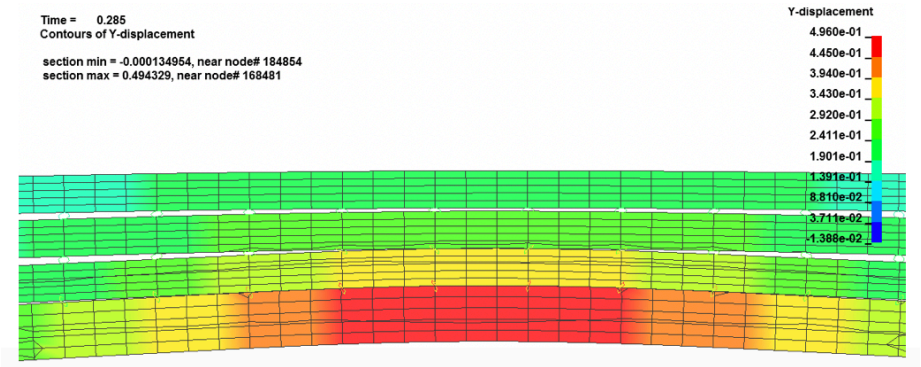


Abbildung 2: Verformungszustand der MLWS

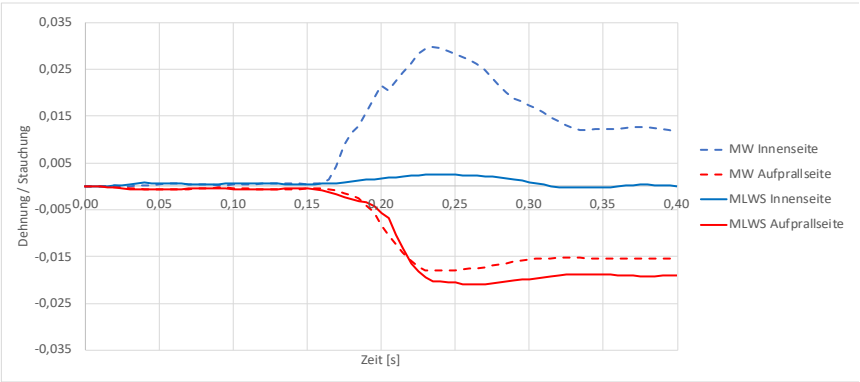


Abbildung 3: Max. Dehnungen und Stauchungen der MW und MLWS beim FLA A320

3 MLWS zum Schutz von kritischer Infrastruktur beim Lastfall Explosion

Die vorteilhaften Eigenschaften der MLWS beim Lastfall FLA [8] sind die Grundlage zur Entwicklung einer skalierten Mehrschichtwand zum Schutz von kritischer Infrastruktur, wie z.B. kerntechnische Zwischenlager, militärische und strategisch wichtige Einrichtungen, gegen terroristische Anschläge mit Explosiv. Diese Entwicklung greift die Experimente der Universität der Bundeswehr [9] auf, bei denen demonstriert wurde, dass Thujahecken und Wasserstrahlen, dargestellt in Abbildung 4, die Kraft der Explosion um 60% bzw. 50% verringern.

Abbildung 4: Experimente der Universität der Bundeswehr

Numerische und experimentelle Studien [10] haben zu der Erkenntnis geführt, dass 30 cm starke Stahlbetonplatten nicht in der Lage sind, einer Explosion von 2 kg TNT zu widerstehen. In diesem Beitrag werden die Berechnungsergebnisse der dynamischen Antwort einer 40 cm starken MW und einer 26 cm starken MLWS vorgestellt, die einer Explosion von 2 kg PETN ausgesetzt sind.

3.1 Massivwand (MW) beim Lastfall Explosion

Die dynamische Antwort der MW mit den Abmessungen 2m / 2m / 0,40 m auf eine Explosion von 2 kg PETN ist in Abbildung 5 dargestellt. Die MW wird perforiert und versagt. Aus den Verschiebungszeitverläufen ist ersichtlich, dass hochfrequente Schwingungen von der Außenseite ungefiltert nach innen übertragen werden.

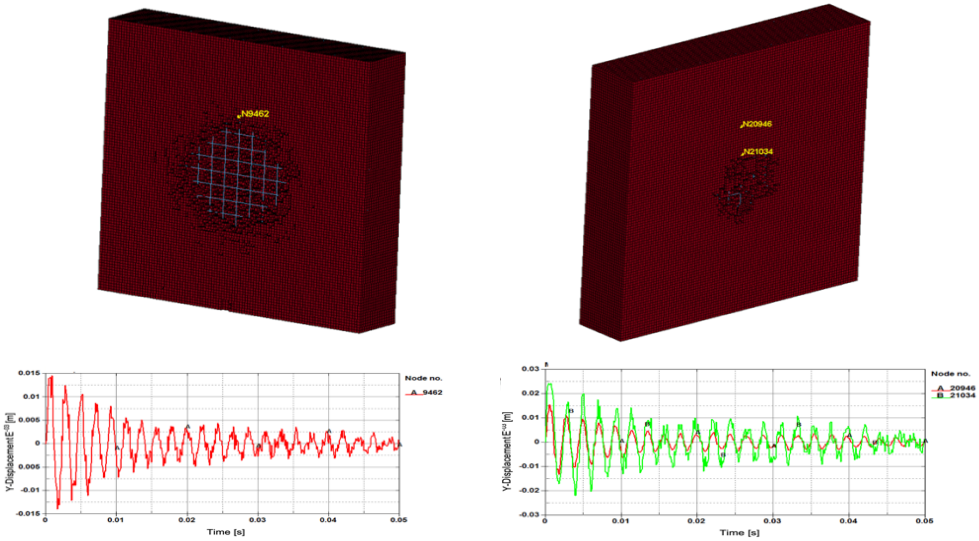


Abbildung 5: Dynamische Antwort MW, Außenseite (links) und Innenseite (rechts)

3.2 MLWS beim Lastfall Explosion

Die MLWS, dargestellt in Abbildung 6, hat die äußeren Abmessungen 2,0m / 2,0m / 0,26m und besteht aus zwei Stahlbetonplatten mit einer Stärke von je 0,12m, zwischen denen im Leerraum von 2 cm die verformbaren Stahlrohre montiert sind.

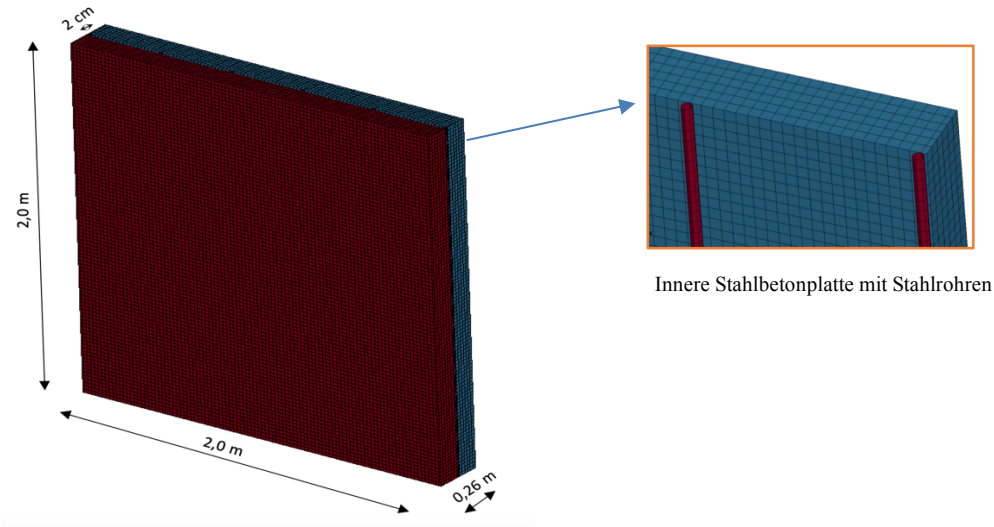


Abbildung 6: MLWS fur den Lastfall 2 kg PETN

Die dynamische Antwort der MLWS auf den Lastfall 2 kg PETN ist in Abbildung 7 dargestellt.

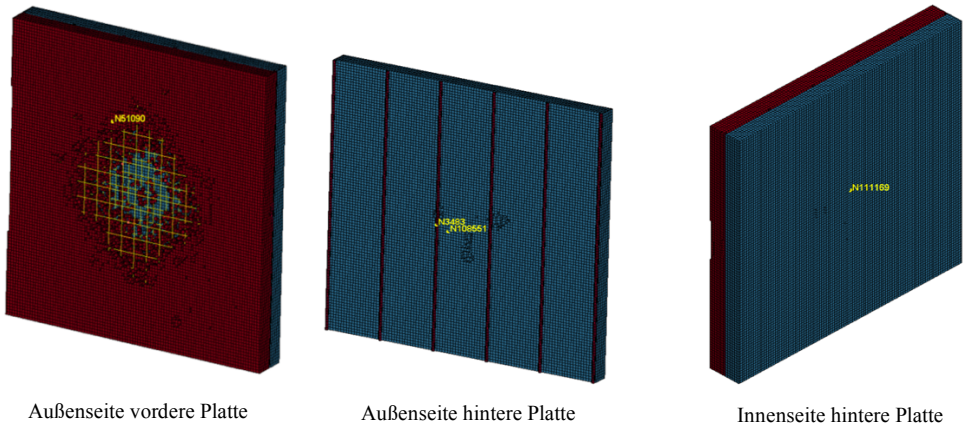


Abbildung 7: Schadensbild der MLWS beim Lastfall 2 kg PETN

Bei der MLWS wird die vordere Stahlbetonplatte geopfert bzw. vollkommen zerstört, während die hintere Stahlbetonplatte auf der Innenseite keine Schäden aufweist. Die Verschiebungszeitverläufe der Stahlrohre und des Betons auf der hinteren Stahlbetonplatte

(Abbildung 8) zeigen, dass durch nichtlineare Verformungen Energie absorbiert wird und hochfrequente Schwingungen gefiltert werden, d.h. nicht auf der Innenseite der MLWS ankommen (Abbildung 9).

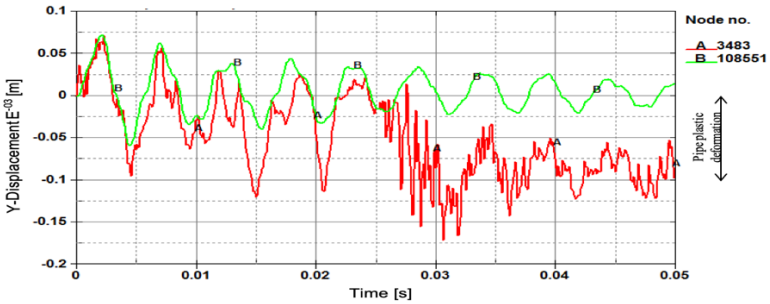


Abbildung 8: Verschiebungszeitverläufe Stahlrohr (rot) und Beton (grün) beim Lastfall 2 kg PETN

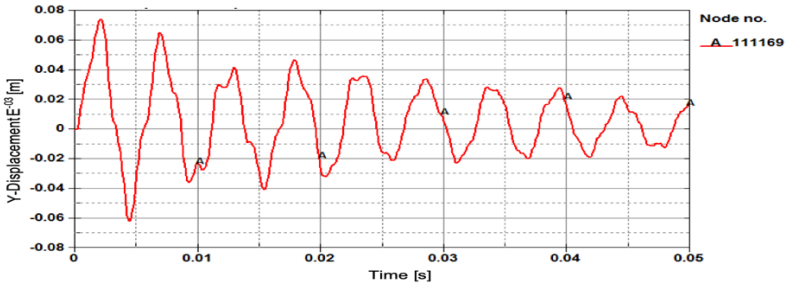
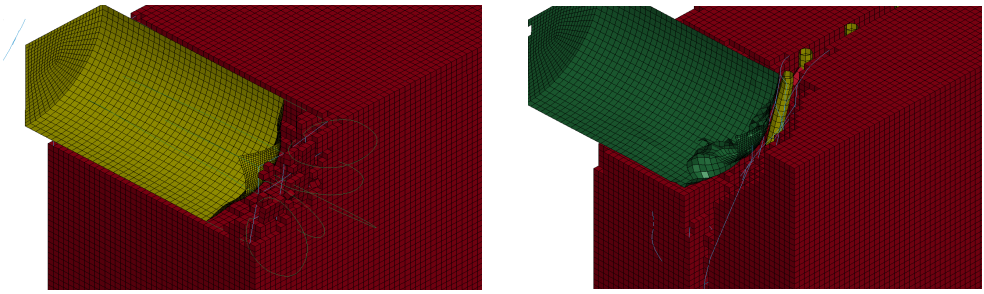


Abbildung 9: Verschiebungszeitverlauf der MLWS-Innenseite beim Lastfall 2kg PETN

4 MLWS beim Lastfall Beschuss mit Projektil

Wie bei den Lastfällen FLA und Explosion, verhält sich die MLWS auch beim Lastfall Projektilbeschuss vorteilhaft im Vergleich zur MW. Bei ähnlicher Gesamtmenge von Beton und Bewehrung widersteht die MLWS dem Lastfall Beschuss eines 29 kg schweren Projektils mit der Aufprallgeschwindigkeit 100 m/s [11] während die MW versagt, wie aus Abbildung 10 ersichtlich ist. Die erhöhte Widerstandsfähigkeit der MLWS ist auf die Dissipation von Energie zurückzuführen, die durch die plastische Deformation der Stahlrohre ermöglicht wird.

Ein großer Vorteil der MLWS im Vergleich zur MW ist, dass bei Erhöhung der Anforderungen eine Nachrüstung durch neue Stahlbetonplatten zwischen denen verformbare Stahlrohre montiert sind, beliebig möglich ist und das auch mit Stahlbetonfertigteilen realisiert werden kann. Wenn z.B. die Anforderung der Widerstandsfähigkeit einer bestehenden Wand von einer Aufprallgeschwindigkeit von 100 m/s auf 350 m/s erhöht wird, kann dies durch eine zusätzliche, dritte Stahlbetonplatte, und Stahlrohren erfüllt werden, wie aus Abbildung 11 ersichtlich ist.



Massivwand (MW)
Abmessungen 2m/2m/0,4m
Beton C40/50
Biegebewehrung B500B 31,41 cm^2/m^2
Schubbewehrung B500B 11,31 cm^2/m^2

Mehrschichtwand (MLWS)
Abmessungen 2m/2m/(0,19+0,02+0,19)m
Beton C40/50
Biegebewehrung B500B, 40,21 cm^2/m^2
Keine Schubbewehrung

Abbildung 10: Endzustand MW und MLWS bei Projektilbeschuss V=100 m/s

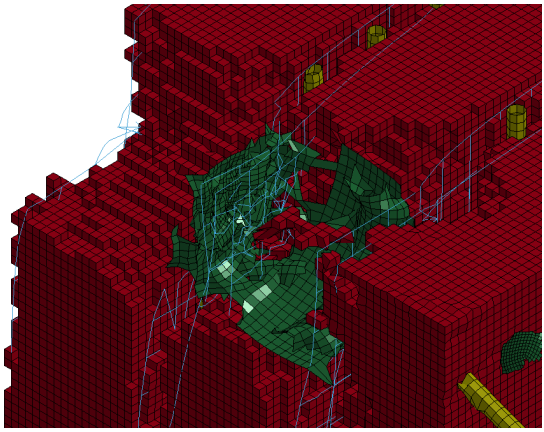


Abbildung 11: Endzustand MLWS mit 3 Stb.-Platten bei Projektilbeschuss V=350 m/s

5 Vorteile der MLWS im Vergleich zur MW

Die MLWS ist für Neubauten und auch zur Nachrüstung bestehender Gebäudestrukturen bei erhöhten Anforderungen an die Widerstandsfähigkeit einsetzbar. Bei vergleichbaren Beton- und Stahlmengen weist die MLWS eine deutlich höhere Widerstandsfähigkeit auf als eine MW.

Durch die plastische Verformung der Stahlrohre wird Energie absorbiert und es werden hochfrequente Anteile der induzierten Vibrationen gefiltert. Dies ist insbesondere für empfindliche Geräte innerhalb der Gebäudestruktur, wie z.B. Relais, von großer Bedeutung.

Die Modularität der MLWS ermöglicht beliebige Erhöhungen der Widerstandsfähigkeit der Gebäudestruktur durch den Einbau zusätzlicher Stahlrohre und Stahlbetonplatten.

Literatur

[1] MAX AICHER GMBH & CO. KG, Patent Nr. DE102018220289, "Multilayer Wall with Energy Absorbing Elements", Deutsches Patent- und Markenamt, 2021

[2] DIN 25449, Bauteile aus Stahl- und Spannbeton in kerntechnischen Anlagen – Bauteile aus Stahl- und Spannbeton in kerntechnischen Anlagen – Sicherheitskonzept, Einwirkungen, Bemessung und Konstruktion, 2008

[3] AFCEN, Rules for Design and Construction of PWR Nuclear Civil Works RCC-CW, 2018

[4] US NRC, "Guidance for the Assessment of Beyond-Design-Basis Aircraft Impacts, Regulatory Guide 1.217", U.S. Nuclear Regulatory Commission, USA, 2011

[5] VLASKI, V., FILA, A., SCHNEIDER, O., PAPANDREOU, D., "Reduction of External Hazard (Fast Impact) Induced Vibrations", TINCE, Paris, 2013

[6] LS-DYNA, "LS-DYNA Keywords User's Manual, Version 10/18/18 (R:10580)", Lawrance Livermore Software Technology Corporation, USA, 2018

[7] SCHWER, L. (2011), "The Winfrith Concrete Model: Beauty or Beast? Insights into the Winfrith Concrete Model", 8th European LS-DYNA Users Conference, Strasbourg

[8] VLASKI, V, GALLINAT, A., MOERSCH, J., "Mulitlayer Wall System for Protection of Nuclear Facilities against Airplane Crash", SMiRT-26, Berlin, 2022

[9] UNIVERSITÄT DER BUNDESWEHR, Thujen gegen den Terror, https://www.dabonline.de/2019/02/14/thujen-gegen-den-terror/

[10] FANG, W. ET AL., "Reinforced Concrete Slab Subjected to Close-in Explosion", LS-DYNA Anwenderforum, Bamberg, Germany, 2008

[11] HERVE, G., Description of Iris Phase 3 Project, Paris, 2016

[12] VLASKI, V., FILA, A., SCHNEIDER, O., PAPANDREOU, D., "Reduction of External Hazard (Fast Impact) Induced Vibrations", TINCE, Paris, 2013

Minisymposium
Bauen im und am Wasser

Organisatoren:

- **Wolfgang Weber**
  Professur für Statik und Dynamik, Helmut-Schmidt-Universität / Universität der Bundeswehr Hamburg

- **Jürgen Grabe**
  Institut für Geotechnik und Baubetrieb, Technische Universität Hamburg

- **Peter Fröhle**
  Institut für Wasserbau, Technische Universität Hamburg

Baustatik – Baupraxis 15, © 2024, Technische Universität Hamburg

Herausforderungen und erste Ergebnisse bei der Optimierung permeabler Wellenbrecher zum Schutz von baulichen Anlagen

Abdou Diasso, Wolfgang E. Weber

Professur für Statik und Dynamik, HELMUT-SCHMIDT-*Universität / Universität der Bundeswehr Hamburg*

Zusammenfassung: Wellenbrecher eignen sich zum Schutz von baulichen Anlagen und Gütern vor den Einwirkungen von Wasserwellen im küstennahen Bereich. Die Optimierung sowohl der einzelnen Wellenbrecher als auch deren Anordnung ist eine baupraktische Aufgabenstellung, deren Lösung einen skalenübergreifenden Ansatz erfordert. Der vorliegende Beitrag widmet sich der Vorstellung dieses Ansatzes und präsentiert erste Ergebnisse.

1 Motivation

Eine der Herausforderungen im küstennahen Bereich ist der Schutz von baulichen Anlagen und Gütern vor den Einwirkungen von Wasserwellen. Hierfür eignen sich Anordnungen von Wellenbrechern bzw. kontinuierliche Umhüllungen, vgl. Abb. 1a, 1b. Es existieren zahlreiche Konzepte zur Ausbildung von Strukturen zur Brechung von Wasserwellen, z. B. geschüttete Wellenbrecher aus bspw. Bruchsteinen oder auch regelmäßige Anordnungen von zylinder- oder quaderförmigen Strukturen aus Stahlbeton. Letztere haben den Vorzug, dass durch gezielte Anpassung der Geometrie sowohl der einzelnen Wellenbrecher als auch deren Anordnung untereinander vorab definierbare und besonders kritische Wellenlängen von Wasserwellen abgeschirmt werden können und somit den Bereich hinter den Wellenbrechern schützen. Gleichzeitig sind Anordnungen von zylindrischen Wellenbrechern denkbar, welche sich harmonischer in die maritime Umgebung einfügen als dies bei Schüttungen der Fall ist. Der thematische Schwerpunkt des vorliegenden Beitrages liegt auf (kreis-)zylindrischen Wellenbrechern. Die auf die (kreis-)zylindrischen Wellenbrecher wirkenden Belastungen infolge des Seeganges lassen sich u. a. dadurch reduzieren, dass die Wellenbrecher nicht massiv, sondern in Umfangsrichtung geschlitzt bzw. perforiert ausgebildet werden, vgl. Abb. 1b. Die Optimierung sowohl der Gestalt der einzelnen Wellenbrecher als auch deren Anordnung

(a) Einsatz von Wellenbrechern in Hanstholm (Dänemark), entnommen aus [10]

(b) Permeabler Wellenbrecher, entnommen aus [4]

Abbildung 1: Beispiele für Wellenbrecher

ist Gegenstand des fachübergreifenden Forschungsprojektes „Permeable Wellenbrecher zum Schutz von baulichen Anlagen und Gütern", welches an der HELMUT-SCHMIDT-Universität / Universität der Bundeswehr Hamburg durchgeführt und von dieser gefördert wird. Im Abschnitt 2 dieses Beitrages werden einige der Forschungsfragen des Forschungsprojektes skizziert. Mögliche Ansätze zur Beantwortung derjenigen Forschungsfragen mit Bezug zur Statik und Dynamik werden ebenfalls in diesem Abschnitt 2 vorgestellt. Die Darstellung erster Ergebnisse folgt in Abschnitt 3. Der Beitrag schließt mit der Zusammenfassung in Abschnitt 4.

2 Offene Forschungsfragen und Einbettung in ein Forschungsprojekt

Um die angstrebte Optimierung permeabler Wellenbrecher und -anordnungen zu erreichen, ist eine Vielzahl von Forschungsfragen zu beantworten. Naheliegend ist zunächst die Geometrie der einzelnen Wellenbrecher, z. B. der Außenradius, die Ausführung der Schlitze/Perforationen, ein ggf. mehrschichtiger Aufbau aber auch deren Höhe über dem (derzeitigen) Ruhewasserspiegel unter Berücksichtigung der Auswirkungen des Klimawandels. Ebenso ist die Anordnung der Wellenbrecher in Wellenbrechergruppen, auch unter Berücksichtigung von bevorzugten Windrichtungen, zu optimieren. Hierfür ist zunächst eine adäquate Modellierung der Wellenbrecher erforderlich. Diese kann u. a. durch eine (semi-)analytische Beschreibung erfolgen. In [11] ist ein Ansatz für undurchlässige kreiszylindrische Wellenbrecher dokumentiert. Darauf aufbauend erfolgt die Berücksichtigung einer Permeabilität eines Wellenbrechers mit dem Ansatz aus [2], auch in Kombination mit mehrwandigen Wellenbrechern. Ein weiterer Ansatz basierend auf dem Gesetz von DARCY ist in [19] vorgeschlagen. Im Forschungsfokus stehen derzeit zweiwandige Wellenbrecher [3, 8]. Während in der Literatur in diesem Fall konzentrische Wellenbrecher untersucht werden, ist bei bevorzugten Ausbreitungsrichtungen der Wellen – d. h. bei bevorzugten Windrichtungen – auch ein optimierter Ansatz mit exzentrischen mehrwandigen Wellenbrechern denkbar. Die entsprechenden Modellierungsansätze können in modifizierter Form beispielsweise aus [17] entnommen werden. Die (semi-)analytische Beschreibung erlaubt auch andere Querschnittsgeometrien,

wobei dann die BESSEL- und HANKELfunktionen – welche für die Diskretisierung kreiszylindrischer Querschnitte geeignet sind – in den mathematischen Formulierungen ersetzt werden müssen. So ergeben sich im Falle elliptischer Querschnitte MATHIEUfunktionen [6, 16]. Sofern die maritime Umgebung z. B. infolge von Kaimauern aus mathematischer Sicht nicht als unendlich angesehen werden kann ist eine Einbeziehung entsprechender Randbedingungen gemäß [7] möglich.

Mittels numerischer Verfahren lassen sich eine Vielzahl weiterer Querschnittsvarianten untersuchen, z. B. rechteckige Wellenbrecher [14] oder auch offene Querschnittsgeometrien wie beispielsweise Kreisbögen [9]. Häufig vewendete numerische Verfahren sind z. B. die Randelementemethode [14], die Scaled Boundary Finite Element Method) [9] oder die gekoppelte EULER-LAGRANGE-Methode (CEL-Methode). Diese ist bereits im FE-Programm `Abaqus` implementiert [15] und wird auch in der vorliegenden Arbeit verwendet.

Die infolge der Permeabilität reduzierten dynamischen Lasten gestatten eine effizientere Gründung der Wellenbrecher. Während diese Arbeiten auf der Makro-/Strukturskala stattfinden, werden als Grundlage jedoch Erkenntnisse aus der sogenannten Meso-Ebene benötigt. Exemplarisch sei das Strömungsverhalten des (Meer-)Wassers durch die Schlitze/Perforationen genannt, welches durch eine Formoptimierung der Schlitze/Perforationen beeinflusst wird. Hier sind auch Aspekte der dauerhaften Wirksamkeit der Wellenbrecher zu berücksichtigen, da sich im Zeitverlauf (Meeres-)Organismen in den Perforationen ansiedeln und damit deren Querschnitte verändern werden. Hierdurch ändern sich wiederum die dynamischen Lasten, welche die Bemessung der Wellenbrecher beeinflussen.

Weiterhin ist mit Blick auf die korrosive maritime Umgebung die Dauerhaftigkeit zu klären. Dies erfordert eine besondere Berücksichtigung der sogenannten Wechselzone im Übergangsbereich vom Wasser zur Luft [13]. Entsprechende Transportvorgänge sind auf der Mikroskala zu beschreiben. Auch eine Erhöhung der Lebenssdauer durch erhöhte Bindung von Chloridionen [12] ist denkbar.

Bei sämtlichen Optimierungen muss selbstverständlich die baupraktische Umsetzbarkeit gewährleistet sein. Im Rahmen von Laborversuchen sind die Ergebnisse zudem zu verifizieren [1, 8]. Es bietet sich an, hierzu vorab mit den o. g. weiterzuentwickelnden Verfahren unter Berücksichtigung der inhärenten Ungewissheiten [18] zunächst vielversprechende Wellenbrechergeometrien und -anordnungen zu ermitteln.

Es fällt auf, dass bereits umfangreiche Forschungsarbeiten zu Teilaspekten der Wirkung (permeabler) Wellenbrecher erfolgt sind und weiter erfolgen. Jedoch herrscht Bedarf an übergreifenden Forschungsarbeiten, welche eine Optimierung der Wirksamkeit permeabler Wellenbrecher erlauben und dabei Aspekte der Ressourceneffizienz und Dauerhaftigkeit berücksichtigen. Um hier Abhilfe zu schaffen, wurde an der HELMUT-SCHMIDT-Universität / Universität der Bundeswehr Hamburg das fachübergreifende Forschungsprojekt „Permeable Wellenbrecher zum Schutz von baulichen Anlagen und Gütern” initiiert und intern finanziert.

Dieses Forschungsprojekt besteht aus den folgenden Teilprojekten (TP)

TP 1 Formwiderstandsbeiwerte permeabler Wellenbrecher,

TP 2 Wellen-Boden-Bauwerk-Interaktion,

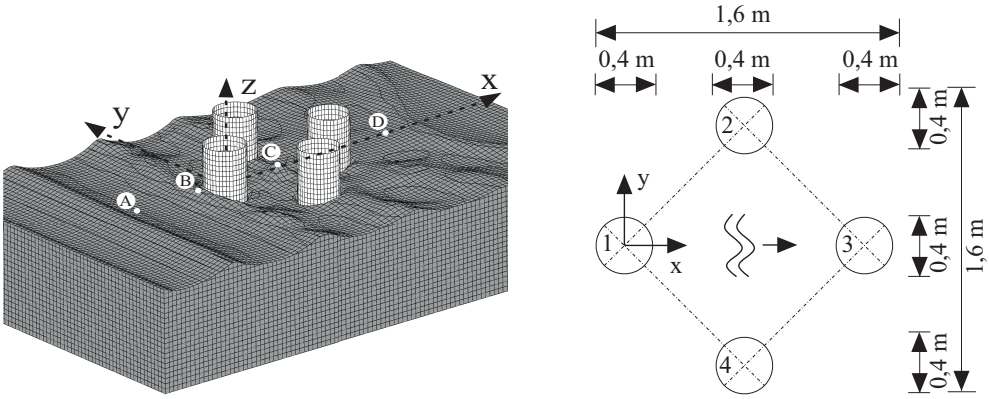
TP 3 Dauerhaftigkeit von Wellenbrechern in aggressiver Umgebung.

Im nachfolgenden Abschnitt 3 werden erste numerische Ergebnisse diskutiert, welche dem TP 2 zugeordnet sind. Im weiteren Projektverlauf werden (Zwischen-)Ergebnisse des TP 1 als Eingangsgrößen berücksichtigt, während die (Zwischen-)Ergebnisse des TP 2 Eingang in das TP 3 finden werden.

3 Erste numerische Ergebnisse

3.1 Numerisches Modell

Um die in Abschnitt 2 genannten Forschungsfragen beantworten zu können, erfolgt im TP 2 des Forschungsprojektes die Modellierung einzelner Wellenbrecher bzw. die Modellierung einer Anordnung mehrerer Wellenbrecher. Die Berechnungen erfolgen mit der CEL-Methode in `Abaqus`, Version 2023 [15]. Diese Methode kombiniert die Vorteile der LAGRANGE- und der EULER-Modellierung. Für die späteren Optimierungsaufgaben mit den hierfür notwendigen Änderungen in der Anzahl und Geometrie der Wellenbrecher ist eine händische Erstellung des FE-Modelles in `Abaqus CAE` nicht zweckmäßig. Daher erfolgt eine skriptgesteuerte Erstellung des Modelles mittels eines inhouse-Codes, welcher in `python` programmiert wurde. Dieser wird in `Abaqus` aufgerufen und somit zunächst die Geometrieparameter des Gesamtgebietes sowie der Wellenbrecher abgefragt. Es folgen die Eingabe der Wassertiefe, der Wellencharakteristik sowie der Angaben zur Diskretisierung. Aus den Eingaben wird die zu erwartende Wellenlänge und die relative Wassertiefe ermittelt, welche eine Zuordnung zu einem der Fälle Flach-, Tiefwasser, Übergangsbereich ermöglicht. Die Randbedingungen zur Erzeugung der Welle werden dementsprechend festgelegt. Die anschließende Netzgenerierung erfolgt automatisiert in `Abaqus`. Ein auf diese Weise erzeugtes beispielhaftes



(a) Numerisches Modell, dargestellt zum Zeitpunkt $t = 8$ s

(b) Anordnung der vier Wellenbrecher

Abbildung 2: Numerisches Modell und relative Lage der Wellenbrecher zueinander

FE-Modell ist in Abb. 2a dargestellt. Es besteht aus insgesamt vier kreiszylindrischen Wellenbrechern, welche zunächst nicht permeabel sind. Die Wellenbrecher haben jeweils einen Radius von 0,2 m sowie eine Höhe von 1,5 m und befinden sich in einer Umgebung mit der

Material	Parameter	Symbol	Wert	Einheit
Wasser	Dichte	ρ_W	1 000	kg/m^3
	dynamische Viskosität	η	0,001	Pa.s
	Schallgeschwindigkeit	c_0	1 483	m/s
Stahl	Dichte	ρ_S	7 850	kg/m^3
	Elastizitätsmodul	E	210 E^{10}	N/m^2
	POISSONzahl	μ	0,3	-

Tabelle 1: Materialparameter

Breite 3,2 m und der Länge 5,2 m. Damit ist im weiteren Projektverlauf ein Vergleich mit experimentellen Daten aus dem Forschungsprojekt möglich. Die Wassersohle ist horizontal ausgerichtet. Die Wassertiefe beträgt $d = 1$ m, sodass die Wellenbrecher 0,5 m über den Ruhewasserspiegel hinausragen. Die Lage des Koordinatensystemes kann Abb. 2b entnommen werden, der Ruhewasserspiegel liegt bei $z = 0$ m. Der CEL-Methode zufolge werden die Wellenbrecher, die keine große Verzerrungen erfahren, als LAGRANGE-Körper und das Wassergebiet entsprechend als EULER-Körper modelliert. Der Kontakt zwischen beiden wird in `Abaqus/Explicit` als *general contact* definiert. Da die EULERschen Knoten während des Bewegungvorganges des EULERschen Materiales automatisch neu positioniert werden, können keine Verschiebungsrandbedingungen aufgebracht werden [15]. Daher werden an den Rändern $x = 3{,}2$ m, $y = \pm 1{,}6$ m, $z = 0{,}5$ m und $z = -1$m gemäß Abb. 2a die Geschwindigkeiten normal zu den jeweiligen Rändern des Wassergebietes zu Null gesetzt und ein Ein- und Ausströmen verhindert. Die Modellierung sogenannter *quiet boundaries* ist in der verwendeten Version von `Abaqus` nicht möglich, für EULERsches Material können auch keine infiniten Elemente verwendet werden. Daher muss das diskretisierte Gebiet entsprechend groß gewählt werden um im jeweils interessierenden Berechnungszeitraum Einflüsse aus (unerwünschten) Randreflektionen zu vermeiden. Die in Abb. 2a erkennbare kleinere Größe des Gebietes dient jedoch dem Vergleich mit späteren Laborexperimenten im Forschungsprojekt und hält den Rechenaufwand angemessen. Für alle Wellenbrecher werden an den Knoten an der Wassersohle sämtliche Freiheitsgrade gesperrt. Die Diskretisierung des Wasservolumens erfolgt durch insgesamt 199 680 lineare hexaedrische Elemente des Typs `EC3D8R`. Die Diskretisierung der Wellenbrecher erfolgt durch jeweils 1 200 lineare Schalenelemente des Typs `S4R`. Als Materialmodel für das Wasser wird das lineare Zustandgleichungsmodell von MIE-GRÜNEISEN verwendet. Für die Wellenbrecher wird ein linear-elastisches isotropes Materialmodell genutzt. Die verwendeten Materialparameter sind in Tab. 1 zusammengefasst.

Die Wasserwelle wird durch ein Geschwindigkeit-Zeit-Gesetz am Rand $x = -2$ m erzeugt. Die vorgeschriebene tiefenabhängige horizontale Geschwindigkeit v folgt nach [5] zu

$$v = H\omega e^{kz} \cos(kx - \omega t) \quad , \tag{1}$$

worin H die Wellenamplitude, k die Wellenzahl und ω die Kreisfrequenz bezeichnen. Die Wellenbrecheranordnung in Abb. 2b wird aus der Ruhelage heraus ab dem Zeitpunkt $t =$ 0,2 s durch eine Wasserwelle von $k = 7{,}85$ m^{-1}, $\omega = 8{,}8$ s^{-1} und H = 0,1 m belastet. Daraus ergibt sich eine Wellenlänge $\lambda \approx 0{,}8$ m und eine relative Wassertiefe von $d/\lambda \approx 1{,}25 > 0{,}5$, sodass nach [5] eine Tiefwasserwelle vorliegt. Die sich zu einem (beispielhaften) Zeitpunkt t = 8 s ergebende Verteilung der Wellenhöhe ist in Abb. 2a dargestellt. Es sei

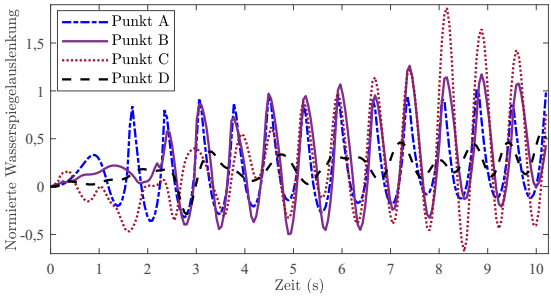


Abbildung 3: Darstellung der Wirkung der Wellenbrecheranordnung während des beginnenden Wellenereignisses anhand der auf H normierten Wasserspiegelauslenkung an vier ausgewählten Punkten gemäß Abb. 2a

darauf hingewiesen, dass sich das System noch im Einschwingvorgang befindet und somit keine zeitharmonische Antwort vorliegt.

3.2 Auswertung

Zur Ermittlung der Wirksamkeit der Wellenbrecher ist ein Vergleich der Amplitude der Wellenhöhe hinter den Wellenbrechern im Vergleich zur Amplitude H der ungestörten Welle zweckmäßig. In der vorliegenden Arbeit wird gleichwohl das beginnende Wellenereignis untersucht, sodass sich das System noch im Einschwingvorgang befindet.

Die auf H normierte Wasserspiegelauslenkung an den vier in Abb. 2a markierten Punkten (A: 1,2 m vor dem Wellenbrecher Nr. 1 gemessen von der Mittelachse, B: unmittelbar vor Wellenbrecher Nr. 1, C: mittig zwischen den Wellenbrechern und D: 0,8 m nach dem Wellenbrecher Nr. 3 gemessen von der Mittelachse) ist in Abb. 3 dargestellt. Erwartungsgemäß übersteigt die Wasserspiegelauslenkung am Punkt B die Wellenhöhe der eingeprägten Welle, im untersuchten Zeitbereich um bis zu etwa 25 %. Ebenso sind die Mehrfachreflektionen und die damit einhergehenden Wasserspiegelüberhöhungen am Punkt C innerhalb der Wellenbrecheranordnung sichtbar. Am Punkt D hinter den Wellenbrechern zeigt sich der gewünschte Effekt verringerter Wasserspiegelauslenkungen. Aus dem Zeitverlauf der Wasserspiegelauslenkung ist ebenfalls der Effekt des beginnenden Wellenereignisses sowie der rückwärtigen Begrenzung des Berechnungsgebietes erkennbar.

4 Zusammenfassung

Zum Schutz von baulichen Anlagen und Gütern vor den Einwirkungen von Wasserwellen bieten sich u. a. Anordnungen von Wellenbrechern an. Zur Verbesserung der Wirksamkeit der Wellenbrecheranordnungen und zur Erhöhung der Ressourceneffizienz und Dauerhaftigkeit ist eine Optimierung der einzelnen Wellenbrecher erforderlich. Dies umfasst im Falle von permeablen Wellenbrechern einerseits die Größe und Geometrie der Perforationen oder

Schlitze sowie andererseits die Optimierung eines ggf. mehrschichtigen Aufbaues. Im vor-liegenden Beitrag ist in einem ersten Schritt ein skriptgesteuerter Ansatz vorgestellt, welcher im nächsten Schritt eine automatisierte Parameterstudie gestattet. Für den Spezialfall einer Anordnung von insgesamt vier geschlossenen Wellenbrechern zeigen die Berechnungser-gebnisse eine gute Übereinstimmung mit den Werten aus der Standardliteratur. Auf dieser Grundlage kann im nächsten Schritt die Modellierung permeabler Wellenbrecher erfolgen.

Danksagung

Die vorstehenden Forschungsarbeiten wurden im Rahmen des fachübergreifenden Forschungsprojektes „Permeable Wellenbrecher zum Schutz von baulichen Anlagen und Gütern" durchgeführt. Dieses Forschungsprojekt wird gefördert durch die HELMUT-SCHMIDT-Universität / Universität der Bundeswehr Hamburg.

Literatur

[1] AHMED, H. ; SCHLENKHOFF, A. ; OERTEL, M. : Stokes second-order wave interaction with vertical slotted wall breakwater. In: TAKAHASHI, S. (Hrsg.) ; ISOBE, M. (Hrsg.) ; KOBAYASHI, N. (Hrsg.) ; SHIMOSAKO, K.-I. (Hrsg.): *Coastal Structures 2011*, World Scientific, 2011, S. 691–703

[2] BASMAT, A. : Diffraction of water waves by a slotted cylindrical breakwater. In: *Proceedings in Applied Mathematics and Mechanics* 8 (2008), S. 10671–10672

[3] BASMAT, A. : Diffraction of water waves by a slotted dual cylindrical caisson breakwater. In: *Proceedings in Applied Mathematics and Mechanics* 10 (2010), S. 491–492

[4] CONTIE, M. : *MCP-01 Concrete Substructure – An Assessment of Proposals for the Disposal of the Concrete Substructure of Disused MCP-01 Installation*. Aberdeen : TOTAL E&P UK Limited, 2006

[5] GRAW, K.-U. : *Wellenenergie – eine hydromechanische Analyse*. Wuppertal : Bergische Universität - Gesamthochschschule Wuppertal, 1995 (Bericht Nr. 8 des Lehr- und Forschungsgebietes Wasserbau und Wasserwirtschaft)

[6] GUTIÉRREZ-VEGA, J. C. ; RODRÍGUEZ-DAGNINO, R. M. ; MENESES-NAVA, M. A. ; CHÁVEZ-CERDA, S. : Mathieu functions, a visual approach. In: *American Journal of Physics* 71 (2003), Nr. 3, S. 233–242

[7] KONISPOLIATIS, D. N. ; MAVRAKOS, S. A.: Theoretical Analysis of a Vertical Cylindrical Floater in Front of an Orthogonal Breakwater. In: *Fluids* 5 (2020), Nr. 3, S. 135–156

[8] LIU, J. ; GUO, A. ; NANDASENA, N. ; MELVILLE, B. W. ; LI, H. : Theoretical and experimental investigation on wave interaction with a concentric porous cylinder form of breakwater. In: *Ocean Engineering* 160 (2018), S. 156–167

[9] LIU, J. ; LIN, G. : Numerical modelling of wave interaction with a concentric cylindrical system with an arc-shaped porous outer cylinder. In: *European Journal of Mechanics B/Fluids* 37 (2013), S. 59–71

[10] LYKKE ANDERSEN, T. ; ELDRUP, M. R. ; LAURIDSEN, H. ; GIERLEVSEN, T. : Stability Assessment of the New Cubipod® Armoured Breakwater in Hanstholm. In: GOSEBERG, N. (Hrsg.) ; SCHLURMANN, T. (Hrsg.): *Coastal Structures 2019*. Karlsruhe : Bundesanstalt für Wasserbau, 2019, S. 674–684

[11] MACCAMY, R. ; FUCHS, R. A.: *Wave forces on piles: a diffraction theory*. Washington D.C. : U.S. Army Corps of Engineers, Beach Erosion Board, 1954 (Technical Memorandum 69)

[12] MIR, Z. M. ; BASTOS, A. C. ; GOMES, C. ; MUELLER, U. ; ALONSO, M. C. ; VILLAR, K. ; RABADE, M. P. ; MAIA, F. ; ROCHA, C. M. ; MAINCON, P. ; HÖCHE, D. ; FERREIRA, M. G. ; ZHELUDKEVICH, M. L.: Numerical and Experimental Analysis of Self-Protection in Reinforced Concrete due to Application of Mg–Al–NO_2 Layered Double Hydroxides. In: *Advanced Engineering Materials* 22 (2020), Nr. 11, S. 2000398

[13] MIR, Z. M. ; HÖCHE, D. ; GOMES, C. ; SAMPAIO, R. ; BASTOS, A. C. ; MAINCON, P. ; FERREIRA, M. ; ZHELUDKEVICH, M. L.: Enhanced Predictive Modelling of Steel Corrosion in Concrete in Submerged Zone Based on a Dynamic Activation Approach. In: *International Journal of Concrete Structures and Materials* 13 (2019), S. 11–28

[14] PANDURANGA, K. ; KOLEY, S. : Oblique Wave Scattering by A Rectangular Porous Floating Breakwater with Slotted Screens over A Sill-Type Seabed. In: *International Journal of Computational Methods and Experimental Measurements* 10 (2022), Nr. 2, S. 172–186

[15] SIMULIA: *ABAQUS/CAE User's Guide, Version 2023*. United States : Dassault Systèmes Simulia Corp, 2023

[16] WEBER, W. ; ZASTRAU, B. : On SH Wave Scattering in TRC-Part I: Concentric Elliptical Inclusion. In: *Machine Dynamics Problems* 33 (2009), Nr. 2, S. 105–118

[17] WEBER, W. ; ZASTRAU, B. : Non-plane wave scattering from a single eccentric circular inclusion-Part I: SH waves. In: *Journal of Theoretical and Applied Mechanics* 49 (2011), Nr. 4, S. 1183–1201

[18] WEBER, W. ; REUTER, U. : Fuzzy modeling of wave-shielding under consideration of cost-effectiveness for an efficient reduction of uncertainty. In: *Advances in Engineering Software* 109 (2017), S. 53–61

[19] WILLIAMS, A. N. ; LI, W. : Water wave interaction with an array of bottom-mounted surface-piercing porous cylinders. In: *Ocean Engineering* (2000), Nr. 27(8), S. 841–866

Baustatik – Baupraxis 15, © 2024, Technische Universität Hamburg

1. Hochbrücke Levensau: außergewöhnliche Uferwand - Konzeption, Bemessung, Bauabläufe und Details

Andreas Meisel[1], Johannes Albiker[1], Olaf Drude[1], Andreas Rasmus[2], Malte Seppmann[2]

[1]*WKC Hamburg GmbH*
[2]*Wasserstraßen-Neubauamt Nord-Ostsee-Kanal, Kiel*

Zusammenfassung: An „der“ Engstelle im Verlauf des Nord-Ostsee-Kanals wurde ein komplexes System aus interagierenden Bohrpfahlwänden und einer vorgesetzten gepanzerten Spundwand konzeptioniert. Die Bemessung des insgesamt 19 m hohen Geländesprungs erfolgte mit PLAXIS. Die Errichtung der Ufersicherung in der mit 1 : 1,28 geneigten, rechnerisch nicht standsicheren Bestandsböschung und unterhalb des Brückenwiderlagers stellt eine besondere Herausforderung dar.

1 Einführung

Der Nord-Ostsee-Kanal (NOK) wurde nach acht Jahren Bauzeit im Jahr 1895 fertiggestellt. Der Kanalquerschnitt war 67 m breit und 9 m tief. In dieser ersten Ausbaustufe wurden neben den Schleusenanlagen an beiden Enden unter anderem auch die Hochbrücke Levensau im Nordwesten von Kiel errichtet. Die Zweigelenk-Fachwerkbögen des Überbaus haben eine Spannweite von 163 m, die Durchfahrtslichte beträgt 42 m. Als Kämpfer dienen jeweils rund 20.000 t schwere, flach gegründete Widerlager aus Stampfbeton und Vollziegeln, siehe auch Abbildung 1.

Schon wenige Jahre nach der Fertigstellung des NOK wurde aufgrund immer größer werdender Marineschiffe ein Ausbau des Kanals erforderlich, im Zuge dessen die Breite unter der Levensauer Hochbrücke auf 101 m und die Tiefe auf 11 m vergrößert wurde [Webseite des WSV, 2022 [4]]. Infolge der Verbreiterung wurden die Neigung der ursprünglich unbefestigten Uferböschungen vor den Widerlagern von 1 : 1,5 auf 1 : 1,28 (rund 38°) erhöht. Am Fuß dieser seither steilen und gepflasterten Böschungen wurde jeweils eine Schwergewichts-Uferwand hergestellt.

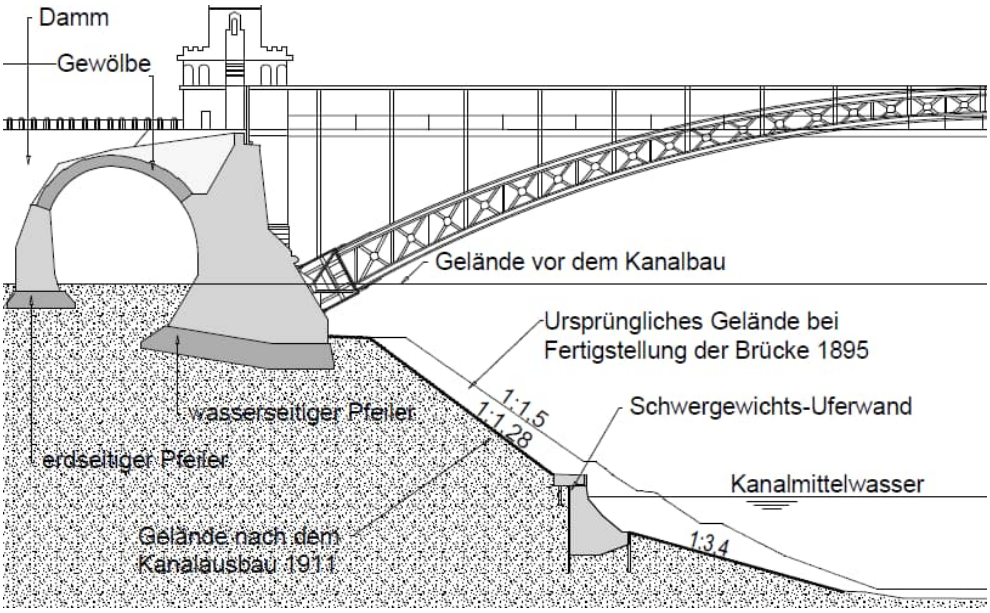


Abbildung 1: Südliches Widerlager und Uferbereich, Zustand 1911 bis 2021

Nach dem heutigem Sicherheitskonzept waren die steilen Uferböschungen rechnerisch nicht standsicher und unterlagen daher der „Beobachtungsmethode“, wurden also messtechnisch überwacht. Im Zuge der aktuell vorgesehenen erneuten Kanalverbreiterung ist eine weitere Verschiebung der südlichen Uferlinie um rund 6 m erforderlich. Gleichzeitig endet die rechnerische Lebensdauer des Überbaus aufgrund der Ermüdung des Schweißeisens in wenigen Jahren. 2009 erteilte daher der Bund dem Wasserstraßen-Neubauamt Nord-Ostsee-Kanal in Kiel-Holtenau den Auftrag, die bestehende Brücke durch einen Neubau zu ersetzen. Die Ingenieurgemeinschaft 1. Hochbrücke Levensau (bestehend aus der federführenden WKC Hamburg GmbH und aus der Anwikar Consultants GmbH) plant seit 2012 den Ersatzneubau. Abbildung 2 zeigt die Zielvariante – eine Spreizbogenbrücke mit rund 186 m Spannweite. Die Planungen sehen vor, das Mittelteil des neuen Überbaus an einem anderen Ort zu fertigen und einzuschwimmen, sodass der Eisenbahn- und Schifffahrtsverkehr über weite Phasen der Bauausführung aufrecht erhalten bleiben kann.

Abbildung 2: Visualisierung der aktuellen Brückenplanung

In Spalten der Gewölbekammern der Bestandswiderlager überwintern jährlich tausende streng geschützte Fledermäuse, weshalb das südliche Bestandswiderlager über den Ersatzneubau hinaus erhalten werden muss. Die Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit des Bestandswiderlagers muss auch nach dem Wegfall der Kämpferkräfte aus dem Bestandsüberbau gewährleistet sein. Vor diesem Hintergrund musste der rund 19 m hohe Geländesprung geplant werden.

2 Grundlagen, Konzeption, Baugrund und Bemessung

2.1 Planungsgrundlagen und Konzeption

Die zukünftige, südliche Ufersicherung und Böschung (siehe Abbildung 3) muss folgende Zielsetzungen erfüllen:

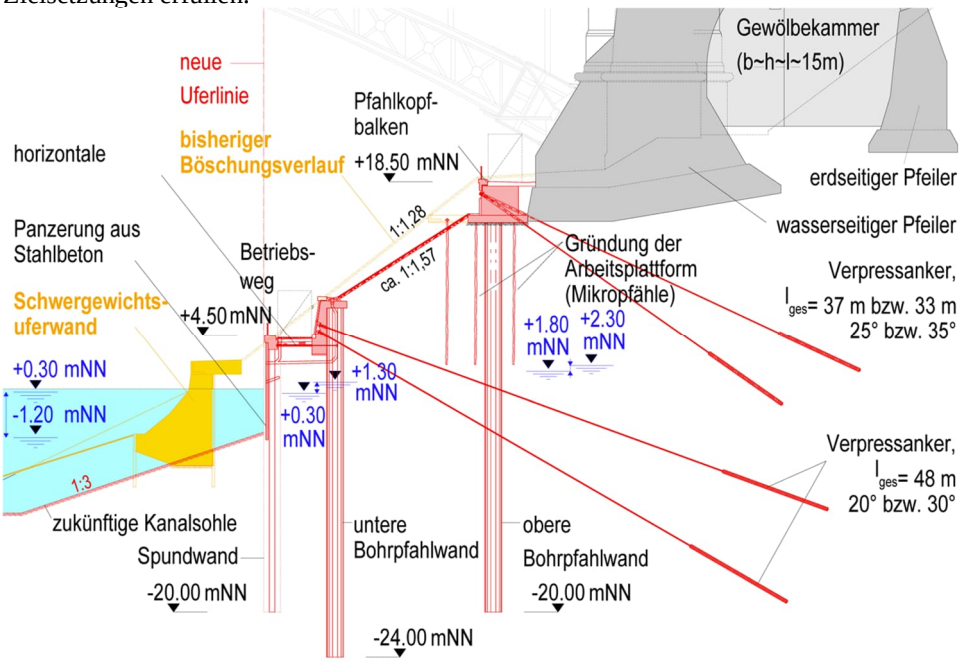


Abbildung 3: Längsschnitt durch das zukünftige südliche Kanalufer

- die neuerliche Kanalverbreiterung,
  daher sind zusätzliche stützende Bauwerke notwendig
- nach der aktuellen Normung standsichere, unbefestigte (begrünte) Böschung
- hochwertige Gestaltung
- dauerhafte und verformungsarme Sicherung des Bestandswiderlagers als Naturhabitat, trotz Wegfall der Kämpferkräfte aus dem bisherigen Überbau
- Vermeidung eines Grundwasseraufstaus: alle Bauteile sind hydraulisch durchlässig zu konstruieren (vgl. [Bundesanstalt für Wasserbau, 2015 [2]]).
- Robustheit gegen Schiffsanprall: die tragenden Bauteile werden soweit wie möglich von der Uferlinie entfernt angeordnet

- Minimierung des Aufwands für die Bauzustände
- Wiederherstellung der Betriebswege am Ufer und am Bestandswiderlager

Die Variantenstudien im Zuge der Vorplanung haben gezeigt, dass alle genannten Ziele für die Sicherung des Geländesprungs durch ein komplexes System aus drei hintereinandergeschalteten Verbauwänden und einer unbefestigten Böschung am besten zu erreichen sind. Unmittelbar vor dem Bestandwiderlager wird die „obere Bohrpfahlwand“ - bestehend aus Bohrpfählen mit 1,5 m Durchmesser im lichten Abstand von 0,75 m - angeordnet. Gemeinsam mit einem massiven Pfahlkopfbalken und einer gefächerten, vorgespannten Rückverankerung hat diese Wand vorwiegend die Aufgabe, das Bestandswiderlager verformungsarm in seiner Lage zu sichern. Für die Herstellung der oberen Bohrpfahlwand ist – aufgrund der derzeit rechnerisch nicht standsicheren Bestandsböschung – eine tiefgegründete Arbeitsplattform erforderlich.

Die „untere Bohrpfahlwand“ weist ebenfalls Bohrpfähle mit einem Durchmesser von 1,5 m und 0,75 m breiten Zwischenräumen auf. Die gefächerte Rückverankerung wird durch die Pfahlzwischenräume der rund 14 m weit entfernten oberen Bohrpfahlwand geführt. Die untere Bohrpfahlwand übernimmt sowohl die Erddrucklasten aus der Böschung und dem Geländesprung als auch die Kräfte aus den Horizontalankern der vorgesetzten Spundwand. Die Böschungsneigung wird von derzeit 38° auf 32,5° reduziert, sodass die Oberfläche selbst nicht zusätzlich gesichert werden muss.

Den wasserseitigen Uferabschluss bildet eine Spundwand des Profils AZ 44-700. Im Kopfbereich wird diese durch einen auf Schneidenlagerung bemessenen Stahlbetonholm eingefasst und durch horizontal verlaufende Rundstahlanker („Horizontalanker“) mit dem Kopfbalken der unteren Bohrpfahlwand gekoppelt. Um die Robustheit zu verbessern, wird die Spundwand zusätzlich mit hinterfüllten Stahlbetonfertigteilen wasserseitig gepanzert.

Die hydraulische Durchlässigkeit der beiden Bohrpfahlwände ist durch ihre aufgelöste Ausbildung sichergestellt (vgl. [Bundesanstalt für Wasserbau, 2013 [1]]). Im Bereich der Spundwand werden überschnittene Bohrungen hergestellt und mit Kies-Sand verfüllt. In diese hindernisfreie Trasse wird die Spundwand eingebracht, Stauwasser wird – in Kombination mit zusätzlichen Öffnungen – damit vermieden.

Der Betriebsweg wird zwischen der unteren Bohrpfahlwand und der Spundwand angeordnet. Im Falle einer Beschädigung der gepanzerten Spundwand dient er auch als Ufer-Verteidigungsweg.

2.2 Statische Bemessung der Konstruktion und Baugrundbedingungen

Aufgrund der Interaktionen der Wände erschien eine Bemessung auf analytischem Wege nicht sinnvoll durchführbar. Weiterhin ist durch die mehrfachen in der Vergangenheit liegenden und noch anstehenden Be- und Entlastungen des Baugrundes mit Steifigkeitsveränderungen zu rechnen. Daher wurde eine FE-Modellierung mit der Software PLAXIS unter Einbeziehung aller drei Wände vorgenommen. Um die mit den Be- und Entlastungsvorgängen einhergehenden Steifigkeitsveränderungen adäquat abzubilden, wurde das höherwertige Stoffmodell *Hardening Soil Small Strain* verwendet, und es wurden insgesamt 18 Bauphasen berücksichtigt, beginnend mit den in der Vergangenheit liegenden Phasen des ursprünglichen Geländeaufbaus, dem Kanalaushub und dem Brückenbau sowie der ersten Kanalverbreiterung, und weitergehend mit der Abbildung sämtlicher geplanter, relevanter Bauzwischenzustände bis hin zum Endzustand. Für eine detaillierte Darlegung der numerischen Bemessung und der Schritte zu deren Auswertung wird verwiesen auf [Meisel et al. 2023 [3]].

Der Bodenaufbau im Bereich des südlichen Kanalufers ist ausgeprägt heterogen, wenngleich aufgrund der eiszeitlichen Vorbelastung die bodenmechanischen Eigenschaften insgesamt als günstig einzustufen sind. Über weite Bereiche steht Sandboden an, welcher von insgesamt drei Lagen Geschiebemergel (schwach tonige Sand-Schluff-Gemische) durchzogen wird. In allen Homogenbereichen liegen vergleichsweise hohe Werte für die Scher- und Steifigkeitsparameter vor. Einen umfassenden Geotechnischen Bericht hat die [BAW (2013) [1]] erstellt. Für die numerische Bemessung wurde eigens ein Gutachten durch die IGB Ingenieurgesellschaft mbH erstellt, in welchem die Hardening-Soil-Parameter auf Basis der Auswertung von Triaxial- und Scherversuchen abgeleitet wurden.

3 Bauabläufe

Aufgrund der rechnerisch nicht standsicheren Böschung wurde zuerst die obere Bohrpfahlwand errichtet und rückverankert. Im Schutze dieser Wand wurde inzwischen die Böschung abgeflacht und mit dem Bau der unteren Bohrpfahlwand und Spundwand begonnen. Die Bauablaufplanung musste insbesondere die extrem beengten Platzverhältnisse und den von dauerhaften Schifffahrtshindernissen freizuhaltenden NOK berücksichtigen. Zeitaufwendige Bauarbeiten vom Kanal aus – z. B. die Herstellung von Pfählen - kamen daher nicht in Frage. Zum bestmöglichen Schutz der Bauschaffenden vor Schiffsanprall wurde zu Beginn der Arbeiten eine Fenderung errichtet. Diese besteht aus hölzernen Flößen, welche sich horizontal gegen stählerne Dalben abstützen.

Die ausführende Baufirma BeMo Tunneling GmbH hat sich dafür entschieden, am Ufer bis zu rund 6 m hohe Arbeitsebenen aus bewehrter Erde herzustellen (siehe Abbildung 4). Diese lagern im mittleren Bereich auf der bestehenden Schwergewichtswand, im Osten und Westen auf neu hergestellten, tief gegründeten Fundamenten auf. Die Baustellen-Zuwegung erfolgt über eine kanalparallele, lange Rampe von Osten. Vom obersten Niveau der Arbeitsebene aus bewehrter Erde aus wird die untere Bohrpfahlwand abgeteuft. Nach einem Teilabtrag der Arbeitsebene werden die Bohrpfähle rückverankert. Danach erfolgt die Herstellung der Kies-Sand-Säulen und das Einbringen der Spundwand. Nach einem weiteren Aushub werden die Spundwand- und Bohrpfahlwandkopfbalken errichtet und die Wände mit Horizontalankern gekoppelt. Die Spundwand wird zusätzlich mit Stahlbetonfertigteilen gepanzert.

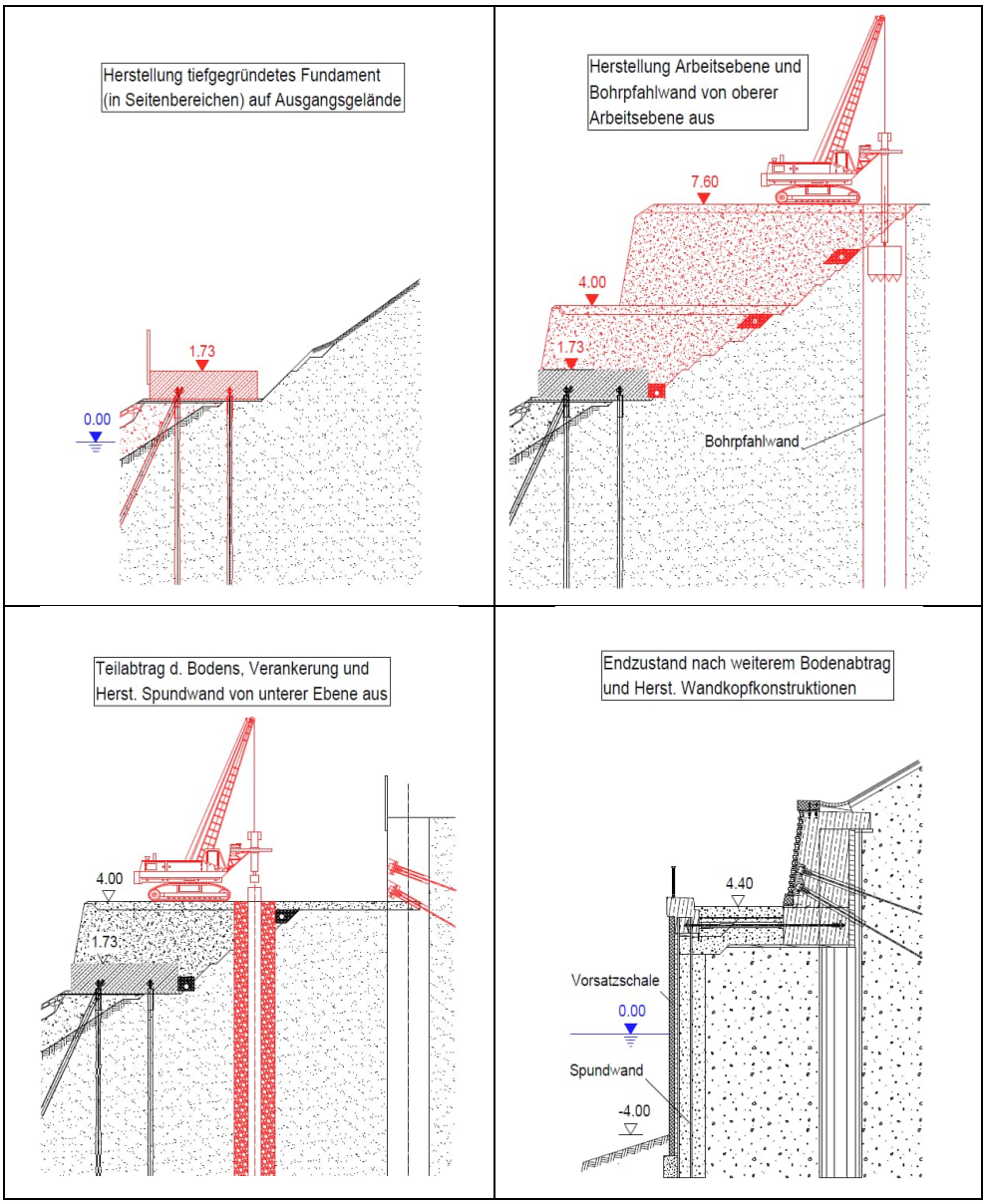


Abbildung 4: Wesentliche Bauzustände zur Herstellung der unteren Ufereinfassung, (Quelle: sinngemäß nach BEMO Tunneling GmbH)

4 Ausbildung der Details

Die komplexe Ufersicherung erforderte eine hohe Zahl von zum Teil ungewöhnlichen Details. Aufgrund der hohen statischen Relevanz muss ein Grundwasseraufstau hinter der Spundwand ausgeschlossen werden. Auf die hierfür getroffenen Maßnahmen wird im Folgenden eingegangen.

Oberflächenwasser, welches sich auf dem Betriebsweg hinter der Spundwand sammelt, wird über ein System von Schachtabläufen und Rohrleitungen direkt in den NOK eingeleitet. Der NOK wirkt als Vorfluter für das umgebende Gelände. Die untere Bohrpfahlwand ist aufgrund ihrer aufgelösten Ausführung (Pfahlabstand = halber Pfahldurchmesser) hydraulisch offen. Hinter der Spundwand könnte sich jedoch Hangwasser aus der landseitigen Böschung aufstauen, zumal die Spundwand in bindige Bodenschichten einbindet.

Es ist daher geplant, die Spundwand in zuvor hergestellte überschnittene Kiessand-Säulen einzuvibrieren. Im Zuge der Herstellung der Kiessand-Säulen werden ggf. vorliegende Hindernisse (z. B. Blöcke) beseitigt, sodass die Einbringung der Spundwand ungestört möglich sein sollte. Darüber hinaus wirken die Kiessand-Säulen im Endzustand als flächige Drainage-Schicht. Das Drainage-Material musste so gewählt werden, dass im Zusammenwirken mit den landseitig anstehenden natürlichen Böden die mechanische Filterstabilität und die hydraulische Wirksamkeit sichergestellt ist. Nach Abstimmungen mit der BAW als geotechnischem Sachverständigen wurde ein gewaschenes Kies-Sand-Gemisch der Körnung 0/8, Rundkorn vorgesehen.

Als weitere Maßnahme zur Vermeidung eines Grundwasseraufstaus werden in Abständen von rund 9 m Öffnungen in der Spundwand und der vorgesetzten Stahlbeton-Panzerung angeordnet, hierzu siehe Abbildung 5. In Kernbohrungen mit einem Durchmesser von rund 300 mm werden ummantelte Dränrohre („Filterpatronen“) DN220 mit leichtem Gefälle gesetzt. Diese Dränrohre binden ca. 0,5 m in die flächige Drainage ein. Die Schlitzweite der Dränrohre beträgt 1 mm, um ein Zusetzen durch Sandeintrag zu verhindern. Bei Bedarf ist auch eine Reinigung der Rohre von der Wasserseite aus möglich. Um gleichzeitig eine Verockerung bzw. Versinterung zu vermeiden, wird wasserseitig ein sogenannter Mönch angeordnet. Dabei handelt es sich um einen Überlaufkasten aus nichtrostendem Stahl, welcher bei erhöhtem erdseitigem Wasserstand gewährleistet, dass die Dränrohre permanent unter Wasser stehen und somit nicht dem austretenden Wasser und der Atmosphäre gleichzeitig ausgesetzt sind.

Für die ständige Bemessungssituation wurde erdseitig der Spundwand ein Wasserstand von + 0,8 mNHN festgelegt. Die Höhenlage der Entwässerung wurde so gewählt, dass eine Überschreitung dieses Wasserstandes nahezu ausgeschlossen ist. Zusätzlich werden in den Kiessand-Säulen insgesamt sechs dauerhafte Pegel angeordnet und die Wasserstände kontinuierlich überwacht.

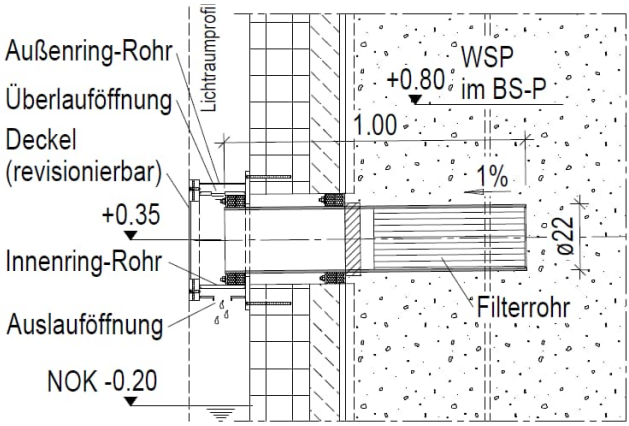


Abbildung 5: Entwässerung der Spundwand durch mit Filterpatronen ausgebaute Öffnungen und Überlaufkästen zur Gewährleistung des dauerhaften Luftabschlusses

5 Zusammenfassung und Danksagung

Im Zuge des Ersatzneubaus der 1. Hochbrücke Levensau muss der Nord-Ostsee-Kanal (NOK) beidseitig verbreitert werden. Aufgrund der herausfordernden Randbedingungen wurde für die Südseite ein komplexes System aus interagierenden Bohrpfahlwänden und einer Spundwand geplant und numerisch nachgewiesen. Bei der Planung musste großes Augenmerk auf die Bauzustände und der parallelen Nutzung des NOK durch die Schifffahrt gelegt werden. Für die dauerhafte und zuverlässige Ableitung des Grundwassers hinter der Spundwand wurde eine außergewöhnliche Detaillösung gefunden.

Abschließend bedanken wir uns herzlich bei allen Beteiligten für die vorbildliche Zusammenarbeit während der Planung und Bauausführung!

6 Literatur

[1] BUNDESANSTALT FÜR WASSERBAU: Ersatzneubau der Hochbrücke Levensau, Geotechnischer Bericht, 15.03.2013

[2] BUNDESANSTALT FÜR WASSERBAU: Ersatzneubau der alten Levensauer Hochbrücke und Ausbau des Nord-Ostsee-Kanals, Zusammenfassende hydrogeologische Stellungnahme, 18.03.2015

[3] MEISEL, A., ALBIKER, J., DRUDE, O., RASMUS, A., SEPPMANN, M.: 128 Jahre 1. Hochbrücke Levensau – das Kanalufer: Boden-Bauwerks-Interaktion von interagierenden Bohrpfahlwänden, In: Bauingenieur BD.98 (2023) Nr. 3, S. 53-64

[4] WASSERSTRAßEN UND SCHIFFFAHRTSVERWALTUNG DES BUNDES: WASSERSTRAßEN- UND SCHIFFFAHRTSAMT NOK: www.wsa-nord-ostsee-kanal.wsv.de/Webs/WSA/WSA-Nord-Ostsee-Kanal/DE/0_Startseite/startseite_node.html (Zugriff in 11/2023)

Minisymposium
Bauen mit Glas

Organisatoren:

- **Jens Schneider**
  Institut für Statik und Konstruktion, Technische Universität Darmstadt

- **Miriam Schuster**
  Institut für Statik und Konstruktion, Technische Universität Darmstadt

- **Matthias Seel**
  Institut für Statik und Konstruktion, Technische Universität Darmstadt

- **Frank Wellershoff**
  Professur für Fassadensysteme und Gebäudehüllen, HafenCity Universität Hamburg

Baustatik – Baupraxis 15, © 2024, Technische Universität Hamburg

Glas in sicherheitsrelevanten Bauanwendungen | Der Weg zum erfolgreichen Nachweis der Standsicherheit

Mascha Baitinger[1,2], Marius Goos[2], Jasmin Reichert[2]

[1]*Hochschule RheinMain, Kurt-Schuhmacher-Ring 18, 65197 Wiesbaden*
[2]*Contura Ingenieure GmbH, Im Niedergarten 18, 55124 Mainz*

Zusammenfassung: Glas ist als sicherheitsrelevantes Element in Bauwerken nicht mehr wegzudenken. Gläserne Fassaden bilden das Stadtbild in Industrienationen, Glasstufen und Brüstungsverglasungen prägen unsere gebaute Umwelt. Gläserne Skywalks üben eine Faszination aus. Umfassende Kenntnisse zur statisch-konstruktiven Umsetzung sowie fundiertes bauaufsichtliches Wissen ist unumgänglich um sichere, ressourcenoptimierte und wirtschaftliche Bauwerke zu schaffen.

1 Einleitung

Bauteile aus Glas sind im Bauwesen heutzutage weit mehr als ein transparentes Ausfachungselement. Die stetige Entwicklung der normativen Grundlagen, ein immer fundierteres Verständnis hinsichtlich der Materialeigenschaften und die flexible Kombination mit Werkstoffen, wie z.B. Holz oder Beton, lassen Glaselemente immer häufiger zu einem tragenden Konstruktionselement werden. Das Erscheinungsbild von Gebäuden wird oftmals durch Glas entscheidend charakterisiert.

Bauen mit Glas bedeutet auf der einen Seite, den hohen architektonischen Ansprüchen der Planer und Architekten gerecht zu werden und auf der anderen Seite die technischen Anforderungen aus den einschlägigen technischen Baubestimmungen sowie bauaufsichtlichen Regelungen einzuhalten. Weitgespannte Konstruktionen, freigeformte Strukturen und daraus resultierende Beanspruchungen von Glasbauteilen müssen mit der technischen Machbarkeit und den spröden, linear-elastischen Werkstoffeigenschaften in Einklang gebracht werden.

Bei der Integration von Glas in sicherheitsrelevanten Bauanwendungen sind die Einhaltung bauphysikalischer Anforderungen und Langlebigkeit bzw. Dauerhaftigkeit genauso sicherzustellen wie die baurechtlich geregelte An- bzw. Verwendung der Bauprodukte und

Bauarten. In diesem Artikel soll das Nachweisprozedere für strukturrelevante Glasbauteile vorgestellt und für konkrete Anwendungsfälle erläutert werden.

2 Regelung von tragenden Glasbauteilen

2.1 Allgemeine Regelungen

Die bauaufsichtliche Regelung von tragenden Glaskonstruktionen ist von zentraler Bedeutung, um die Standsicherheit, ggf. die Stoßsicherheit (Zusatzanforderungen z.B. Absturzsicherung) und Funktionalität (bauphysikalische Anforderungen) von modernen Bauwerken sicherzustellen.

Die Landesbauordnungen (LBO) der Länder, die auf der Musterbauordnung (MBO) basieren, bilden die Grundlage der bauaufsichtlichen Regelung und schreiben die allgemeinen Anforderungen an bauliche Anlagen vor. Den Landesbauordnungen ist die Anforderung an Zulassungs- bzw. Genehmigungsverfahren für Bauprodukte und Bauarten zu entnehmen.

Technische Baubestimmungen auf Landesebene, die auf Grundlage der Muster-Verwaltungsvorschrift Technische Baubestimmungen (MVV TB) erstellt werden, konkretisieren die allgemein definierten Anforderungen an bauliche Anlagen der Landesbauordnungen. Bezogen auf den konstruktiven Glasbau bedeutet dies: den Technischen Baubestimmungen sind die gültigen technischen Regelwerke und zusätzliche Anforderungen, die an Glaskonstruktionen gestellt werden, zu entnehmen. Wesentliche Konstruktionsregeln für die Planung und Bemessung von Glasbauteilen und -konstruktionen legt die deutsche Normenreihe DIN 18008 „Glas im Bauwesen – Bemessungs- und Konstruktionsregeln“ mit ihren Teilen 1 bis 6 fest.

2.2 An- und Verwendbarkeitsnachweise

Bauprodukte und Bauarten aus Glas sind in Deutschland nach den geltenden technischen Baubestimmungen im Sinne der Landesbauordnung an- bzw. verwendbar zu machen. Das deutsche Baurecht unterscheidet zwischen Verwendbarkeitsnachweisen für Bauprodukte und Anwendbarkeitsnachweisen für Bauarten (siehe Abb.1).

Bei Bauprodukten handelt es sich u.a. um Produkte, Baustoffe, Bauteile und Anlagen sowie Bausätze, die werkseitig hergestellt werden, um dauerhaft in baulichen Anlagen eingebaut werden. Bei Bauarten handelt es sich um bauliche Anlagen oder um Teile von baulichen Anlagen, die durch das Zusammenfügen von Bauprodukten i.d.R. am Einbauort entstehen.

Bauprodukte, die ein CE-Kennzeichen oder ein Ü-Kennzeichen besitzen oder nach den geltenden technischen Baubestimmungen ausgeführt werden, werden als „geregelte“ Bauprodukte bezeichnet. Bei Bauprodukten und Bauarten, für die keine technischen Regeln vorliegen bzw. für solche die von diesen technischen Regeln abweichen, handelt es sich um „nicht geregelten“ Bauprodukte bzw. Bauarten.

Bei Abweichungen zu den vorhandenen technischen Regeln ist zwischen wesentlichen und nicht wesentlichen Abweichungen zu unterscheiden. Bei wesentlichen Abweichungen sind

die An- bzw. Verwendbarkeitsnachweise durch das Deutsche Institut für Bautechnik (DIBt) bzw. den obersten Bauaufsichtsbehörden zu erwirken. Bei nicht wesentlichen Abweichungen zu den technischen Regelwerken und bei Bauprodukten bzw. Bauarten, bei denen ein anerkanntes Prüfverfahren vorliegt, kann der An-/Verwendbarkeitsnachweis durch eine vom DIBt (bzw. in einzelnen Bundesländern von der Obersten Bauaufsichtsbehörde) nach Landesbauordnung anerkannte Prüfstelle erfolgen (siehe auch Abb.1). Als Grundlage für die Erwirkung der An- bzw. Verwendbarkeitsnachweise dienen u.a. statische Berechnungen, gutachterliche Stellungnahmen und experimentelle Untersuchungen.

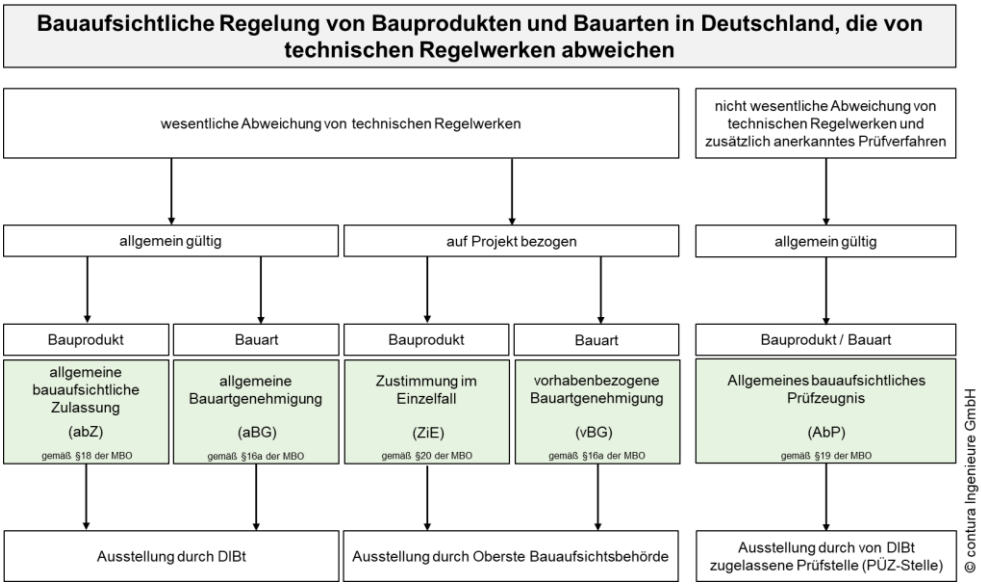


Abbildung 1: An- und Verwendbarkeitsnachweise für Bauprodukte und Bauarten in Deutschland

3 Experimentelle Nachweise für tragende Glaskonstruktionen nach DIN 18008

3.1 Nachweisverfahren

Für Verglasungen, die in den Anwendungsbereich der Normenreihe DIN 18008 fallen, sind statische Einwirkungen immer getrennt von etwaigen stoßartigen Belastungen zu betrachten. Nachweise unter statischen Einwirkungen erfolgen in Deutschland immer rechnerisch. Der rechnerische Nachweis erfolgt in der Regel objektbezogen. Systembezogene Nachweise erfolgen häufig über eine System-/ Typenstatik, die dann auf den konkreten Anwendungsfall zu übertragen sind.

Zusatzanforderungen, z.B. für absturzsichernde Verglasungen, sind gesondert nachzuweisen. Die Nachweise unter statischen und stoßartigen Lasten sind immer für die gesamte

Verglasungskonstruktion und somit für das Glaselement, für die Lagerkonstruktion und deren weitere Befestigung am Bauwerk, zu führen.

Bei experimentellen Nachweisen an Glaskonstruktionen ist zwischen Versuchen für Horizontalverglasungen und Vertikalverglasungen zu unterscheiden. Beide Anwendungsarten müssen das Schutzziel, Verkehrsbereiche vor herabfallenden Teilen zu schützen bzw. Absturz bzw. Durchsturz von Personen zu verhindern, erfüllen.

3.2 Versuchstechnischer Nachweis für resttragfähige Verglasungen

Unter Resttragfähigkeitsversuchen versteht man ein experimentelles Nachweisverfahren von Verglasungen, welches vor allem bei Verbundsicherheitsglas (VSG) in horizontaler Lage durchgeführt wird. Die Resttragfähigkeit wird als Tragwiderstand definiert, der einem Totalversagen (beispielsweise ein unter Last stehendes Verbundsicherheitsglas, mit defekten Teilscheiben) entgegenwirkt. Der Nachweis der Resttragfähigkeit einer Verglasungskonstruktion darf gemäß DIN 18008-1 Anhang B.1 experimentell geführt werden. In Abhängigkeit der konstruktiven Randbedingungen muss die Resttragfähigkeit von Glaskonstruktionen nachgewiesen werden.

Die Resttragfähigkeitsversuche sind grundsätzlich an der nachzuweisenden Konstruktion / Einbausituation an mindestens zwei identischen Probekörpern durchzuführen. Die im Versuch aufzubringenden Lasten ergeben sich aus dem jeweiligen Anwendungsfall der Konstruktion und den technischen Regelwerken (DIN EN 1990), mindestens jedoch 0,5 kN/m². Die äußeren Glasscheiben sind mit einem Hammer und Körner zu brechen. Hierzu sind die Anschlagpunkte nach DIN 18008-1 Bild B.1 zu wählen. Der Versuch gilt als bestanden, wenn die Verglasungskonstruktion 24h nicht aus der Lagerkonstruktion herausfällt bzw. keine Bruchstücke herabfallen, die darunter liegende Verkehrsflächen gefährden könnten.

3.3 Versuchstechnischer Nachweis für absturzsichernde Verglasungen

Bei absturzsichernden Verglasungen spricht man von vertikalen Glaskonstruktionen die Menschen vor einen Absturz aus einer Höhe > 1,0m schützen sollen. Unterschiedlichste Konstruktionen finden als absturzsichernde Verglasungen ihre Anwendung, folgende Beispiele seien hier exemplarisch genannt:

- Bodentiefe Fenster- oder Fassadenverglasung
- Ganzglasgeländer oder Brüstungsverglasungen
- Verglasungen von Aufzugsschächten, etc.

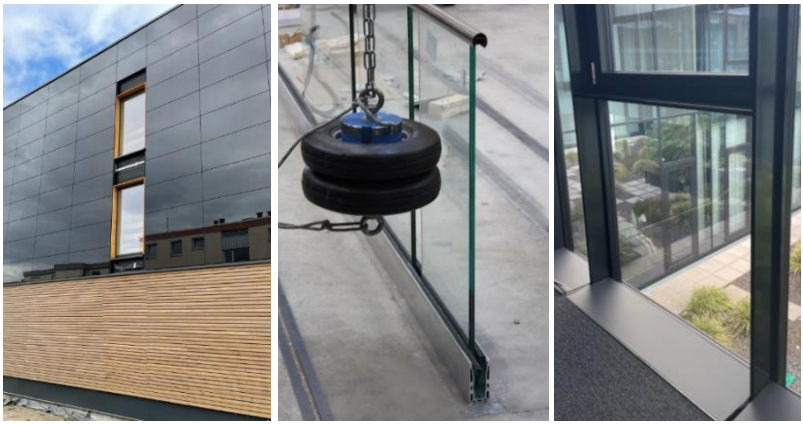
An absturzsichernde Verglasungen werden Zusatzanforderungen gestellt, die in dem Teil 4 „Zusatzanforderungen an absturzsichernde Verglasungen“ der DIN 18008 geregelt sind. Neben statischen Lasten wie beispielsweise Wind-, Holm- und Klimalasten bei Mehrscheiben-Isolierglasscheiben müssen zusätzlich dynamische Lasten aus stoßartiger Belastung berücksichtigt werden. Bei Abweichungen zur DIN 18008-4 kann der Nachweis unter stoßartiger Belastung u.a. versuchstechnisch durch Pendelschlagversuche nach DIN 18008-4, Anhang A.1, geführt werden.

Die DIN 18008-4 ordnet die Glaskonstruktionen in drei Absturzkategorien Kat. A, Kat. B und Kat. C ein (siehe Abb. 2). Die Anforderungen an die drei Kategorien variieren.

Bei absturzsichernden Verglasungen der Kat. A handelt es sich um raumhohe Verglasungen, die horizontale Nutzlasten abtragen müssen und keinen Brüstungsriegel oder Holm in bauaufsichtlich erforderlicher Höhe besitzen (Abb.2 – links).

Bei Kategorie B Verglasungen handelt es sich um unten eingespannte Glasbrüstungen, deren Einzelscheiben durch einen durchgehenden Handlauf miteinander verbunden sind (Abb. 2 – Mitte).

Verglasungen, die lediglich als ausfachende Elemente eingesetzt werden und keine horizontalen Nutzlasten in erforderlicher Höhe abtragen müssen, werden der Kategorie C zugeordnet (Abb. 2 – rechts).



© contura Ingenieure GmbH

Abbildung 2: Beispiele für absturzsichernde Verglasungen (v.l.n.r.: Kategorie A, Kategorie B und Kategorie C)

Der versuchstechnische Nachweis zur Ermittlung der absturzsichernden Wirkung einer Verglasungskonstruktion erfolgt durch Pendelschlagversuche nach DIN 18008-4, Anhang A. Als Pendelschlaggerät wird ein Zwillingsreifen der Masse 50 kg und einen Reifendruck von 3,5 bar verwendet. Die Fallhöhe Δh in [mm] des Zwillingsreifens variiert je nach Anforderungen bzw. Kategorie (Kat. A = 900 mm, Kat. B = 700 mm und Kat. C = 450 mm). Der Pendelfallkörper ist durch eine geeignete Aufhängevorrichtung auf die jeweilige Auftreffstelle auszurichten und auf die entsprechende Fallhöhe auszulenken.

Die Pendelschlagversuche sind grundsätzlich an der zu bewertenden Einbausituation (Originalbauteilen) und an mindestens zwei identischen Probekörpern durchzuführen. Die Auftreffstellen sind nach Norm so zu wählen, dass durch den Aufprall die maßgebende bzw. ungünstigste Beanspruchung für das Glaselement und die Lagerkonstruktion erzielt wird.

Der Pendelschlagversuch gilt als bestanden, wenn die Verglasungskonstruktion nicht durch den Pendelkörper durchschlagen wird oder aus der Lagerkonstruktion gerissen wird. Außerdem dürfen dahinterliegende Verkehrsflächen nicht durch herabfallende Bruchstücke gefährdet werden bzw. dürfen Verbundsicherheitsglasscheiben (VSG) keine Risse mit einer Öffnungsweiter > 76mm aufweisen.

3.4 Versuchstechnischer Nachweis für begehbare Verglasungen

Bei begehbaren Verglasungen handelt es sich um planmäßig begehbare Horizontalverglasungen wie z.B. Glasstege, Treppen oder Podeste aus Glas. Begehbare Glaskonstruktionen sind unter statischen Lasten (je nach Nutzungskategorie), dynamischen Lasten (Stoßeinwirkungen) und hinsichtlich der Resttragfähigkeit zu bewerten. Die Stoßsicherheit und die Resttragfähigkeit sind i.d.R. durch Versuche nach DIN 18008-5 nachzuweisen.

Die Stoßversuche werden mit einem Stoßkörper aus Stahl (sogenannter Torpedo, siehe Abb. 3 rechts) mit einer Masse von 40kg durchgeführt. Die Verglasung ist während dem Fallversuch mit der halben planmäßigen Nutzlast in Form von Personenlasten mit 1,0 kN je Personenersatzlast auf einer Fläche von 200 x 200 [mm] in ungünstigster Position zu belasten. Die Auftreffstellen sind so zu wählen, dass die ungünstigste Beanspruchung für die Konstruktion erzielt wird. Bei begehbaren Verglasungen wird nicht in Kategorien unterschieden, die Fallhöhe beträgt immer 800 mm.

Abbildung 3: Beispielhaftes Glaspaket aus 4-fach VSG (links) und Stoßkörper (rechts)

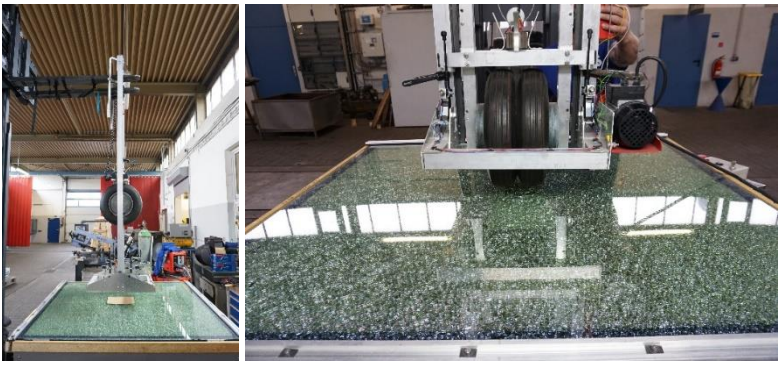
Der Versuch gilt als bestanden, wenn die Verglasungskonstruktion nicht durch den Stoßkörper durchschlagen wird, die Glaselemente nicht aus der Lagerkonstruktion rutschen oder darunterliegende Verkehrsflächen nicht durch herabfallende Bruchstücke gefährdet werden. Im Anschluss an die Stoßversuche sind Resttragfähigkeitsversuche mit einer Standzeit von mind. 30 Minuten durchzuführen.

3.5 Versuchstechnischer Nachweis für betretbare und durchsturzsichernde Verglasungen

Glaskonstruktionen, die ausschließlich zu Wartungs- und Reinigungszwecken betreten werden, werden als betretbare Verglasungen bezeichnet. Zusammen mit durchsturzsichernden (nicht betretbaren) Verglasungen werden diese in Teil 6 „Zusatzanforderungen an zu Instandhaltungsmaßnahmen betretbare Verglasungen und an durchsturzsichere Verglasungen“ der DIN 18008 geregelt. Zusätzlich zu den planmäßigen

Einwirkungen ist die Glaskonstruktion mit einer Personenlast in Höhe von 1,5 kN statisch nachzuweisen.

Die Zusatzanforderungen an die Stoßsicherheit und Resttragfähigkeit kann durch Belastungsversuche nach DIN 18008-6, Anhang A, erbracht werden. Hier wird eine Fallvorrichtung mit einem Zwillingsreifen (nach DIN 18008-4) mit einer Masse von 50kg und einem Reifendruck von 3,5bar eingesetzt (siehe Abb. 4). Zur Vereinfachung dürfen geneigte Verglasungen je nach Neigungswinkel vertikal (bis zu einem Winkel von 45° zur Vertikalen) bzw. horizontal (Neigung 45° bis 90° zur Vertikalen) geprüft werden. Die Fallhöhe für betretbare Verglasungen beträgt in der Regel Hs = 900 mm und ist je nach Anwendungsfall für durchsturzsichernde Verglasungen zu reduzieren bzw. zu erhöhen. Die Aufprallpunkte sind so zu wählen, dass ein möglichst ungünstiges Belastungsszenario für Glasscheibe und Lastkonstruktion entsteht. Bei betretbaren Verglasungen ist die obere Glasscheibe mit entsprechenden Hilfsmitteln zu brechen. Hierbei sind möglichst ungünstige Rissverläufe zu erzeugen.



© contura Ingenieure GmbH

Abbildung 4: Versuchsvorrichtung für die Stoßversuche

Der Stoßkörper darf weder die Verglasung durchschlagen, noch darf die Verglasung aus der Lagerkonstruktion gerissen werden. Es dürfen keine Bruchstücke herabfallen, die darunter liegende Verkehrsflächen gefährden könnten. Nach erfolgreicher Stoßprüfung werden Resttragfähigkeitsversuche durchgeführt. Hierzu werden Zusatzlasten (Gesamtmasse 100 kg) an möglichst ungünstigen Stellen auf der Verglasung positioniert. Die Belastungsdauer beträgt mindestens 30 Minuten. Der Versuch gilt als bestanden, wenn die Verglasung die zuvor beschriebenen Anforderungen erfüllt.

4 PV-Module im Überkopfbereich

4.1 Bauaufsichtliche Regelungen von PV-Modulen

Bei der Verwendung und Anwendung von bauwerkintegrierten Photovoltaikmodulen in Deutschland sind bauordnungsrechtliche Produkt- und Anwendungsanforderungen zu beachten. Hierfür sind die Anforderungen der Landesbauordnung (LBO) und der

Verwaltungsvorschrift Technische Baubestimmungen (VV-TB) des jeweiligen Bundeslandes einzuhalten.

PV-Module werden gemäß den technischen Baubestimmungen als Produkte der technische Gebäudeausrüstung nach EU-Niederspannungsrichtlinie 2014/35/EU eingeordnet und erhalten durch diese Richtlinie eine CE-Kennzeichnung als elektrisches Betriebsmittel. Die CE-Kennzeichnung beinhaltet jedoch nicht die wesentlichen Merkmale nach der Bauproduktenverordnung (u.a. mechanische Festigkeit, Standsicherheit und Bandschutz). Grundsätzlich ist deshalb für PV-Module ein gesonderter Verwendbarkeitsnachweis in Form einer allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung (abZ) oder einer Zustimmung im Einzelfall (ZiE) erforderlich. Die Ausnahme bilden hierbei PV-Module mit Glasdeckflächen bei einer Modulfläche ≤ 2 m² (zukünftig ≤ 3 m²) im Aufdachbereich sowie PV-Module ohne Glasdeckflächen im Aufdachbereich (siehe Abb. 5). Es bietet sich an, für PV-Module einen Kombinationsbescheid (abZ/aBG) beim Deutschen Institut für Bautechnik (DIBt) zu erwirken, um nicht nur die Produktebene, sondern auch die Anwendung zu regeln.

Das Zulassungsverfahren für PV-Module ist ein Prozess der in enger Zusammenarbeit zwischen dem Hersteller, einer dafür anerkannten PÜZ-Stelle und dem DIBt erfolgt. Für alle verwendete Einzelprodukte sind Datenblätter sowie Produktprüfungen vorzulegen.

Lfd. Nr.	Bauprodukt	Maßgebende Harmonisierungs-rechtsvorschriften	a: Konkreter Verwendungszweck b: Gemäß MBO[1] bestehende Grundanforderung, ggf. mit Konkretisierung c: Fehlendes Wesentliches Merkmal d: Verfahren zum Nachweis des fehlenden Wesentlichen Merkmals
B 3.2.1.25	Photovoltaische Module mit mechanisch gehaltenen Glasdeckflächen mit einer maximalen Einzelmodulfläche bis 2,0 m² für die Verwendung: - im Dachbereich mit einem Neigungswinkel < 75°[5] - bei gebäudeunabhängigen Solaranlagen im öffentlich unzugänglichen Bereich	2014/35/EU	a: Stromerzeugung für Gebäude b: Brandschutz c: Brandverhalten der Bauteile, wenn schwerentflammbar oder nichtbrennbar gefordert
B 3.2.1.26	Photovoltaische Module ohne Glasdeckflächen für die Verwendung im Dachbereich	2014/35/EU	a: Stromerzeugung für Gebäude b: Brandschutz c: Brandverhalten der Bauteile, wenn schwerentflammbar oder nichtbrennbar gefordert
B 3.2.1.27	Photovoltaische Module abweichend von B 3.2.1.25 oder B 3.2.1.26	2014/35/EU	a: Stromerzeugung für Gebäude b.1: Mechanische Festigkeit und Standsicherheit b.2: Brandschutz c.1: Je nach Einbausituation sind die Bestimmungen von A 1.2.7 zu erfüllen c.2: Brandverhalten der Bauteile, wenn schwerentflammbar oder nichtbrennbar gefordert

5 Hinweis: Bei Verwendung über Verkehrsflächen, die durch herabfallende Glasteile gefährdet werden können (Überkopfverglasung), sind die Bestimmungen von Abschnitt A 1.2.7 zu beachten.

Abbildung 5: Auszug MVV TB 2023/1

4.2 Glas/Glas-PV-Module im Überkopfbereich

Im Überkopfbereich ist in Deutschland generell die Verwendung von Verbundsicherheitsglas (VSG) aus teilvorgespanntem Glas (TVG) erforderlich. Glas/Glas-PV-Module aus zwei monolithischen Einzelscheiben aus TVG mit Zwischenfolien (z.B. EVA-Folien oder POE-Folien) und eingebetteten PV-Zellen gelten aufgrund der eingelegten Solarzellen ohne entsprechende Produktnachweise nicht als Verbundsicherheitsglas (VSG). Es sind Nachweise gemäß DIN EN 14449 zu erbringen.

Darüber hinaus ist u.a. das Bruchbild des Glases und das Haftverhalten der Folie auf den Glasbauteilen zu untersuchen.

Um bei einem etwaigen Glasbruch das Risiko des Herunterfallens zu minimieren, sind PV-Module hinsichtlich ihrer Resttragfähigkeit zu untersuchen. Der Nachweis erfolgt experimentell wie bereits zuvor beschrieben nach DIN 18008-1 an den Originalmodulen mit Originalkonstruktion.

Abbildung 4: Resttragfähigkeitsversuch an einem PV-Modul

Literatur

[1] Brandau, K.; Ensslen, F.; Hemmerle, C.; et al. Technische Baubestimmungen für PV-Module als Bauprodukte und zur Verwendung in Bauarten – Bauordnungsrechtliche Vorgaben zu Produkt- und Anwendungsregeln, Berlin, Allianz Bauwerkintegrierte Photovoltaik e.V., 2023

[2] Muster-Verwaltungsvorschrift Technische Baubestimmungen (MVV TB), Ausgabe 2023/1

[3] DIBt Das deutsche Regelungssystem für Bauprodukte und Bauarten, Berlin 10. August 2023

[4] DIN 18008 Teile 1-6 – „Glas im Bauwesen“ Bemessungs- und Konstruktionsregeln

Baustatik – Baupraxis 15, © 2024, Technische Universität Hamburg

Glaskantenfestigkeit – Beitrag zur Berücksichtigung des Herstellungsprozesses in der Bemessung

Paulina Bukieda, Michael Engelmann, Bernhard Weller

Institut für Baukonstruktion, Technische Universität Dresden

Zusammenfassung: Floatglaskanten erfüllen je nach Ausführung: Schnittschutz, Maßhaltigkeit und Ästhetik. In der Bemessung wird die Kantenfestigkeit über pauschale Beiwerte konservativ angesetzt. Diese decken Streuungen des Herstellungsprozesses ab. Der Beitrag stellt aktuelle Forschungsergebnisse vor und diskutiert einen Vorschlag zur Berücksichtigung der Kantenfestigkeit in der Bemessung auf Basis umfänglicher Bruchversuche und mikroskopischer Oberflächenanalysen.

1 Motivation

In Deutschland wird derzeit für thermisch entspanntes Floatglas, unabhängig der Kantenausführungsart, eine charakteristische Kantenfestigkeit in Höhe von 36 N/mm² angenommen [1]. Die europäische Normung sieht zukünftig eine Regelung der Kantenfestigkeiten in Form von pauschalen Abminderungsbeiwerten in Abhängigkeit der Kantenausführungsart vor, die in den nationalen Anhängen definiert werden sollen [2]. Dabei liegt der Vorschlag vor, polierte Kanten mit einer höheren Festigkeit anzusetzen. Dies entspricht auch der weit verbreiteten – und wissenschaftliche widerlegten – Praxisannahme, dass mit steigendem Grad der optischen Veredlung, von der geschnittenen zur polierten Kante, auch die mechanische Kantenfestigkeit steigt.

Während der Herstellung und Bearbeitung von Glaskanten greifen harte Schneid- und Schleifwerkzeuge in die Glasoberfläche ein und hinterlassen Oberflächendefekte. Diese werden durch anliegende Zugspannungen geöffnet bis es zu einem plötzlichen Bruch der Glasscheibe kommt. Abgeschlossene wissenschaftliche Studien zeigen hohe Streuungen in den Kantenfestigkeiten verschiedener Hersteller, unabhängig von der Kantenausführungsart [3], [4], [5]. Für geschnittene Glaskanten konnten bereits maßgebende Parameter im Schneidprozess detektiert werden, die mit höheren Kantenfestigkeiten einhergehen [6]. Für die weiteren, bearbeiteten Kantenausführungsarten bestehen bisher noch keine

allgemeingültigen Zusammenhänge. Als wesentliche Ursache für die Streuungen der Kantenfestigkeiten werden auch hier Einflüsse aus der Herstellung, also den Schleif- und Polierprozessen vermutet.

Der vorliegende Artikel stellt Untersuchungen der TU Dresden, Institut für Baukonstruktion, zur Kantenfestigkeit mit Fokus auf den Herstellungsprozess vor [7], ordnet diese in bereits vorhandene Forschungsergebnisse ein und leitet daraus einen Vorschlag für die Berücksichtigung der Kantenfestigkeit in der Bemessung ab.

2 Kantenausführungsarten von Glas

2.1 Ausführungsarten und deren Anwendungen

Im Bauwesen erfolgt eine Einteilung in geschnittene (KG), gesäumte (KGS), maßgeschliffene (KMG), geschliffene (KGN) und polierte (KPO) Glaskanten, entsprechend des äußeren Erscheinungsbildes. [8] Abb. 1 stellt diese mit charakteristischen mikroskopischen Oberflächenaufnahmen gegenüber.

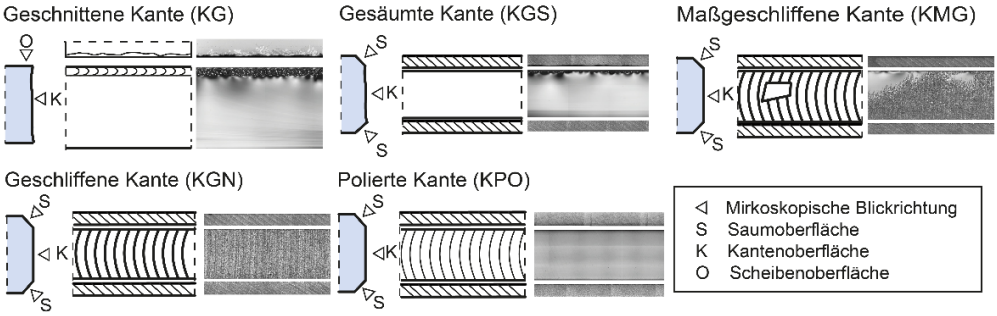


Abbildung 1: Kantenausführungsarten entsprechend der optischen Beschreibung nach DIN 1249-11 [8]. Mikroskopische Aufnahmen nach [7].

Geschnittene Kanten sind scharfkantig. Sie entstehen zwangsläufig im Schneidprozess, während das Glas auf das nötige Format gebracht wird. Anschließend kann eine weitere Bearbeitung der Kanten in Schleif- und Polierprozessen erfolgen. Damit werden weitere Formen und Funktionen der Glaskante geschaffen. Bei der gesäumten Kantenausführungsart wird durch den Abtrag des scharfen, geschnittenen Randes ein Schnittschutz hergestellt. Im Fensterbau kommen häufig geschnittene oder gesäumte Kanten zum Einsatz, da sie in vom Fensterrahmen abgedeckt sind. Mit den fortfolgenden Bearbeitungsstufen wird die Kantenoberfläche bearbeitet. Hier werden schrittweise die Maßhaltigkeit und die optische Erscheinung gesteigert. Polierte Kanten stellen optisch die hochwertigste Ausführung dar und kommen deshalb in sichtbaren Bereichen zur Anwendung.

2.2 Herstellung im Schneid-, Schleif- und Polierprozess

Den Herstellungsprozessen liegt eine gezielte Einbringung und Nutzung von Rissen zugrunde. Die Entstehung der Risse beruht auf dem Sprödverhalten von Glas im Kontakt mit harten und scharfen Werkstücken (siehe Abb. 2). Übt ein hartes Werkzeug Druck auf Glas aus, bildet sich im Kontaktbereich eine minimale Fließzone mit Glasspan aus. Darunter wird es verdichtet und es entsteht ein hydrostatisches Druckspannungsfeld. Mit Steigerung des Drucks erfolgt eine Rissausbreitung im Glas. Das verbleibende Risssystem besteht aus flachen, schollenförmigen Lateralrissen an der Glasoberfläche, senkrecht zum eingreifenden Werkzeug, und Tiefenrissen in Richtung der Krafteinbringung. Darüber hinaus entstehen Radialrisse quer zur Ritzspur. Das Risssystem tritt stets gleichzeitig auf.

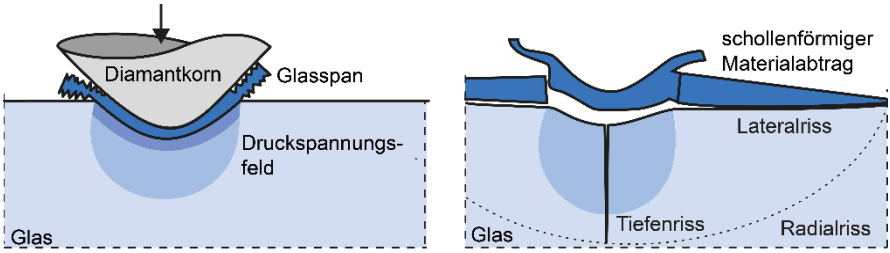


Abbildung 2: Entstehung des Risssystems in Glas bei Druckkontakt mit harten Werkstücken [7]. Links: Krafteinbringung mit hartem Werkstück. Links: Risssystem nach Druckentlastung.

Im Schneidprozess wird das Glas mit einem Diamantrad angeritzt. Dabei werden gezielt Tiefenrisse eingebracht, die anschließend durch Biegung geöffnet werden. Resultierend wird das Glas entlang der Ritzspur gebrochen. Die entstehende geschnittene Kante weist auf der angerritzten Seite sichtbare Tiefenrisse auf der Kantenoberfläche und Lateralrisse auf der Scheibenoberfläche auf (siehe Abb. 1, KG).

Im Schleif- und Polierprozess erfolgt ein flächiger Abtrag über die Nutzung der schollenförmigen Lateralrisse. Dabei verbleiben Tiefenrisse senkrecht zur Bearbeitungsrichtung. Hierzu werden rotierende Vielkornwerkzeuge verwendet. Bei Kantenschleifautomaten kommen an mehreren Stationen sogenannte Topfschleifscheiben (siehe Abb. 3, links) mit verschiedenen Härtegraden und Körnungen zum Einsatz. Die eingreifenden Topfschleifscheiben werden hierbei immer feiner und weicher. Grobe Stationen sorgen im Schliff für den Materialabtrag, feine Stationen für eine Oberflächenglättung, also die Politur. Horizontale Topfschleifscheiben bearbeiten die Kantenoberfläche, geneigte Topfschleifscheiben tragen die Ränder ab und erzeugen Saumflächen (siehe Abb. 3, rechts).

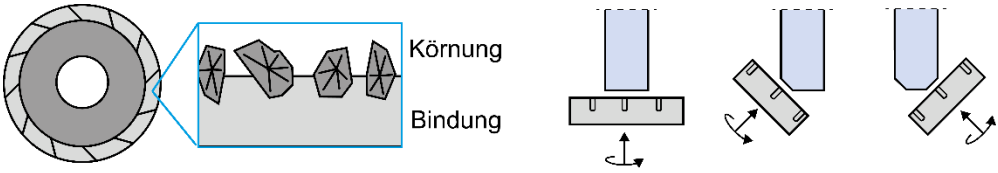


Abbildung 3: Links: Schematische Darstellung einer Topfschleifscheibe mit Oberflächenbeschaffenheit. Rechts: Anordnung von Topfschleifscheiben [7].

In Abhängigkeit der gewünschten Kantenausführungsart werden im Kantenschleifautomat verschiedene Stationen zugestellt. Für die Herstellung einer gesäumten Kante greifen beispielsweise nur die geneigten Stationen ein. Die Maschinenkonfiguration und die verwendeten Topfschleifscheiben variieren in Abhängigkeit der Hersteller. Sie werden meist einmalig in Abhängigkeit der maximal abzuschleifenden des Abtrags im Werk gewählt du eingestellt. Bei dicken Verbundaufbauten werden gröbere Topfschleifscheiben benötigt, als bei monolithischen Gläsern. Die Prozesse werden vertieft in [6] und [7] und beschrieben.

3 Kantenfestigkeiten verschiedener Kantenausführungsarten

3.1 Untersuchungsumfang

Um Einflüsse aus dem Herstellungsprozess zu ermitteln, wurde in [5] eine Versuchsmethodik mit mikroskopischen Oberflächenanalysen, Bruchversuche und einer Fehlstellenanalyse entwickelt. Darin werden bruchverursachende Fehlstellen ermittelt, die eine Rückführung auf deren Entstehung im Herstellungsprozess und daraus ableitbare Prozessoptimierungen ermöglichen.

Im ersten Schritt, der Oberflächenanalyse, wurden für jeden Prüfkörper die Kanten-, Saum- und kantennahen Scheibenoberflächen mikroskopiert. Die Oberflächen wurden im Lasteinleitungsbereich der späteren Bruchversuche aufgezeichnet, da hier die höchsten Biegezugspannungen auftreten und somit die Bruchwahrscheinlichkeit am größten ist. Anschließend erfolgten Vierpunkt-Biegeversuche um die starke Achse. Der Versuchsstand und die Versuchsdurchführung haben sich in verschiedenen Studien zur Kantenfestigkeit ([3],[4]) etabliert und orientieren sich an der DIN EN 1288-3 [9]. Im letzten Schritt erfolgte die Fehlstellenanalyse. Dazu wurde die genaue Lage des Bruchurspungs am Bruchstück mikroskopiert und mit den im Voraus aufgezeichneten Bildern verglichen. Das Aussehen der Fehlstelle vor dem Bruch ermöglichte Rückschlüsse auf deren Entstehung und dies ermöglicht wiederum Rückschlüsse auf die Bearbeitungsparameter der Glaskante.

Im Rahmen der Untersuchungen wurden in Abhängigkeit der Kantenausführungsart verschiedene Prozessparameter bei einem Hersteller (Hersteller 1) variiert, um deren Einfluss auf die Kantenfestigkeit zu ermitteln. Die Untersuchungen fanden iterativ statt, mit dem Ziel, bruchverursachende Fehlstellen durch optimierte Herstellungsprozesse zu reduzieren. Als Prüfkörper wurden Glasträger in Abmessungen von 1100 mm x 125 mm hergestellt. Hierbei wurden geschnittene, gesäumte, maßgeschliffene, geschliffene und polierte Kanten betrachtet. Für die Untersuchung der polierten Kantenausführungsart wurde ein weiterer Hersteller (Hersteller 2) hinzugezogen, der auf die Herstellung von Hochglanzpolituren spezialisiert ist.

3.2 Ermittelte Kantenfestigkeiten

Die Kantenfestigkeit verschiedener Prüfserien wurde nach zweiparametrischer Weibullverteilung ermittelt. Sie entspricht dem 5 %-Fraktilwert und ist im Diagramm (siehe Abb. 4) numerisch angegeben. Für die Ermittlung der Kantenfestigkeit wurden Prüfserien innerhalb einer Kantenausführungsart nach maßgebenden Parametern gruppiert, sofern für

die Parameter kein signifikanter Einfluss festgestellt worden ist. Die wesentlichen Ergebnisse werden in Abb. 4 dargestellt.

Für die geschnittenen Kanten wurde das Schneidrad als maßgebender Prozessparameter festgestellt. Hierbei wurde ein konventionelles Schneidrad *s1* und mikrostrukturiertes Schneidrad *s3*, welches die Glasoberfläche im Anritzvorgang perforiert, untersucht. Beide wiesen einen Schneidenwinkel von 158 ° auf. Die charakteristische Kantenfestigkeit $f_{k,Kante}$ in Höhe von 36 N/mm² wurde bei den Prüfserien mit Schneidrad *s1* unterschritten (KG–s1). Mit dem mikrostrukturierten Schneidrad *s3* wurde ein kleineres Risssystem erzeugt und die Kantenfestigkeit konnte um 65 %, von 31,22 N/mm² auf 51,64 N/mm² (KG–s3), gesteigert werden. Somit liegt sie über der charakteristischen Biegezugfestigkeit von Floatglas $f_{k,Float}$ in Höhe von 45 N/mm². Folglich ist es im Bereich des Möglichen, die eingangs erwähnten Abminderungsbeiwerte mit Blick auf eine effizientere Konstruktion infrage zu stellen

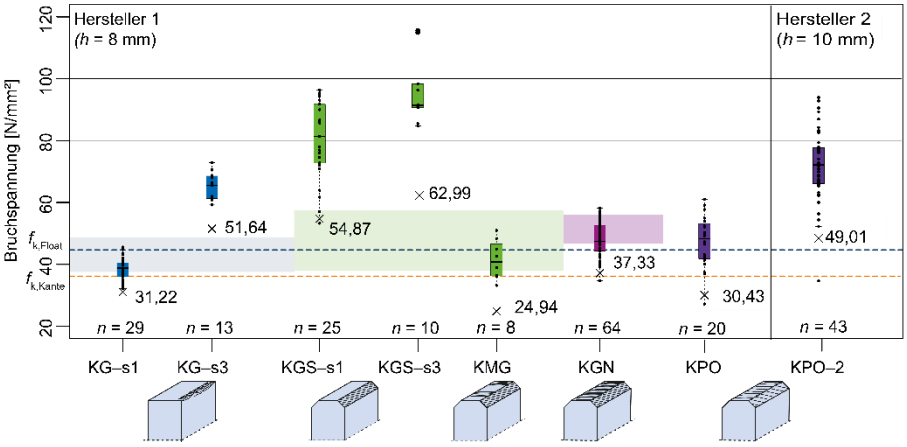


Abbildung 4: Verteilung der ermittelten Bruchspannungen in Abhängigkeit der Kantenausführungsart und maßgebender Prozessparameter. Numerisch angegeben sind die 5 %-Fraktile mit 95 % Ausfallwahrscheinlichkeit nach zweiparametrischer Weibullverteilung.

Ein maßgebender Einfluss des Schneidrads auf die Kantenfestigkeit hat sich auch in der Herstellung der gesäumten Kantenausführungsart bemerkbar gemacht. Die Kantenfestigkeiten der gesäumten Kanten lagen mit 54,87 N/mm² und 62,99 N/mm² bei Hersteller 1 im Vergleich zu allen anderen Bearbeitungsvarianten am höchsten.

Für die weiteren Bearbeitungsstufen, Maßgeschliffen, Geschliffen und Poliert, konnte bei Hersteller 1 kein Parameter (Einfluss des Schneidrads, Vorschubgeschwindigkeit, Abtragstiefe, Körnungsgröße) mit signifikantem Einfluss auf die Kantenfestigkeit ermittelt werden, hier wurden alle untersuchten Prüfserien zusammengefasst. Für die geschliffene Kante wurde eine Kantenfestigkeit von 37,33 N/mm² ermittelt. Für die polierte Kante wurden lediglich 30,43 N/mm² festgestellt. Dieser Wert liegt markant unterhalb der genormten charakteristischen Kantenfestigkeit $f_{k,Kante}$ – trotz höchster optischer Veredlungsstufe mit einer makroskopisch einwandfreien, polierten Kantenqualität. Für die polierte Prüfserie von Hersteller 2 (KPO–2) konnte eine Kantenfestigkeit von 49,01 N/mm² nachgewiesen werden.

Höhere Kantenfestigkeiten polierter Kanten sind in Abhängigkeit der Herstellung somit möglich, gehen allerdings nicht zwingend mit hohen Festigkeiten einher. Das vorliegende

Beispiel des Herstellers 1 zeigt vielmehr, dass eine mit der Bearbeitung der Kantenoberfläche (ab der maßgeschliffenen Kantenausführungsart) die Kantenfestigkeiten auf einem geringeren Niveau liegen und derzeitige genormte Grenzwerte sogar unterschreiten können.

3.3 Herstellervergleich

Die resultierenden Kantenfestigkeiten von fünf Herstellern einer vorangehenden Studie [3] werden für einen Vergleich in Abb. 4 als schattierte Bereiche für die geschnitten, gesäumt und geschliffen Kantenausführungsarten dargestellt. Die polierte Kantenausführungsart wurde darin nicht untersucht. In der Studie lagen alle ermittelten Werte über der charakteristischen Kantenfestigkeit von 36 N/mm². Für die hier vorgestellten Prüfserien der geschnittenen und gesäumten Kante lagen die Kantenfestigkeiten im unteren und oberen Bereich der Streuungen. Eine gezielte und mikroskopisch nachgewiesene Rissreduzierung im Herstellungsprozess ging dabei mit höheren Kantenfestigkeiten einher.

Für die untersuchte geschliffene Kantenausführungsart lag die ermittelte Kantenfestigkeit deutlich unter dem Wertebereich der vorangegangenen Untersuchung. Informationen zu den darin verwendeten Prozessparametern des Schleifprozesses liegen nicht vor.

Ein Vergleich der Prozessparameter zur Herstellung der polierten Kantenausführungsart der eigenen Untersuchungen bei Hersteller 1 und Hersteller 2 zeigt, dass die Korngrößen der materialabtragenden Stationen im Schliff wesentliche Unterschiede aufwiesen. Hersteller 1 erzeugt den Materialabtrag mit vier Stationen, die eine Diamantkörnung von 231 µm, 181 µm, 126 µm und 107 µm aufweisen und trägt dabei 2 mm der Kantenoberfläche ab. Hersteller 2 trägt 1 mm Material mit drei Topfschleifscheiben ab, die eine Körnung von 151 µm, 76 µm und 54 µm aufweisen. Es besteht die Annahme, dass der angreifenden Diamanten, das Dreifache seines Durchmessers als Tiefenrissen ins Glas einbringt [10].

Darauf beruhend und unter der Annahme, dass einzelne Stationen so auf einander abgestimmt sind, dass sie die eingebrachten Tiefenrisse der vorangegangenen Station abtragen, verbleiben bei Hersteller 1 rechnerisch 321 µm und bei Hersteller 2 rechnerisch 162 µm. Da die weichen Topfschleifscheiben für die Politur die Oberflächen glätten, allerdings keine tiefen Fehlstellen beseitigen können, wird die Annahme getroffen, dass die hohe Festigkeit von Hersteller 2 auf die feineren Topfschleifscheiben im Schliff zurückzuführen ist.

3.4 Detektierte Bruchursachen und Empfehlungen zur Herstellung

In Abhängigkeit der Kantenausführungsart ließen sich verschiedene bruchverursachende Fehlstellen lokalisieren und in „im Herstellungsprozess entstanden“ oder „nachträglich eingebrachte“ Fehlstellen kategorisieren. Im Herstellungsprozess entstandene Fehlstellen wurden in weiteren Optimierungsschritten gezielt verringert. Nach der Herstellung eingebrachte Fehlstellen, die sich dadurch auszeichnen, dass sie nicht mit den Charakteristiken des Zuschnitts oder Schliffs einhergehen, sind auf die Handhabung oder den Transport zurückzuführen.

Basierend auf den Untersuchungen lassen sich zur Umsetzung einer hohen Kantenfestigkeit folgende Empfehlungen für die Herstellung von Glaskanten geben:

- KG: Verwendung mikrostrukturierter Schneidräder zur geringeren Rissbildung von Lateralrissen. Die Schneid- und Brechkraft soweit reduzieren, dass gerade

Schnittkanten ohne Ober- und Unterbrüche hergestellt werden, um eine Nachbearbeitung durch Maßschliff zu vermeiden. Der Einfluss weiterer Schneidparameter ist in [4] ausführlich untersucht.

- KGS: Vollständiger Abtrag von Tiefen- und Lateralrissen der geschnittenen Kante und Herstellung eines homogenen Saums im Kantenschleifautomat.
- KMG: Eine teilweise Bearbeitung auf der Kantenoberfläche verringert die Kantenfestigkeit.
- KGN, KPO: Eingreifende Korngrößen so fein wie möglich wählen und den Materialabtrag auf mehrere Stationen verteilen. Gegebenenfalls anvisierten Materialbtrag in zwei Schleifschritten mit geringeren Abtragstiefen ausführen.
- Für alle Kantenbearbeitungsarten gilt es Kantenschutzmaßnahmen während Logistik und Handhabung vorzusehen.

4 Ansatz von Kantenfestigkeiten in der Bemessung

Sollten Hersteller mit hohen Reklamationen von Floatglaskanten konfrontiert sein oder aufgrund von anspruchsvollen Projekten hohe Kantenfestigkeiten nachweisen müssen, wird empfohlen die Herstellungsprozesse der geforderten Kantenausführungsart individuell zu untersuchen und hinsichtlich der Kantenfestigkeit zu optimieren. Auch der Einsatz von vorgespannten Glaskanten kann eine deutlich höhere Kantenfestigkeiten ermöglichen, allerdings gehen damit höhere Herstellungskosten und ein verändertes Bruchverhalten einher, sodass dies nicht zwangsläufig zielführend ist.

Um höhere Kantenfestigkeiten in Deutschland nachzuweisen, bleibt aus baurechtlicher Sicht derzeit lediglich die Möglichkeit bei der DiBt einen Kombibescheid der Allgemeinen Bauaufsichtlichen Zulassung (abZ) zur Definition der Produkteigenschaften und einer Allgemeinen Bauartgenehmigung (aBG) für den Ansatz in der Bemessung anzustreben.

Die derzeitigen Bemessungswerte der Kantenfestigkeit von Floatglas gelten als untere Grenzwerte der auf dem Markt verfügbaren Qualitäten. Die vorgestellten Untersuchungen zeigen, dass diese Werte sowohl unterschritten werden als auch innerhalb eines Herstellungsprozesses stark streuen können. Vor allem die Herstellung von geschliffenen und polierten Kanten ruft Fehlstellen hervor, die einen starken Einfluss auf die Kantenfestigkeit haben. Hier konnten noch keine allgemeingültigen Prozessparameter definiert werden, die mit hohen Kantenfestigkeiten einher gehen. Zukünftig werden Einsatzempfehlungen mit minimalen Korngrößen von Schleifwerkzeugen notwendig.

5 Zusammenfassung und Ausblick

Die Streuung von herstellungsbedingten Glaskantenfestigkeiten kann nicht über pauschale Beiwerte in Abhängigkeit der (optischen) Kantenausführungsart abgebildet werden. Aufgrund der vorhandenen Unterschiede sind individuelle Betrachtungen von Glaskanten notwendig, die experimentell in Abhängigkeit der Kantenausführungsart zu ermitteln sind.

Normative Mindestwerte sollten daher auf einer fundierten Datenbasis beruhen und an definierte Prozesskriterien oder experimentelle Nachweise gebunden sein. Es ist davon auszugehen, dass die Reduzierung der Risstiefen während der Schleif- und Polierprozesse auch positive Effekte auf vorgespannte Glaskanten hat.

Danksagung

Die Ergebnisse sind in den Forschungsprojekten „Saum 2.0 – Entwicklung eines neuen Schleifprozesses für Bauteile aus Glas“ (FKZ 4123712TA7) und „Kante 4.0 – Floatgläser mit definierter Kantenfestigkeit für den Einsatz im Fassadenbau.“ (FKZ 4123721HF9) entstanden. Beide Projekte wurden im Rahmen des Zentralen Innovationsprogramms Mittelstand (ZIM) durch das Bundesministerium für Wirtschaft und Energie (heute BMWK) gefördert. Ein besonderer Dank gilt den Projektpartnern für die gute Zusammenarbeit, technische Unterstützung und die Herstellung von Prüfkörpern.

Literatur

[1] DIN 18008: Glas im Bauwesen - Bemessungs- und Konstruktionsregeln - Teil 1: Begriffe und allgemeine Grundlagen. Beuth Verlag, Berlin 2020.

[2] CEN/TS 19100-1: Design of glass structures -- Part 1: Basis of design and materials. Europäisches Komitee für Normung CEN/TC 250, 2021.

[3] KLEUDERLEIN, J.; ENSSLEN, F., SCHNEIDER, J.: Untersuchung zur Kantenfestigkeit von Floatglas in Abhängigkeit der Kantenbearbeitung. In: Weller, B., Tasche, S. (Hrsg.) Glasbau 2016, Ernst&Sohn, Berlin, 2016, S. 149-159.

[4] LINDQVIST, M.: Structural Glass Strength Prediction Based on Edge Flaw Characterization. Dissertation. EPFL Lausanne, 2013.

[5] VANDEBROEK, M.: Thermal Fracture of Glass. Dissertation. Ghent University, University of Antwerp, 2014.

[6] MÜLLER-BRAUN, S.: Risssystem und Festigkeit der geschnittenen Kante von Floatglas. Dissertation. Technische Universität Darmstadt, 2021.

[7] BUKIEDA, P.: Einfluss des Schleifprozesses auf die Kantenfestigkeit von Floatglas. Dissertation. Technische Universität Dresden, 2023. *In Veröffentlichung.*

[8] DIN 1249-11: Flachglas im Bauwesen, Teil 11: Glaskanten - Begriffe, Kantenformen und Ausführung, Beuth Verlag, Berlin 2017.

[9] DIN EN 1288-3: Glas im Bauwesen - Bestimmung der Biegefestigkeit von Glas - Teil 3: Prüfung von Proben bei zweiseitiger Auflagerung (Vierschneiden-Verfahren). Beuth Verlag, Berlin 2000.

[10] HAYASHIDA, K., KING, G.-L., TESYNSKI, J., WITTENBURG, D.: Rationale for windshield glass system specification requirements for shuttle orbiter. Space Devision, North American Rockwell, 1972.

Baustatik – Baupraxis 15, © 2024, Technische Universität Hamburg

Numerische und experimentelle Analyse des Tragverhaltens von kaltgebogenem Glas

Prof. Dr.-Ing. Markus Feldmann, Maximilian Laurs

Institut für Stahlbau, RWTH Aachen University

Zusammenfassung: Die Rufe nach ressourcen- und energiesparenden, aber geometrisch anspruchsvollen, Fassaden erstarken weiter. Die vorherrschende Lösung zur Realisierung von gekrümmten Fassaden aus Glas - die Heißbiegung - widerspricht diesem. Das Kaltbiegen von Glas stellt eine nachhaltige Methode für diese Anwendungen dar. Jedoch können die dafür benötigten aufwendigen Berechnungsmethoden oft nur im Fall von Prestigebauten gerechtfertigt werden. So muss die Kaltbiegung durch weitere Untersuchungen den Weg in den Alltag der Glaswelt finden. Um den Spannungszustand in Abhängigkeit des Kaltbiegungsgrades zu bestimmen sind FE-Berechnungen bis jetzt unumgänglich. Die Güte dieser hängt maßgeblich von den verwendeten Modellen und geometrischen Imperfektionen ab. An experimentellen Beispielen wird der Einfluss dieser erläutert.

1 Einleitung

Glas ist in den letzten Jahrzehnten mehr und mehr in den Fokus der modernen Architektur gerückt. Filigrane und leichte Strukturen mit größtmöglicher Transparenz werden immer häufiger eingesetzt, um einerseits Aspekte der Repräsentativität zu erfüllen und andererseits die Modernität von Architekturkonzepten zu unterstreichen. Die dabei geforderte Auflösung von massiven Tragstrukturen stellt den Ingenieur vor neue Herausforderungen. Zum einen müssen die resultierenden Rahmensysteme, bedingt durch den Wegfall möglichst vieler Elemente der Substruktur, mehr Lasten abtragen. Zum anderen müssen diese unter Vermeidung von massiven Querschnitten durchdachter gestaltet werden. Durch den Verzicht Rahmenstrukturen ist eine Tesselierung von gekrümmten Geometrien nur noch bedingt möglich. So müssen die nun größeren Ausfachungsflächen gekrümmt ausgeführt werden. Die müssen folglich mehr äußere Lasten auf die Unterkonstruktion übertragen und werden daher stärker beansprucht. Neben diesem Phänomen ist das Streben moderner Architekten nach immer komplexeren Formen unübertroffen und glatte, gekrümmte Oberflächen sind ein wesentlicher Bestandteil dieser Prämisse. Um diese Nachfrage bedienen zu können, haben

Ingenieure effiziente Glasdesigns und eine Vielzahl von Verfahren entwickelt, um Glas so zu biegen, dass es den erforderlichen geometrischen Bedingungen entspricht.

Während Glas in der Vergangenheit heiß gebogen wurde – also bis zur Erweichungstemperatur erhitzt und anschließend auf eine vorgefertigte Form gelegt wurde – gewinnt die Methode der Kaltbiegung immer weiter an Popularität [1]. Dabei wird Glas ohne weitere Vorbearbeitung in seine benötigte Position gezwängt und anschließend durch an der Unterkonstruktion montierte Klemmsysteme in Position gehalten, oder aber gleich mit einem gelenkig-verschieblichen Rahmensystem in die gewünschte Form gebogen. Trotz seiner scheinbaren Simplizität ist dieses Verfahren von komplexer Natur, denn die Biegung ist rein elastisch und daraus resultierende Rückhaltekräfte sowie eingeprägte Spannungszustände müssen bei der Bemessung des Glases berücksichtigt werden. Außerdem müssen die „intrinsischen“ Spannungen aus dem Kaltbiegungsprozess mit den „extrinsischen“ Spannungen – resultierend aus Wind und/oder Schnee – überlagert werden. Daher müssen die Grenzen und Möglichkeiten dieser Methode genau untersucht werden. Anwendungsgrenzen können dabei unterschiedlich motiviert sein. Die rein mechanischen Grenzzustände betreffen z.B. das Spannungsversagen des Glases, die Fähigkeit der Unterkonstruktion, den entstehenden Auflagerreaktionen standzuhalten, oder Belastungen von Komponenten wie bspw. Randverbundsysteme von Isoliergläsern [2][3]. Aber auch ästhetische Anforderungen, wie z.B. die Vermeidung von Beuleffekten und der daraus resultierenden Systemwechsel, die zu Verwerfungen der Scheibe führen [4], können entscheidend sein.

In diesem Beitrag werden experimentelle Untersuchungen vorgestellt, welche anschließend numerisch nachvollzogen wurden. Anhand der numerischen Modelle lassen sich weitere Parameterstudien durchführen und die Einflüsse von Imperfektionen validieren.

2 Grundlagen

Die Kaltbiegung von Glasscheiben wird bereits seit einiger Zeit untersucht. Eine grundlegende Unterscheidung ist hierbei entsprechend der angestrebten Geometrie zu treffen. Während einfachgekrümmte Geometrien, wie Bögen oder Zylinder, eine Gauß’sche Krümmung $K = 0$ aufweisen, weisen doppelt gekrümmte Geometrien zwei Richtungskrümmungen und damit eine Gauß`sche Krümmung $K \neq 0$ auf. Haben diese beiden das gleiche Vorzeichen ($K > 0$), so handelt es sich um eine synklastische Krümmung, Beispiele sind Kugelausschnitte (Krümmungen sind überdies ident). Unterscheiden sich die Vorzeichen ($K < 0$), so handelt es sich um antiklastische Flächen, wie beispielsweise einen Hypar. Hier sei erwähnt, dass es sich bei einem Hypar – auch wenn er sich aus Geraden zusammensetzen lässt – nicht um eine abwickelbare Fläche handelt. Demnach kann ein Hypar nicht in eine ebene Fläche überführt werden, ohne Dehnungen oder Stauchungen hervorzurufen. Daraus resultieren im Falle der Kaltbiegung Spannungen in der Mittelebene des Glases, die bei einer Bemessung berücksichtigt werden müssen.

Welche Form bei der Kaltbiegung der zu Beginn planen Glasscheibe angenommen wird, hängt von den Randbedingungen ab (Lagerung der Kanten, Anzahl der gelagerten Kanten/Ecken). Wie stabil diese Verformungsfigur gegenüber äußeren Lasten ist, ist abhängig von der Größe der aufgebrachten Verformung sowie der Systemsteifigkeit. Bei der Kaltbiegung wird dies in der Regel erreicht, indem Verformungen oder Verdrehungen

entlang der Kanten oder an Ecken aufgebracht werden. Verdreht man die Kanten um eine Achse, die senkrecht auf der Mitte der Kanten in der Ebene der Glasscheibe verläuft, so wird die Glasscheibe tordiert. Diese Verformung kann auch über die Verschiebung einer Ecke aus der Ebene der planen Glasscheibe heraus erreicht werden. Die Diagonalen der Glasscheibe sind dabei anfangs Geraden, werden durch die Verformung allerdings gekrümmt. Die gleiche Verformungsfigur entsteht dabei durch die Auslenkung einer Ecke, oder die Aufbringung der Hälfte dieser Verformung auf zwei gegenüberliegenden Eckpunkten.

Ein Vorteil der gekrümmten Geometrie im Vergleich zur planen Geometrie, ist im statischen Entwurf die Aktivierung von dreidimensionalen Tragwirkungen. Das bedeutet, dass die Geometrie nicht mehr nur orthogonal zu ihrer Querschnittsachse belastet wird, sondern Kraftanteile auch in der Ebene des Bauteils übertragen werden.

Während sich die meiste Forschung auf an ihren Ecken punktförmig gelagerte Glasscheiben konzentriert [4][5][6], gibt es auch neuere Untersuchungen zu kaltgebogenen Gläsern, die entweder auf eine linienförmige Lagerung herabgebogen wurden, oder mitsamt dieser in die gebogene Form gebracht wurden [7]. Alle Untersuchungen stellten dabei fest, dass ab einer bestimmten Durchbiegung ein Verformungswechsel auftritt. Wodurch dieser beeinflusst wird, ist auch Thema dieses Beitrags. Der Fokus dieses Berichts liegt auf Glasscheiben, die an ihren Kanten durchgängig gelagert sind. Dies verzögert den Verformungswechsel und geht im Allgemeinen mit einer aufwendigeren Modellierung einher.

Aufbauend auf den vorangegangenen Untersuchungen wird hier die gängige Nomenklatur übernommen. Abbildung 1 fasst die zur Untersuchung des mechanischen Verhaltens von kaltgebogenen Glasscheiben herangezogenen Größen zusammen. Hervorzuheben sind dabei die Verformungsgrößen $\delta_1(\xi')$ und $\delta_2(\xi)$. Diese stellen die relative Verformung der Diagonalen der verformten Geometrie zu den Verbindungslinien zwischen zwei gegenüberliegenden Eckpunkten bezogen auf die Projektion der Diagonalen auf die Grundfläche dar. Im Fall eines Hypars haben diese beiden Größen folglich unterschiedliche Vorzeichen, da je eine Diagonale konvex und eine konkav gebogen ist. dZ bezeichnet des Weiteren die Eckauslenkung. Die Geometrie kann durch einfache geometrische Transformationsbeziehungen von dieser Darstellung in ein Koordinatensystem überführt werden, in dem zwei gegenüberliegende Ecken um jeweils dZ/2 verschoben werden. Dies entspricht dann dem δ-ξ-ξ'-Koordinatensystem. Die Verformungsfigur ist darin vor dem Ausbeulen doppeltsymmetrisch. Die Diagonale, deren Enden in dieser Untersuchung herabgezogen werden, wird nachfolgend Lastdiagonale genannt. Die übrige Diagonale wird als Lagerungsdiagonale bezeichnet. Als Anzeichen für einen Verformungswechsel kann demnach die Mittendurchbiegung u_{mid} beziehungsweise das Auseinanderfallen der Diagonaldurchbiegungen herangezogen werden.

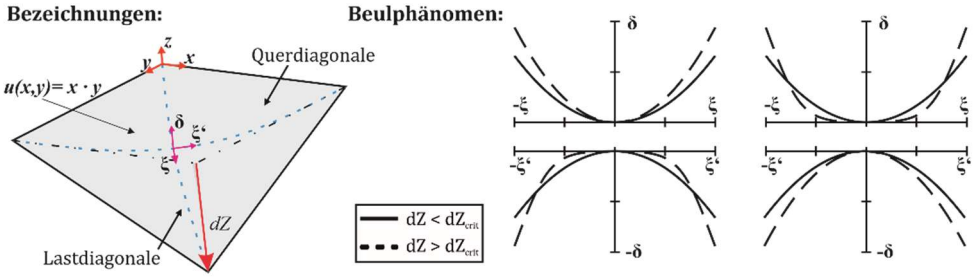


Abbildung 1: Übersicht der in dieser Veröffentlichung verwendeten Bezeichnungen

3 Experimentelle Untersuchungen

Im Rahmen der experimentellen Untersuchungen an kaltgebogenen Gläsern wurde der Fokus zunächst auf den Einfluss geometrischer Parameter bei liniengelagerten Systemen aus Monogläsern gelegt. Die untersuchten Parameter waren die Dicke der Verglasung und das Seitenverhältnis, sowie die Höhe der Vorspannung. Es wurden 4 mm, 6 mm und 8 mm dicke Scheiben in den Formaten 1000x1000 mm², 1000x2000 mm² und 1000x3000 mm² untersucht. Von jeder Dicken- und Format-Kombination wurden TVG- und ESG-Gläser getestet, deren Vorspannungsverteilung zuvor mit photoelastischen Methoden bestimmt worden war.

3.1 Versuchsaufbau

Der entwickelte Versuchsstand simuliert die Kaltbiegung einer Glasscheibe mitsamt ihrer Unterkonstruktion, wie beispielsweise in [7] angewendet. Die Rahmenkonstruktion ist dabei aus massiven Stahlquerschnitten, mit einer im Vergleich zum Glas vielfach höheren Biegesteifigkeit, ausgeführt, um eine Beeinflussung der Verformungsfigur durch Verformungen des Rahmens zu vermeiden. An den Ecken der Lagerungsdiagonale sind momentenfreie Gelenke angebracht. Der Prüfzylinder wurde über ein kardanisches Gelenk, das in der Plattenebene verschieblich ist, angeschlossen. Die Glasscheibe ist an allen Kanten gelenkig aufgelagert, um eine freie Verdrehung der Kanten zu ermöglichen. Alle Kanten lagen auf EPDM-Streifen und PTFE-Streifen auf, um Stahl-Glas-Kontakt zu vermeiden und Reibungseinflüsse zu minimieren. Der Versuchsaufbau und ein Querschnitt der Lagerung sind in Abbildung 2 dargestellt.

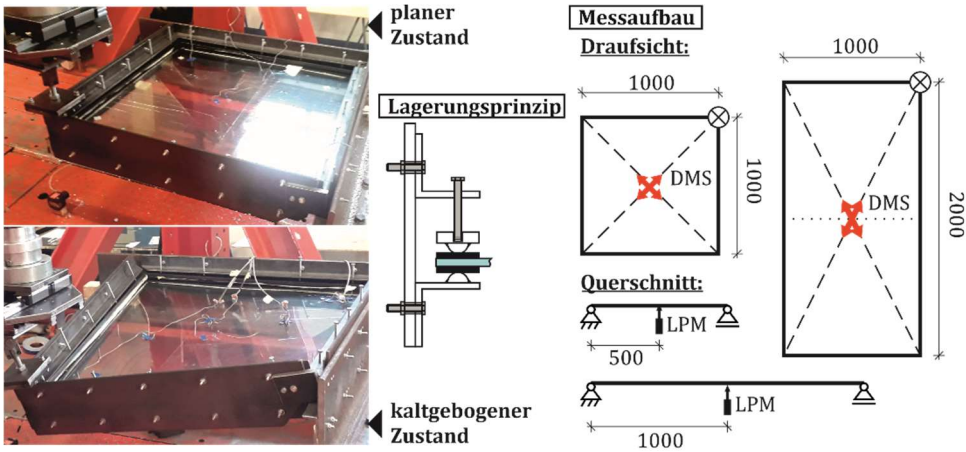


Abbildung 2: Experimenteller Versuchs- und Messaufbau

Zur Erfassung der Mittendurchbiegung wurde ein Wegmesser unterhalb der Plattenmitte positioniert. Die Eckauslenkung und Kraft wurde durch den Prüfzylinder gemessen. Dehnungen wurden in Plattenmitte auf der Oberseite der Glasscheibe in Richtung der beiden Diagonalen mithilfe von Dehnungsmessstreifen gemessen. Aufgrund des ideal-elastischen Materialverhaltens des Glases bis zum Bruch können aus diesen Dehnungen die während des Kaltbiegeprozesses auftretenden Spannungen berechnet werden.

3.2 Einfluss geometrischer Parameter auf Verformungsfigur

Nachfolgend werden die Einflüsse der Dicke und der Abmessungen der monolithischen Scheiben auf die Formfindung dargestellt. Durch den Ansatz effektiver Systemsteifigkeiten sind die Erkenntnisse aus den Untersuchungen mit verschiedenen Dicken auch auf Verbundgläser übertragbar.

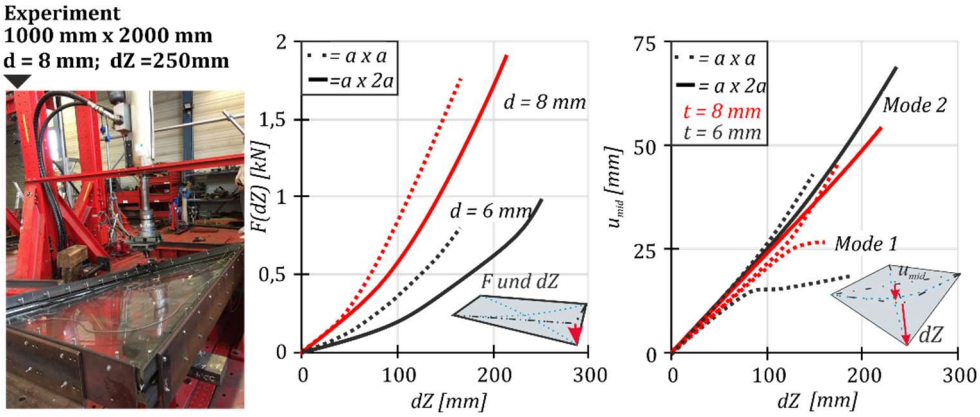


Abbildung 3: Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen an quadratischen (a x a) und rechteckigen (a x 2a) Scheiben; (links) F(dZ)- Diagramm; (rechts) u_{mid}(dZ)- Diagramm

In Abbildung 3 auf der linken Seite wird deutlich, dass die benötigte Kraft zur Realisierung einer Eckauslenkung von der Dicke und den Abmessungen der Glasscheibe abhängt. Für rechteckige Scheiben wird eine geringere Kraft bei gleicher Durchbiegung benötigt. Da es sich um eine weggesteuerte Belastung handelt, sind die maximal möglichen Verformungen bei der dickeren Scheibe geringer. Es kommt früher als bei der dünneren Scheibe zu einem Spannungsversagen. Dies ist bei den rechteckigen Scheiben deutlicher, als bei den quadratischen.

Auf der rechten Seite in Abbildung 3 sind die gemessenen Mittendurchbiegungen u_{mid} in Abhängigkeit der Eckauslenkung dargestellt. Hier wird das bereits oben beschriebene Phänomen der Kaltbiegung deutlich. Während die Mittendurchbiegung zunächst proportional zur Eckauslenkung steigt (mit dem Faktor 2 zu dZ/2), wird ab einem bestimmten Verzweigungspunkt das Wachstum überproportional oder aber flacht ab. Die beiden Verformungsfiguren werden als Mode 1 und Mode 2 bezeichnet und beschreiben, ob die Last- oder die Lagerungsdiagonale während der Verformung abflacht. Wann dieser Punkt erreicht ist, hängt dabei maßgeblich von der Dicke der Scheibe ab. Je dünner die Scheibe ist, desto früher kommt es zur Verzweigung. Dieses Phänomen wurde bereits von [4] und [5] beobachtet, konnte bei den rechteckigen Scheiben jedoch nicht beobachtet werden. Das liegt daran, dass bei rechteckigen Scheiben nicht zwangsläufig die Mitte ausbeulen muss, sondern auch die Teilquadrate des Rechtecks in entgegengesetzte Richtungen beulen können, was in der Mitte nicht messbar wäre.

Mit dem Versuchsstand konnten reproduzierbare Ergebnisse erzielt werden. Die Entwicklung der Spannungen wird nachfolgend repräsentativ an den quadratischen Formaten diskutiert.

3.3 Einfluss geometrischer Parameter auf Spannungszustand

Weiterhin wurde der Spannungszustand in kaltgebogenen Glasscheiben untersucht. Abbildung 4 macht deutlich, dass auch der Spannungszustand am Verzweigungspunkt zwei unterschiedliche Richtungen einschlägt. Zu Vergleichszwecken sind hier vier gleiche Scheibenformate derselben Glasart dargestellt, von denen sich lediglich eine von den übrigen dreien qualitativ unterscheidet. Dieser Unterschied tritt bereits vor dem an der Mittendurchbiegung erkenntlichen Verzweigungspunkt auf.

Zum Vergleich sind hier die Ergebnisse von FE-Rechnungen dargestellt. Woher die drastischen Unterschiede der beiden Moden rühren, wird im nächsten Abschnitt anhand der FE-Untersuchungen erläutert. Im Verlauf der numerischen Studien stellte sich heraus, dass diese Abweichungen durch das Vorzeichen der Imperfektion relativ zur Eckauslenkung der Glasscheibe bedingt werden.

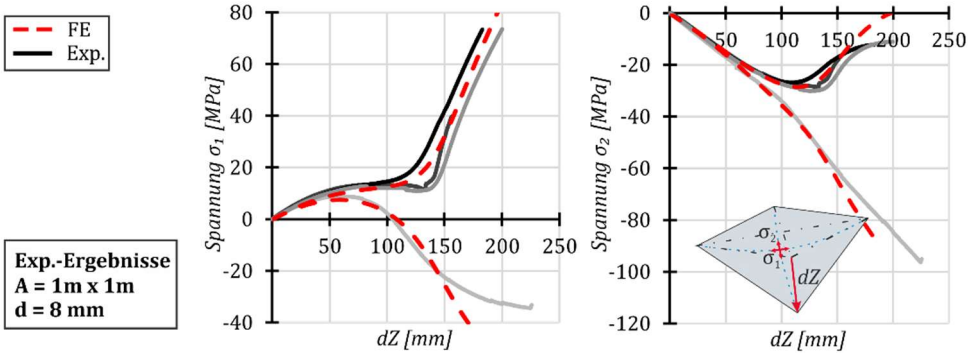


Abbildung 4: Spannungsverläufe von vier 1000x1000mm² ESG-Scheiben mit 8 mm Dicke und den FE-Ergebnissen; (links) DMS auf Lastdiagonale; (rechts) DMS auf Lagerdiagonale

4 Numerische Untersuchungen

Numerische Berechnungen zur Bestimmung des Systemwechsels von kaltgebogenen Hyparen sind in der Literatur bekannt. Im Fall der an ihren Ecken punktgehaltenen Glasscheibe sind [8] und im Fall von Eck- und Linienlagerung [5] zu nennen. Dennoch ist die Übereinstimmung mit Versuchsergebnissen bisher mangelhaft. Die hier vorgestellten Modelle bilden zum ersten Mal das Verhalten nach dem beobachteten Systemwechsel ab und stellen heraus, wodurch die unterschiedlichen Verläufe bedingt sind.

Das System mit der kommerziellen Simulationssoftware ABAQUS untersucht. Die Geometrie wurde mit quadratischen Volumenelementen mit reduzierter Integration des Tys Q3D20R modelliert. Das Glas wurde als linear elastisches Material mit einem E-Modul von 70.000 N/mm² und einer Querkontraktionszahl von $\upsilon = 0{,}23$ modelliert [9]. Die Verformung wurde von den Ecken der Lagerungsdiagonalen zu den Ecken der Lastdiagonalen linear steigend an den Nodes der Kanten als Randbedingung aufgebracht. Die Lagerung der Platte erfolgte in ihrer Ebene statisch bestimmt. Eigengewicht wurde durch eine konstante Flächenlast abgebildet. Das Modell ist in Abbildung 5 dargestellt.

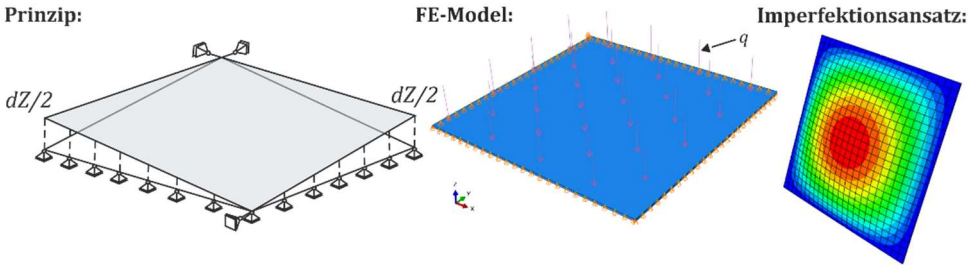


Abbildung 5: Numerisches Modell mit Mesh, Randbedingungen, Eigenlast und Eigenform

Die Berechnung ist dabei in zwei Schritte aufgeteilt. Zunächst wird eine lineare Beulanalyse durchgeführt, um die Eigenformen der Platte zu bestimmen. Die Eigenform ergibt sich in jedem Fall wie in Abbildung 5 dargestellt. Anschließend wurde die Amplitude der Eigenform auf den Wert *e* [mm] skaliert und als geometrische Imperfektion mit Amplitude relativ zur Eckauslenkung auf das Grundmodell übertragen. Anschließend wurde die Verschiebung in einer geometrisch nichtlinearen statischen Riks-Berechnung auf das imperfekte System aufgebracht.

Anschließend wurden die numerischen Ergebnisse anhand der Versuchsergebnisse validiert und eine Parameterstudie durchgeführt.

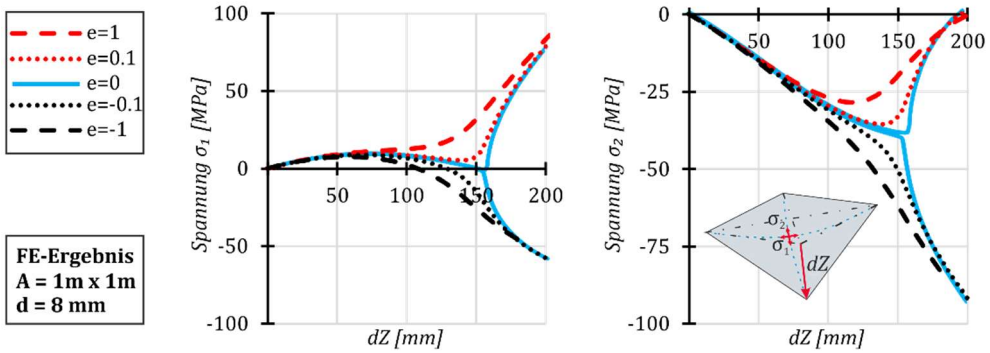


Abbildung 6: Einfluss der Imperfektion auf die Spannungen in Plattenmitte; (links) Lastdiagonale σ_1; (rechts) Lagerdiagonale σ_2

Abbildung 6 verdeutlicht den Einfluss der Imperfektion auf die Spannungsverteilung in Scheibenmitte. Je nach Richtung der Imperfektion relativ zur Eckauslenkung wird eine der beiden Verformungsmoden angenommen. Danach führen weitere Eckauslenkungen zu überproportionalem Spannungswachstum. Dabei kann es zu einem Vorzeichenwechsel der Spannungen auf der Oberseite kommen, was darauf schließen lässt, dass Membranspannungsanteile maßgebend für das Verhalten der Glasscheibe verantwortlich sind. Aufgrund der Doppelsymmetrie des Systems entspricht die Oberseite der einen Mode der Unterseite der anderen, wenn man das System um 90° um die Achse der Eckauslenkungsrichtung rotiert. Dies ist bei der Überlagerung mit externen Lasten (wie Wind, der Schnee) zu berücksichtigen.

5 Schlussfolgerung

Anhand experimenteller Untersuchungen konnten numerische Modelle zur Berechnung der Kaltbiegung validiert werden. Der Einfluss der Imperfektion auf die Spannungsentwicklung im Glas während des Kaltbiegeprozesses kann mit diesen Modellen realitätsgetreu abgebildet werden. Während der Einfluss auf die Spannungen in Scheibenmitte für kleine Durchbiegungen vernachlässigbar klein ist, sollte ab einem Kaltbiegungsgrad größer 10d die Imperfektion bei der numerischen Berechnung berücksichtigt werden. Insbesondere bei der Verformungsberechnung ist allerdings die Imperfektion zu berücksichtigen. Diese bestimmt maßgeblich, wie und wann der Systemwechsel der kaltgebogenen Glasscheibe stattfindet.

Alle gezeigten Versuche wurden im Rahmen des IGF-Vorhabens Nr.: 20191 N der AiF – Arbeitsgemeinschaft industrieller Forschungsvereinigungen „Otto von Guericke“ e.V. durchgeführt.

Literatur

[1] Rahimzadeh, K., Levelle, E., Douglas, J. Extreme Cold-Bending: Geometric Considerations and Shape Prediction with Machine Learning. In: Belis, Bos & Louter (Hrsg.) Challenging Glass Conference Proceedings – Volume 8, 2022

[2] Sitte, S., Hayez, V., Kimberlain, J., Mirgon, M., Feng, J. Structural silicone joint behaviour study for cold bent glass. Glass Structures & Engineering, 6 (2021), S.39-63

[3] Demontis, P., Endress, J., Nardini, V., Vernier, A. Design and Durability of Cold-Bent Insulating Glass Units. In: Belis, Bos & Louter (Hrsg.) Challenging Glass Conference Proceedings – Volume 8, 2022

[4] Datsiou, K. Design and Performance of Cold Bent Glass. University of Cambridge, Cambridge (2017)

[5] Galuppi, L., Massimiani, S., Royer-Carfagni, G. Buckling phenomena in double curved cold-bent glass. International Journal of Non-Linear Mechanics 64 (2014), S. 70–84

[6] Nehring, G. Design and form finding of cold bent shell structures of thin glass. Universität der Bundeswehr München, München, 2019

[7] Scherer, T., Scherer, C. Wittwer, W. Twisted Tower – A Feasibility Study for Cold-Bent Insulating Glass Units with an Elastic Edge Seal. In: Louter, C., Schneider, J., Tasche, S., Weller, B. (Hrsg.) Engineered Transparency 2021 - Glass in Architecture and Structural Engineering, 2021, S. 387-402

[8] van Herwijnen, F., Staaks, D., Eekhout, M. Cold Bent Glass Sheets in Façade Structures. Structural Engineering International, 2 (2004), S. 98-101

[9] Feldmann, M., Kasper, R., Langosch, K. Glas für tragende Bauteile. Reguvis Fachmedien, Köln, 2012

Baustatik – Baupraxis 15, © 2024, Technische Universität Hamburg

Spannungsermittlung bei Mehrscheiben-Isolierglas und Vakuumisolierglas-Hybriden aufgrund von Temperatureinwirkungen

Franz Paschke, Gregor Schwind, Matthias Seel, Miriam Schuster

Institut für Statik und Konstruktion, Glass Competence Center, Technische Universität Darmstadt

Zusammenfassung: Neben den europaweit standardisierten Einwirkungen (z. B. Wind, Schnee) können auch Temperaturgradienten infolge von Temperatureinwirkungen innerhalb einer Verglasungskonstruktion zum Versagen führen. Dieser Beitrag präsentiert eine Berechnungsmethode zur Ermittlung der Beanspruchungen von Mehrscheiben-Isolierglas (MIG) und Vakuumisolierglas-Hybriden (VIG-H) infolge eines Temperaturgradienten. Die Grundlage bildet die Ermittlung der resultierenden Temperaturverteilung in Abhängigkeit der meteorologischen Randbedingungen.

1 Einleitung

Die Bemessung von Verglasungen im Bauwesen erfolgt in Deutschland gemäß der Normenreihe DIN 18008 [1], unter Berücksichtigung der auftretenden Einwirkungen. Diese Vorgehensweise gewährleistet die Integrität der Verglasung während ihres gesamten Einsatzzeitraums. Durch die Anwendung genormter Konstruktionen und die Berücksichtigung spezifischer Einwirkungen wird das Risiko eines Glasbruchs minimiert. Dies trägt dazu bei das Haftungsrisiko für die planenden und ausführenden Gewerke zu reduzieren.

In den vergangenen Jahren wird aus der Praxis vermehrt von Glaskantenbrüchen bei Isolierverglasungen berichtet. Dieser Versagensmechanismus, bei dem ein Riss rechtwinklig zur Scheibenkante verläuft (siehe Abb.1), kann auf eine ungleichmäßige Ausdehnung der Glasscheibe innerhalb der Scheibenebene infolge eines Temperaturgradientens von der Glaskante zur Glasmitte zurückgeführt werden [9]. Infolge des steifen Randverbundes können bei neuartigen Verglasungen wie Vakuumisolierglas (VIG) - neben den in der Ebene wirkenden Temperaturunterschieden - Temperaturgradienten zwischen den beiden Einzelscheiben der

Abbildung 1: Thermisch induzierter Glasbruch bei Mehrscheibenisolierglas.

VIG-Einheit zusätzlich zu Biegespannungen führen. Brüche von VIG infolge einer Temperaturbeanspruchung sind in der Praxis zwar noch nicht umfangreich dokumentiert, die Problematik ist jedoch schon seit 1996 [11] bekannt.

Die Einwirkung der Temperatur innerhalb einer Verglasungskonstruktion ist bisher nicht für den konstruktiven Glasbau in Deutschland normiert. Bislang wurde sich oft an der vorhandenen französischen Norm NF DTU 39 P3 [8] orientiert. Jedoch weist diese Norm teilweise veraltete und nicht nachvollziehbare Annahmen für die Eingangsgrößen der Berechnung auf. Deswegen wurden unter anderem in dem Verbundprojekt "Normenentwurf zur Ermittlung der thermischen Beanspruchung von Glas und Glas-PV-Modulen (BIPV) im Bauwesen (Thermobruch)"[5] Berechnungsmethoden auf der Grundlage aktueller meteorologischer Daten (solare Einstrahlung und Außenlufttemperatur) entwickelt und in Form eines Normenentwurfs dokumentiert.

Im Rahmen der hier vorliegenden Untersuchungen wird ein Verfahren zur Berechnung thermisch induzierter Spannungen bei Isoliergläsern vorgestellt, das anhand eines Dreifach-Isolierglases (3IG) und eines Vakuumisolierglas-Hybriden (VIG-H) vorgestellt wird. Ein VIG-H beschreibt eine Kombination aus einem VIG und einem MIG, siehe Abb. 2 und Tab. 1. Im Rahmen dieses Ansatzes werden die Wärmeübergangskoeffizienten (WÜK) der Scheibenzwischenräume (SZR) der Verglasungskonstruktion iterativ unter Verwendung eines eindimensionalen Modells algebraisch berechnet. Diese ermittelten Koeffizienten werden anschließend für die numerische Berechnung der resultierenden Temperatur- und Spannungsverteilung angesetzt.

Für die gewählten Konstruktionen entsteht aufgrund der vorhandenen Temperaturverteilung infolge der gewählten meteorologischen Randbedingungen die maximale Beanspruchung auf der mittleren Scheibe (siehe schematische Darstellung in Abb. 2).

2 Randbedingungen

Zur Berechnung der resultierenden Spannungen infolge eines Temperaturgradienten in einer Verglasung müssen zunächst die konstruktionsbedingten sowie die meteorologischen Randbedingungen definiert sein und die daraus resultierende Temperaturverteilung im Glas bestimmt werden.

2.1 Konstruktionsbedingte Randbedingungen

Unter den konstruktionsbedingten Randbedingungen werden die Geometrie und Materialien des Fensters bzw. Fassadenelements verstanden. Die Parameter des 3IG sowie des VIG-H sind in Tab. 1 dargestellt.

Tabelle 1: Konstruktionsaufbau und U_g-Wert der Verglasungen gemäß [3] und [6]; Abk.: Floatglas (FL), Scheibenzwischenraum (SZR), Vakuummierter Scheibenzwischenraum (VSZR).

Verglasung	Glasaufbau [mm]	U_g-Wert $\left[\frac{W}{m^2K}\right]$
3IG	6Fl-12SZR$_1$-4Fl-12SZR$_2$-6Fl	0,6
VIG-H	6Fl-12SZR$_1$-4Fl-0,2VSZR$_2$-4Fl	0,6

In der Praxis kommen die verschiedensten Fenster- und Fassadenrahmenprofile zum Einsatz. Die Variation hinsichtlich ihrer Materialität und Geometrie ist sehr umfangreich, weswegen die folgende Vereinfachung getroffen wird. Im Rahmen der hier vorgestellten Untersuchungen wird auf die Modellierung eines Rahmens verzichtet und der Effekt des Rahmens mit Hilfe von veränderten WÜK abgebildet.

2.2 Meteorologische Randbedingungen

Die meteorologischen Randbedingungen, die zur Berechnung der Temperaturverteilung in der Konstruktion bekannt sein müssen, sind die inneren und äußeren Temperaturen T_i und T_e, die WÜK h_i und h_e und die solare Einstrahlungsintesität I.

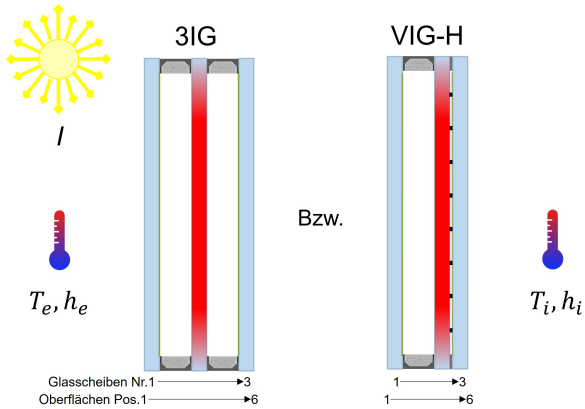


Abbildung 2: Darstellung der thermischen Randbedingungen von Isolierverglasungen (3IG links und VIG-H rechts).

Die Größen der meteorologischen Randbedingungen (solare Einstrahlungsintensität und zugehörige Außenlufttemperatur) sind abhängig vom Standort der zu untersuchenden Fassade.

Im Zuge des Forschungsprojektes „Thermobruch“ [5] wurden frei verfügbare und aktuelle meteorologische Daten (solare Einstrahlungsintensität für Vertikalfassaden verschiedener Orientierung, zugehörige Außenlufttemperatur, Wasserdampf und Aerosolgehalt der Luft) der letzten 11 Jahre in Deutschland analysiert. Diese meteorologischen Daten wurden anschließend in einem Raster, welches Deutschland vollständig abdeckt, tabellarisiert.

Die für die Temperaturberechnung erforderlichen standortabhängigen meteorologischen Randbedingungen sind die solare Einstrahlungsintensität I und die zugehörige äußere Lufttemperatur T_e. Der kombinierte (Superposition von Temperaturstrahlung und Konvektion - basierend auf der Linearisierung der Temperaturstrahlung) äußere und innere WÜK h_e und h_i wurde für den Fall „freie Konvektion“ zu 10,5 W/(m²K) und 7,7 W/(m²K) gewählt. Die Innenraumtemperatur kann vereinfacht je nach Jahreszeit nach Anhang C der DIN 18008-1 [1] je nach Klimatisierung zwischen 19 °C und 28 °C liegen. Für das hier vorgestellte Beispiel wurde eine raumseitige Temperatur T_i von 20 °C bzw. 25 °C angenommen. Welche Kombination der meteorologischen Randbedingungen zur maximalen Beanspruchung der Verglasung führt, ist maßgeblich von dem Aufbau und vorhandenen Beschichtungen (z. B. low-e) des Isolierglases abhängig und kann deshalb nicht allgemeingültig angeben werden. Zusätzlich kann je nach Kombination und Aufbau der Verglasungskonstruktion eine der drei Glasscheiben des 3IG bzw. des VIG-H maßgebend beansprucht werden.

In der Berechnung beider Konstruktionen wurden zwei Szenarien betrachtet: ein kalter Wintertag und ein warmer Sommertag. Dabei wurde für beide Szenarien eine hohe solare Einstrahlungsintensität I angesetzt, da diese einen maßgeblichen Einfluss auf die resultierenden Temperaturgradienten hat [5]. Die gewählten meteorologischen Randbedingungen sind in Tabelle 2 aufgeführt und bilden die Grundlage für die numerische Berechnung der Temperaturverteilung in den betrachteten Verglasungskonstruktionen.

Tabelle 2: Meteorologische Randbedingungen.

Szenario	T_e [°C]	T_i [°C]	$h_\mathrm{e}\left[\frac{\mathrm{W}}{\mathrm{m^2K}}\right]$	$h_i\left[\frac{\mathrm{W}}{\mathrm{m^2K}}\right]$	$I\left[\frac{\mathrm{W}}{\mathrm{m^2}}\right]$
Kalter Wintertag	-15	20	10,5	7,7	950
Warmer Sommertag	35	25	10,5	7,7	950

2.3 Berechnung der WÜK und Glastemperaturen

Der Wärmetransport über die SZR der Isolierverglasungen erfolgt durch Konvektion und Wärmestrahlung. Im VIG-SZR erfolgt der Wärmetransport nur durch Wärmestrahlung und über die Wärmeleitung der Abstandhalter (engl. *pillar*). Diese drei Wärmetransportmechanismen werden jeweils in den WÜK $h_{\mathrm{s},1}$, $h_{\mathrm{s},2}$ für das 3IG und $h_{\mathrm{s},1}$ und $h_{\mathrm{v},1}$ für VIG-H zusammengefasst.

Zur Berechnung der Scheibentemperaturen sowie der temperaturabhängigen WÜK wird ein eindimensionales Modell des Aufbaus der Verglasungskonstruktionen in Scheibenmitte verwendet, siehe Abb. 3.

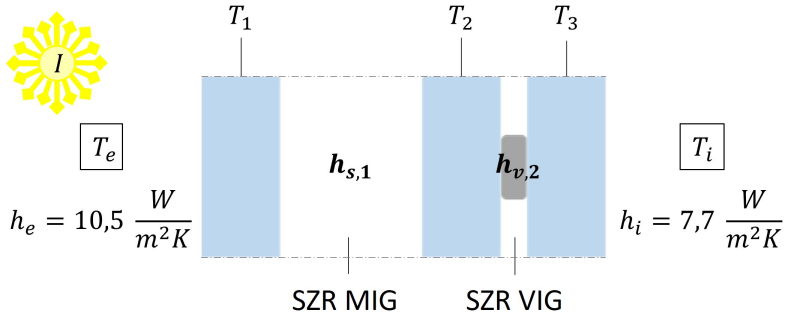


Abbildung 3: Eindimensionales thermisches Modell des VIG-Hybrid in Scheibenmitte.

Das Modell für das 3IG ist dem aus Abb. 3 identisch bis auf den zweiten SZR der für das 3IG dem des ersten SZR entspricht.

Dem Modell unterliegt die Annahme, dass der Temperaturgradient über die Dicke der einzelnen Scheiben vernachlässigbar klein ist. Die Temperaturen der einzelnen Scheiben T_1, T_2 und T_3 können mit Hilfe der stationären Wärmebilanzgleichung algebraisch ermittelt werden. Die solare Einstrahlungsintensität I wird mit Hilfe des effektiven Absorptionsgrads α_i je Scheibe - Ermittlung nach EN 410 [2] oder auch EN ISO 52033-3 [4] - berücksichtigt. Hierbei können unterschiedliche Beschichtungen auf den einzelnen Oberflächen der Gläser berücksichtigt werden.

Das algebraische Gleichungssystem resultierend aus der Energiebilanzierung für das VIG-H ergibt sich zu:

$$0 = h_{\mathrm{e}}(T_{\mathrm{e}} - T_1) + h_{\mathrm{s},1}(T_2 - T_1) + \alpha_{\mathrm{e},1} I \tag{1}$$

$$0 = h_{\mathrm{s},1}(T_1 - T_2) + h_{\mathrm{v},2}(T_3 - T_2) + \alpha_{\mathrm{e},2} I \tag{2}$$

$$0 = h_{\mathrm{v},2}(T_2 - T_3) + h_{\mathrm{i}}(T_{\mathrm{i}} - T_3) + \alpha_{\mathrm{e},3} I \tag{3}$$

Die Lösung des Gleichungssystems liefert den algebraischen Zusammenhang zur Ermittlung der Glastemperaturen.

Zur Ermittlung der tatsächlichen Glastemperaturen müssen die WÜK der SZR jeweils iterativ berechnet werden, da diese temperaturabhängig sind, siehe Gl. 4 und Gl. 5. Die Berechnung der WÜK der Verglasungskonstruktionen erfolgt für das 3IG gemäß EN 673 [3] und für den Vakuum-SZR des VIG-H gemäß ISO 19916-1 [6].

Der Wärmeübergangskoeffizient der gasgefüllten SZR lässt sich durch Anwendung der Superposition von Wärmestrahlung und Konvektion mit Gleichung 4 gemäß [3] ermitteln.

$$h_{\mathrm{s},k} = 4\sigma \left(\frac{1}{\varepsilon_{1,k}} + \frac{1}{\varepsilon_{2,k}} - 1 \right)^{-1} T_{m,k}^3 + A \cdot \left(\frac{9{,}81 s_k^3 \Delta T \cdot \rho^2}{T_m \mu^2} \cdot Pr \right)^n \frac{\lambda_k}{s_k} \tag{4}$$

Der Wärmeübergangskoeffizient für den vakuumierten SZR kann mit Hilfe von Gleichung 5 gemäß [6] berechnet werden.

$$h_{\mathrm{v},k} = h_p + 4\sigma \left(\frac{1}{\varepsilon_{1,k}} + \frac{1}{\varepsilon_{2,k}} - 1 \right)^{-1} T_{m,k}^3 + h_{\mathrm{a}} \tag{5}$$

Der Wärmeübergangskoeffizient durch die Abstandhalter des VIG h_{p} ist temperaturunabhängig, da er lediglich die Wärmeleitung enthält und diese für die relevanten Temperaturbereiche als konstant angenommen werden kann. Der konvektive Wärmeübergangskoeffizient resultierend aus den im VIG enthaltenen Restgasen kann vernachlässigt werden, da dieser relativ zu den anderen Wärmeübertragungsmechanismen (Wärmestrahlung und Wärmeleitung) verhältnismäßig klein ist [12].

Unter der Annahme initialer Glastemperaturen T_1, T_2 und T_3 können mit Hilfe von Gleichung 1 bis 5 die Glastemperaturen für die betrachtete meteorologische Situation (Wintertag, Sommertag) iterativ berechnet werden. Weiterführende Erläuterungen zum Ablauf dieser iterativen Berechnung sind in [9] aufgeführt.

Diese iterative eindimensionale Berechnung kann anschließende numerische Berechnungen von zweidimensionalen und dreidimensionalen Modellen erleichtern, da die temperaturabhängige Wärmebilanzierung bereits abgeschlossen ist. Es genügen in der Regel drei Iterationsschritte in der eindimensionalen Berechnung bis die Glastemperaturen und WÜK konvergieren, wie dies in Abb. 4 zu sehen ist.

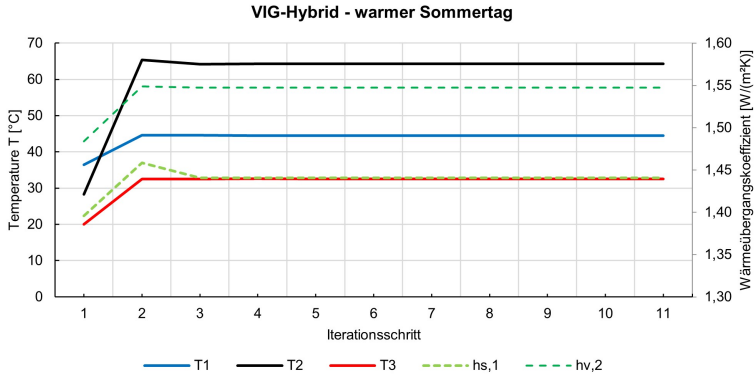


Abbildung 4: Iteration der Scheibentemperaturen und der WÜK der SZR.

Für die hier vorgestellten Konstruktionen wurden die WÜK $h_{\mathrm{s},1}$, $h_{\mathrm{s},2}$ (bzw. $h_{\mathrm{v},2}$) für die zwei Kombinationen von meteorologischen Randbedingungen gemäß Tab. 2 berechnet und sind

für beide Verglasungstypen in Tab. 4 dargestellt. Anhand der Ergebnisse zeigt sich, dass die initial geschätzten Glastemperaturen nur eine erste Näherung darstellen und die temperaturabhängige Berechnung der Wärmeübertragung im SZR erforderlich ist, um die korrekten Glastemperaturen zu erhalten.

Tabelle 3: Iterativ berechnete WÜK der SZR.

Verglasung	Szenario	$h_{\mathrm{s},1}\left[\frac{\mathrm{W}}{\mathrm{m^2K}}\right]$	$h_{\mathrm{s},2}$ bzw. $h_{\mathrm{v},2}\left[\frac{\mathrm{W}}{\mathrm{m^2K}}\right]$
3IG	kalter Wintertag	1,81	1,24
3IG	warmer Sommertag	1,43	1,67
VIG-H	kalter Wintertag	1,80	1,51
VIG-H	warmer Sommertag	1,44	1,55

3 Berechnung der Temperaturverteilung

Zur Berechnung der resultierende Spannungen kann die Ermittlung der Temperaturverteilung in den Verglasungen mit Hilfe eines numerischen Modells erfolgen. Die standortabhängigen meteorologischen Randbedingungen gemäß Abschn. 2 und die iterativ berechneten WÜK $h_{\mathrm{s},1}$ und $h_{\mathrm{s},2}$ (bzw. $h_{\mathrm{v},2}$) gemäß Tab. 4 werden dafür auf das numerische Modell aufgebracht. Die Lufttemperaturen auf der Außen- bzw. Innenseite werden mit Hilfe von Konvektionsrandbedingungen auf Pos.1 bzw. Pos.6 (Nummerierung von außen nach innen, siehe Abb. 2) des numerischen Modells aufgebracht. Die über die eindimensionale iterative Berechnung ermittelten WÜK werden jeweils auf den Pos. 2 bis Pos. 5 als Konvektionsrandbedingungen aufgebracht. Mittels der effektiven Absortionskoeffizienten (Berechnung nach [2] oder [4]) der Glasscheiben α_1, α_2 und α_3 und der solaren Einstrahlungsintensität I wird über eine aufgebrachte Wärmestromdichte der Energieeintrag infolge Sonneneinstrahlung im numerischen Modell berücksichtigt. Im Bereich des Randverbundes wird keine solare Einstrahlung angesetzt, da hier sowohl der Rahmen infolge des Glaseinstandes und der Randverbund selbst die Glaskante vor direkter Einstrahlung schützt.

Die Temperaturberechnung kann stationär oder transient erfolgen. Dabei stellt die die stationäre Berechnung mit konstanten meteorologischen Randbedingungen gemäß Tab. 2 einen konservativen Ansatz dar. Ist der Strahlungs- und Temperaturverlauf über einen Tag bekannt, so kann die Berechnung auch transient erfolgen. Jedoch muss bei Anwendung des in Abschn. 2.3 beschriebenen Vorgehens beachtet werden, dass für jeden Zeitpunkt eines Tages mit den entsprechenden Temperatur- und Einstrahlungswerten die WÜK iteriert werden müssen, um die tatsächliche Temperaturverteilung für jeden Zeitpunkt zu erhalten.

In dem hier vorgestellten Beispiel wurde eine stationäre Temperaturberechnung durchgeführt. Wie zu Beginn dieses Artikels erwähnt, ist für die mittlere Glasscheibe des 3IG der Temperaturgradient in der Scheibenebene ($\Delta T = T_{2,Mitte} - T_{2,Rand}$) maßgebend und für die mittlere Glasscheibe des VIG im VIG-H die Temperaturdifferenz zwischen den beiden Glasscheiben des VIG ($\Delta T_{VIG} \sim T_2 - T_3$).

Tabelle 4: Resultierende gemittelte Temperaturdifferenzen ΔT und ΔT_{VIG}

Verglasung	Szenario	ΔT [°C]	ΔT_{VIG} [°C]
3IG	kalter Wintertag	19,5	-
3IG	warmer Sommertag	20,5	-
VIG-H	kalter Wintertag	12,5	7
VIG-H	warmer Sommertag	18	32

4 Berechnung der resultierenden Spannungen

Im Anschluss an die thermische Berechnung, wird die Temperaturverteilung auf ein mechanisches Modell übertragen. Dieses wurde, wie es im konstruktiven Glasbau üblich ist, liniengelagert ausgeführt. Somit ergeben sich für die Pos.1, Pos.3, und Pos.6 der Verglasungskonstruktionen die in Tab. 5 dargestellten Hauptzugspannungen in Abhängigkeit der gewählten Szenarien.

Tabelle 5: Berechnete Hauptzugspannungen auf den Glasoberflächen Pos.1, Pos.3 und Pos.6

Verglasung	Szenario	$\sigma_{1\text{max,Pos.1}}$ [MPa]	$\sigma_{1\text{max,Pos.3}}$ [MPa]	$\sigma_{1max,\text{Pos.6}}$ [MPa]
3IG	kalter Wintertag	-	11,8	3,4
3IG	warmer Sommertag	1,4	12,1	-
VIG-H	kalter Wintertag	-	11,0	-
VIG-H	warmer Sommertag	7,4	18,5	-

Die berechneten maximalen Hauptzugspannungen σ_1 entstehen an der Kante der jeweiligen Glasscheibe. Es ist bekannt, dass die Kante einer Glasscheibe gegenüber der Fläche eine verminderte Festigkeit aufweisen kann. Bei der richtigen Prozessführung des Schneid- und ggf. Schleifprozesses können charakteristische Kantenfestigkeiten über 45 N/mm² erreicht werden [10] [7]. Wie groß die maximalen Spannungen in einer Glasscheibe sind und wo diese auftreten ist bei VIG insbesondere von den Lagerungerungsbedingungen in Kombination mit der Ausführung des Randverbundes abhängig und muss deshalb den tatsächlichen konstruktiven Randbedingungen der Verglasung angepasst werden.

5 Diskussion

Für die Berechnung von Verglasungssystemen ist es unabdingbar, ortbezogene meteorologische Daten zu verwenden, da allgemeingültige meteorologische Randbedingungen nicht hinreichend spezifisch für eine effiziente Bemessung von Verglasungen sind. Dies liegt insbesondere daran, dass die Größe der resultierenden Spannungen maßgeblich von der jeweiligen Konstruktion abhängt. Neben dem hier vorgestellten Berechnungsverfahren wurden auch ein-, zwei- und dreidimensionale Methoden für die Analyse der Temperatur- und Spannungsverteilung in Verglasungskonstruktionen entwickelt. Das eindimensionale Berechnungsverfahren kann sowohl analytisch als auch numerisch durchgeführt werden. Die entwickelten zwei-

und dreidimensionalen Berechnungsmethoden sind dagegen rein numerischer Natur. Zudem besteht die Möglichkeit, in allen Verfahren sowohl die zeitabhängige (transiente) als auch die zeitunabhängige (stationäre) Temperatur- und Spannungsverteilung zu berechnen. Die Auswahl eines geeigneten Verfahrens obliegt der Entscheidung des planenden Ingenieurs.

Literatur

[1] Norm DIN 18008-1 Mai 2020. *Glas im Bauwesen – Bemessungs- und Konstruktionsregeln – Teil 1: Begriffe und allgemeine Grundlagen*

[2] Norm DIN EN 410 2011. *Glas im Bauwesen – Bestimmung der lichttechnischen und strahlungsphysikalischen Kenngrößen von Verglasungen*

[3] Norm DIN EN 673 Apr. 2011. *Glas im Bauwesen - Bestimmung des Wärmedurchgangskoeffizienten (U-Wert) - Berechnungsverfahren*

[4] Norm DIN EN ISO 52022-3 2018. *Energieeffizienz von Gebäuden – Wärmetechnische, solare und tageslichtbezogene Eigenschaften von Bauteilen und Bauelementen – Teil 3: Detailliertes Berechnungsverfahren zur Ermittlung der solaren und tageslichtbezogenen Eigenschaften von Sonnenschutz in Kombination mit Verglasungen*

[5] ENSSLEN, F. ; BEINERT, A. J. ; MAHFOUDI, A. ; HERZBERG, W. ; LORENZ, E. ; HECK, M. ; SCHWIND, G. ; SCHUSTER, M. ; SEEL, M. ; SCHNEIDER, J. ; ELSTNER, M. ; SCHÄFER, S. ; WONDRAKOVA, M. ; ERBAN, C. ; GÖTZ, D. : *Verbundprojekt: Normentwurf zur Ermittlung der thermischen Beanspruchung von Glas und Glas-PV-Modulen (BIPV) im Bauwesen (Thermobruch) : Schlussbericht zum WIPANO-Projekt : Laufzeit: 01.10.2020 bis 30.09.2022*

[6] Norm ISO 19916-1 Okt. 2018. *Glass in building - Vacuum insulating glass - Part 1: Basic specification of products and evaluation methods for thermal and sound insulating performance*

[7] MÜLLER-BRAUN, S. ; SEEL, M. ; KÖNIG, M. ; HOF, P. ; SCHNEIDER, J. ; OECHSNER, M. : Cut edge of annealed float glass: crack system and possibilities to increase the edge strength by adjusting the cutting process. In: *Glass Structures & Engineering* 5 (2020). `http://dx.doi.org/10.1007/s40940-019-00108-3`. – DOI 10.1007/s40940–019–00108–3. – ISSN 2363–5142

[8] Norm NF DTU 39 P3 Okt. 2006. *Travaux de bâtiment - Travaux de vitrerie-miroiterie - Partie 3: Mémento calculs des contraintes thermiques.*

[9] SCHWIND, G. ; PASCHKE, F. ; SCHNEIDER, J. : Case studies on the thermally induced stresses in insulating glass units via numerical calculation. In: *Challenging Glass Conference Proceedings* Bd. 8, 2022

[10] SEEL, M. ; MÜLLER-BRAUN, S. ; HOF, P. ; SCHNEIDER, F. ; SCHNEIDER, J. ; OECHSNER, M. : Edge strength of annealed float glass: Identification and optimisation of cutting process parameters, 2023

[11] SIMKO, T. M.: *Heat Transfer Processes and Stresses in Vacuum Glazing*, The University of Sydney, Diss., 1996

[12] SIMKO, T. ; EL-MAHDY, A. ; COLLINS, R. E.: DETERMINATION OF THE OVERALL HEAT TRANSMISSION COEFFICIENT (U-VALUE) OF VACUUM GLAZING

Baustatik – Baupraxis 15, © 2024, Technische Universität Hamburg

Verbundsicherheitsglas im gebrochenen Zustand

Frank Wellershoff, Marcus Illguth

Professur für Fassadensysteme und Gebäudehüllen, HafenCity Universität Hamburg

Zusammenfassung: Die Resttragfähigkeit von gebrochenen Verbundglasscheiben wird derzeit noch durch aufwendige Bauteilversuche nachgewiesen. Numerische Materialmodelle müssen die rheologischen Eigenschaften der Verbundfolie, die Bruchstruktur der Glasscheiben und die lokalen Delaminationen der Verbundfolie an den Glasbruchstücken erfassen.

1 Anlass

Die Tragfähigkeit von Glasanwendungen wird durch einen Spannungsnachweis geführt. Hierbei werden die maximalen Oberflächenzugspannungen infolge der planmäßigen Belastungen betrachtet. Aufgrund des fehlenden plastischen Materialvermögens führen auch sehr kleine unplanmäßige Belastungen (z.B. Steinschlag) zu lokalen Spannungsspitzen und zum Bruch der gesamten Scheibe. Um größere Konsequenzen dieser Schadensfälle auszuschließen ist es bei vielen Anwendungen nötig ein Verbundglas auszuführen.

Das Nachbruchverhalten dieser Glasanwendungen kann bislang nur durch aufwendige Resttragfähigkeitsversuche im 1:1 Maßstab nachgewiesen werden. Seit Jahren wird bestrebt Alternativen zu diesen Großbauteilversuchen zu schaffen. Für Absturzsichernde Verglasungen werden in der DIN 18008-4, Anhang B, Tabelle B.1 „Linienförmig gelagerte Verglasungen mit nachgewiesener Stoßsicherheit“ aufgeführt [1]. Für Überkopfverglasungen ist die Auswahl an Anwendungen, die keine Bauteilversuche erfordern, vergleichsweise gering.

Viele Überkopfanwendungen bedürfen aufgrund des Spannungsnachweises für planmäßige Belastungen einen Glasaufbau mit VSG aus ESG (Einscheibensicherheitsglas). Ein numerisches Modell, mit dem die Resttragfähigkeit von Verbundglasscheiben aus ESG nachgewiesen werden kann, könnte aufwendige Bauteilversuche im Originalmaßstab ersetzten.

2 Stand der Forschung

2.1 Haftung und Delamination der Zwischenschicht

Die Haftung und das Delaminationsverhalten von Verbundfolien sind wichtige Kenngrößen bei der Beschreibung des Tragverhaltens von VSG.

Am Markt sind Verbundfolien mit unterschiedlichen Haftgraden aber sonst gleichen mechanischen Eigenschaften erhältlich. Die Variation des Haftgrades bestimmt, wie sich die Folie vom Rand der Glasbruchstücke löst. Der Haftgrad hat somit einen entscheidenden Einfluss auf die Steifigkeit und Verformungsfähigkeit der gebrochenen Verbundglaseinheit bis zum Reißen der Folie.

Die Quantifizierung des Delaminationsverhaltens ist derzeit noch Gegenstand der Forschung. Von Franz [2] wurden Versuchsmethoden entwickelt, in denen die Energiefreisetzungsrate bestimmt wird, als ein Indikator des Delaminationsverhaltens. In den sog. TCT-Tests (Trough Cracked Tensile-Test) wird ein deckungsgleicher Riss in beiden Glasscheiben initiiert und einachsig zugbelastet (Abb. 1).

In Abhängigkeit des Haftgrades wird mit fortschreitender Belastung eine Delaminationsfront beobachtet und eine Energiefreisetzungsrate bestimmt.

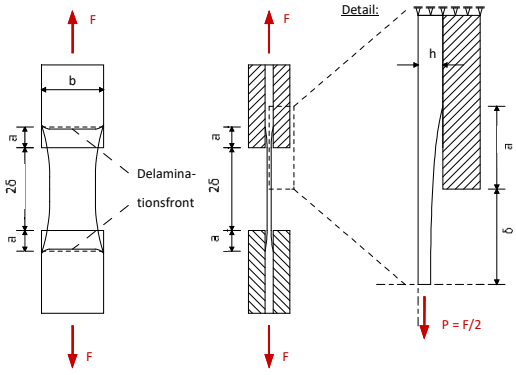


Abbildung 1: Systemzeichnung TCT-Tests und Energiefreisetzungsrate [4]

Für eine numerische Simulation des Verbundes zwischen Folie und Glas wird die Energiefreisetzungsrate z.B. für die Modellierung mittels Kohäsivzonenmodellen benötigt.

Die Qualität der Simulation von gebrochenem Verbundglas als Laminat hängt neben dem Materialmodell für die Folie (hyper-viskoelastisch) von der Genauigkeit der Abbildung des Verbundes ab. In [2] wird angegeben, dass durch die Vereinfachungen und die bei den Versuchen verwendete Messtechnik Ungenauigkeiten entstehen. Es werden weitere Untersuchungen benötigt, um präzisere Parameter für das Delaminationsverhalten zu bestimmen.

2.2 Effektive Biegesteifigkeit von gebrochenen VSG/ESG

Das Tragverhalten von gebrochenem VSG aus ESG ist durch ein anfängliches Biegetragverhalten gekennzeichnet, welches, abgesehen von Randeinspannungen oder lokalen Lasteinleitungen mit lokal großen Krümmungen, mit zunehmender Verformung in ein Membrantragverhalten übergeht.

Das anfängliche Biegetragverhalten entsteht durch den Kontakt der Glasbruchstücke in der Druckzone des Querschnitts und einer zugehörigen Zugkraft in der Verbundfolie. Die Ableitung einer Biegesteifigkeit aus dieser Modellvorstellung heraus wurde in Galuppi et al. vorgestellt [3].

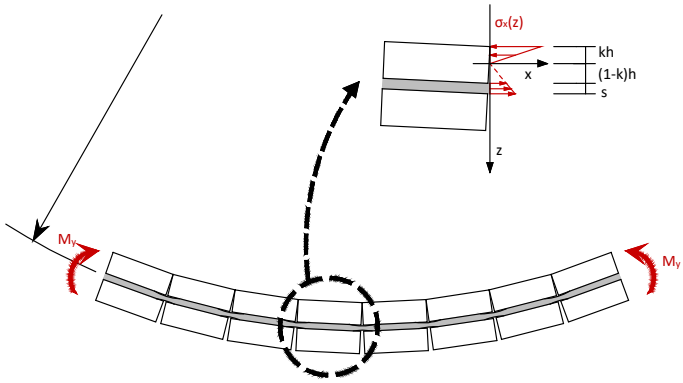


Abbildung 2: Spannungsverteilung im Modell der effektiven Biegesteifigkeit [3]

3 Bulge Tests

3.1 Versuchsaufbau

Die Versuchskörper, Verbundglasscheiben aus 2x4 mm ESG mit den Maßen 400 x 400 mm, werden beidseitig ringgelagert und durch seitliches Anschlagen in beiden Glasschichten gebrochen (siehe Abb. 3).

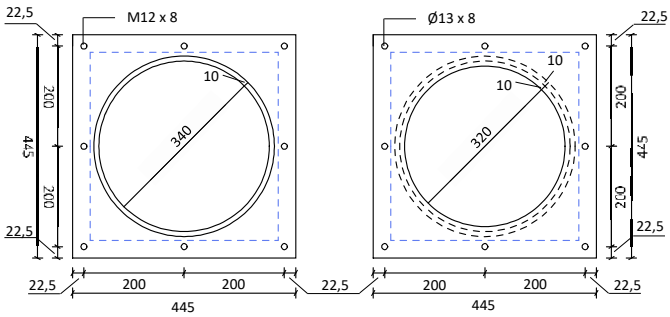


Abbildung 3: Glaslagerung im Bulge Test [4]

Unterseitig wird ein Luftdruck aufgebracht, so dass sich die gebrochene Verbundglaseinheit aufwölbt. Die Druckrate [Pa/s] sowie die Probentemperatur kann variiert werden (siehe Abb. 4).

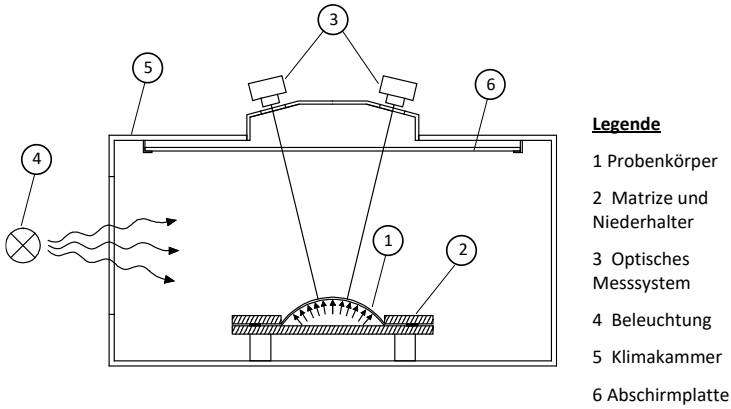
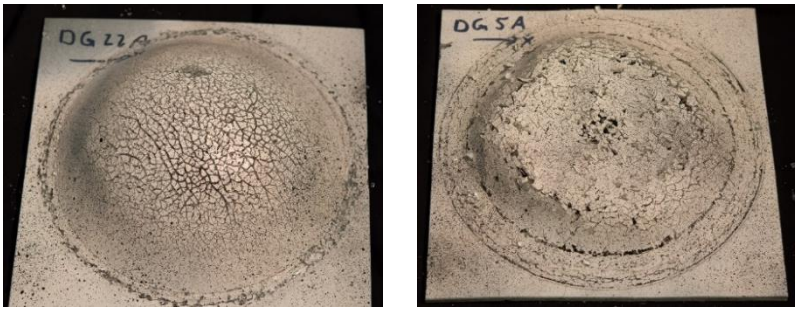


Abbildung 4: Bulge- Test im Klimakammeraufbau [5]

3.2 Bruchbilder

Die Bruchbilder zeigen die für ESG typischen Bruchstückgrößen und ein hinreichend feines stochastisches Muster zur Bestimmung der Dehnungen mittels Grauwertkorrelation (System GOM Aramis).



(a) 500 Pa/s; 20°C (b) 500 Pa/s; 60°C

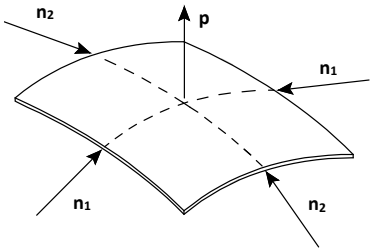
Abbildung 5: Bruchbilder Saflex® Structural (DG41) [5]

3.3 Tragwirkungsmodell

Mit dem vereinfachten Tragwirkungsmodell soll untersucht werden, in wieweit sich das Tragverhalten des gebrochenen Verbundglases aus ESG mit möglichst einfachen Modellansätzen beschreiben lässt. Grundsätzlich kommen die Membrantragwirkung und die Biegetragwirkung vor.

3.3.1 Membranspannungen

Mit Hilfe der erweiterten Kesselformel wird eine Membranspannung bestimmt, die vom Kugelradius, der Belastung sowie der veränderlichen Dicke der Zwischenschicht abhängt (Abb. 6).



Erweiterte Kesselformel:

$$p = \frac{n_1}{r_1} + \frac{n_2}{r_2} = \frac{2\,n}{r}$$

Membranspannung:

$$\sigma = \frac{r \cdot p}{2 \cdot t}$$

Dehnung in Dickenrichtung:

$$\varepsilon_3 \approx -\varepsilon_1 - \varepsilon_2$$

Veränderliche Schalendicke:

$$t = t_0 \cdot e^{(\varepsilon_3)}$$

Abbildung 6: Berechnung der Membranspannung mit der erweiterten Kesselformel [5]

Unter kleinen Mittenverformungen bzw. großen Kugelradien befinden sich die Versuchskörper im Bruchzustand IIIa, in dem die Glasbruchstücke auf der Druckseite noch in Kontakt stehen und die Biegetragwirkung überwiegt (Abb. 7). Die Kesselformel kann in diesem Zustand noch nicht angewandt werden.

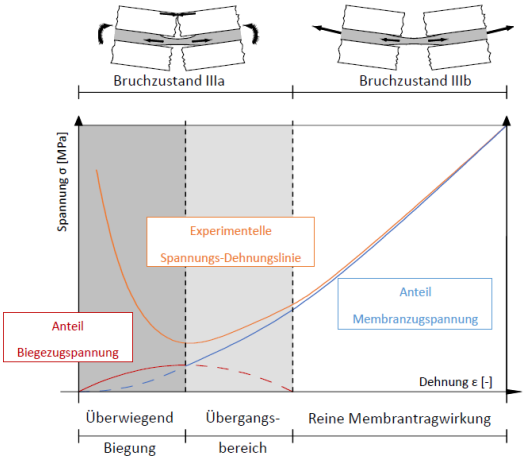


Abbildung 7: Beziehung zwischen Bruchzustand und Tragwirkungsmodell [5]

3.3.2 Anfangsbiegesteifigkeit

Der Übergang vom Bruchzustand IIIa zum Bruchzustand IIIb kann durch ein geometrisches Modell prognostiziert werden, in dem Biegeradius R, Bogenlänge b und Verbundglasdicke t in Beziehung stehen (Abb. 8). Hierin wird davon ausgegangen, dass die Bruchstücke auf der Druckseite immer an der äußersten Kante in Kontakt stehen müssen. Ist dies der Fall kann

die Dehnung auf der Probenoberseite in Abhängigkeit des Krümmungsradius und der Probendicke ausgedrückt werden.

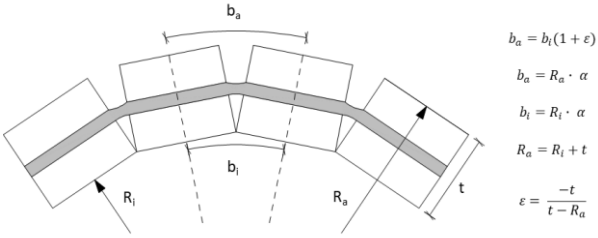


Abbildung 8: Geometrisches Modell zur Prognose des Übergangs in den Bruchzustand IIIb [5]

3.4 Versuchsergebnisse

Wertet man die Versuchsergebnisse unter der Annahme einer Ersatzmembran mit verschmierten Eigenschaften aus, erhält man die n Abb. 9 dargestellten Membranspannungen. Diese werden erst ab einer Dehnung von 0,05 dargestellt, da bei kleineren Dehnungen noch die Anfangsbiegesteifigkeit überwiegt.

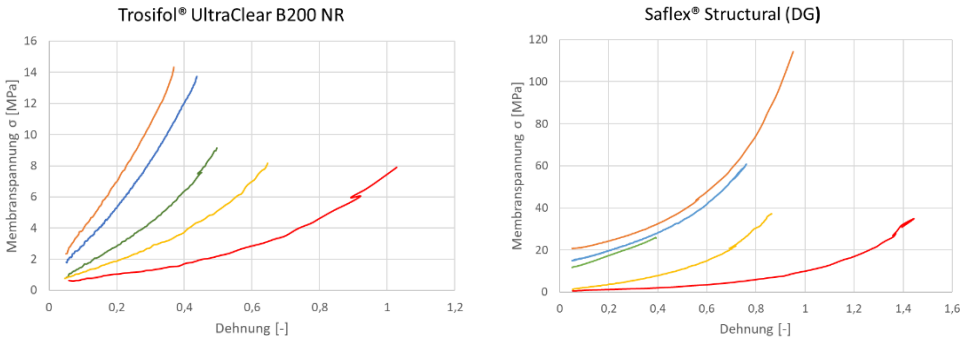
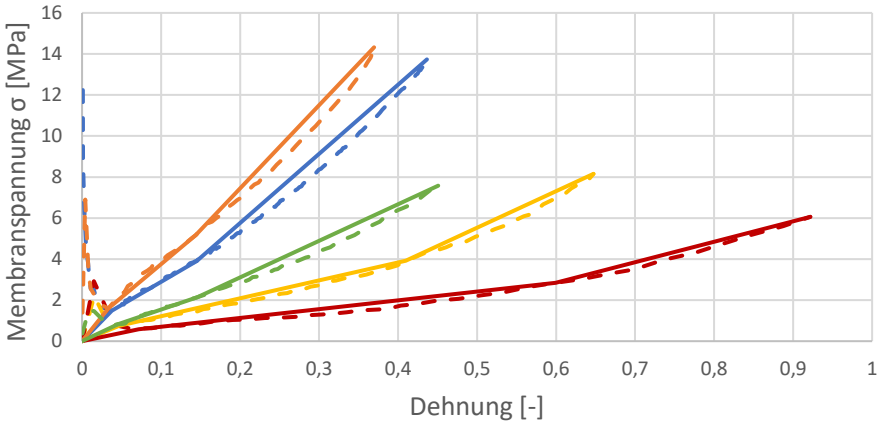


Abbildung 9: Dehnung-Membranspannung (Mittelwerte aller Versuche bei gleicher Temperatur-Druckrate [5]

4 Numerische Abbildung

4.1 Tangentenmoduln

Die in den Bulge-Tests ermittelten biaxialen Spannungs-Dehnungslinien werden zunächst in einem vereinfachten numerischen Modell durch eine multilineare Funktion angenähert. Dabei wird das Materialverhalten durch Angabe von Tangentenmoduln ETi sowie der Querdehnzahl ν beschrieben. Die so ermittelten Materialparameter sind dadurch ausschließlich für die jeweilige Konfiguration aus Art, Dicke und Haftgrad der Zwischenschicht sowie für die jeweilige Temperatur und Dehnrate gültig:

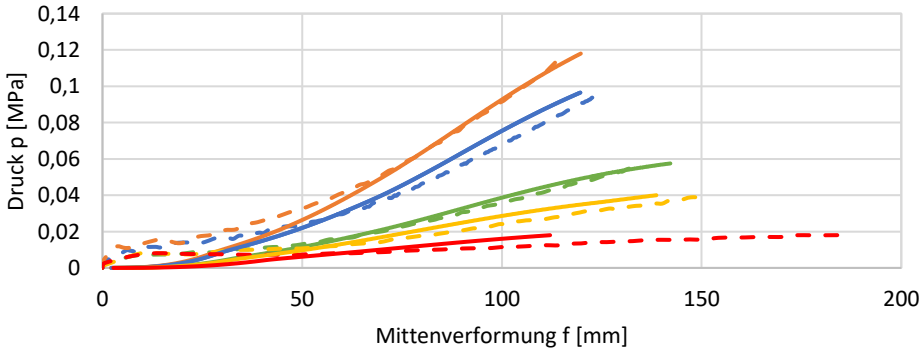


Konfiguration	500 Pa/s–20°C	5.000 Pa/s–20°C	50 Pa/s-20°C	500 Pa/s-40°C	500 Pa/s-60°C
Experiment					
Numerisch					

Abbildung 10: Trosifol® UltraClear B 200 NR: Annäherung der biaxialen Spannungs-Dehnungskurven durch eine multilineare Spannungs-Dehnungsfunktion; gestrichelte Kurven = tatsächlicher Verlauf; durchgezogene Kurven = multilineare Annäherung [6]

4.2 Druck-Verformungskurven

Der Vergleich zwischen den experimentellen und den numerischen Beziehungen zwischen Druck und Mittenverformung zeigt über weite Strecken eine gute Übereinstimmung (Abb. 11). Die Abweichungen im Anfangsbereich sind auf die dort wirksame Biegetragwirkung zurückzuführen.



Konfiguration	500 Pa/s–20°C	5.000 Pa/s–20°C	50 Pa/s-20°C	500 Pa/s-40°C	500 Pa/s-60°C
Experiment					
Numerisch					

Abbildung 11: Trosifol® UltraClear B 200 NR: Druck-Verformungsbeziehungen aus dem Experiment (gestrichelte Linien) sowie aus der numerischen Simulation (durchgezogene Linien) [6]

Danksagung

Wir danken dem Fachverband Konstruktiver Glasbau e.V. für die finanzielle Förderung und den Firmen Interpane Glasgesellschaft mbH sowie Kuraray Europe GmbH für die Bereitstellung der Versuchskörper.

Literatur

[1] DIN 18004-4:2013-07: Glas im Bauwesen –Bemessungs- und Konstruktionsregeln – Teil 4: Zusatzanforderungen an absturzsichernde Verglasungen

[2] Franz, J.: Untersuchungen zur Resttragfähigkeit von gebrochenen Verglasungen, Dissertation TU Darmstadt, 2015

[3] Galuppi, L,.; Royer-Carfagni,G.: The post-breakage response of laminated heat-treated glass under in plane and out of plane loading, Composites Part B 147, S. 227-239, 2018

[4] Wellershoff, F.; Illguth, M.: Tragverhalten gebrochener Verbundglasscheiben, Glasbau 2020, TU Dresden

[5] Wellershoff, F.; Illguth, M.; Van der Horst, T.: Verbundglas Bulge Tests, Fachverband Konstruktiver Glasbau, Versuchsbericht HafenCity Universität Hamburg, 2020

[6] Van der Horst, T.: Analyse und Nachbruchverhalten von Verbundglas mit Bulge – Tests, Masterthesis, HafenCity Universität Hamburg, 2020

Minisymposium Flächentragwerke

Organisatoren:

- **Manfred Bischoff**
  Institut für Baustatik und Baudynamik, Universität Stuttgart

- **Wolfgang Dornisch**
  Fachgebiet Statik und Dynamik, Brandenburgische Technische Universität Cottbus-Senftenberg

- **Josef Kiendl**
  Institut für Mechanik und Statik, Universität der Bundeswehr München

Baustatik – Baupraxis 15, © 2024, Technische Universität Hamburg

Stuttgarts Bahnhof der Zukunft - Der Bau des Schalendachs

Rolf Becker

Ed. Züblin AG, Stuttgart

Zusammenfassung: Derzeit entsteht im Herzen von Stuttgart eines der gleichermaßen architektonisch wie ingenieurbaumäßig anspruchsvollsten Bauwerke der Welt, der neue Tiefbahnhof im Rahmen des Großprojektes „Stuttgart 21“. Der nachfolgende Beitrag beschreibt die wesentlichen Meilensteine in der Realisierung des spektakuläen Schalendachs.

1 Vom Entwurf bis zur Realisierung – eine Zeitreise

Die Anfänge des Projektes Stuttgart 21 gehen auf erste Konzepte und Machbarkeitsstudien zur Umgestaltung des Bahnknotens Stuttgart in den 1980er und frühen 1990er Jahren zurück. Der neue Durchgangsbahnhof sollte gegenüber dem bisherigen Kopfbahnhof um ca. 90°gedreht angeordnet werden und durch unterirdische Zulaufstrecken aus Richtung Feuerbach, Bad Cannstatt, Ober- und Untertürkheim sowie der Filderebene angebunden werden.

Mit dem Entwurf eines „Schalendachs“, getragen von 28 Kelchstützen, ging Christoph Ingenhoven als Sieger aus dem Realisierungswettbewerb im Jahr 1997 hervor. Die Formfindung unterstützte Frei Otto mittels Seifenhaut- und Kettenhängemodellen, wobei das Ideal einer druckbeanspruchten Gewölbeschale verfolgt wurde. Um die Jahrtausendwende entstanden dann erste räumliche FEM-Modelle, mit denen die damaligen Ingenieurbüros Happold sowie Leonhardt, Andrä & Partner erste statische Berechnungen durchführten [1],[2].

Zu dieser Zeit wurden Stahlbetonbauten in Deutschland noch nach der DIN 1045 vom Juli 1988, später dann nach DIN 1045-1 vom Juli 2001 berechnet und bemessen. Die Form der Kelche wurde über einen Zeitraum von mehreren Jahren an die Bedürfnisse des Bahnhofs, i. B. die Ästhetik, die Belichtung, das Lichtraumprofil und den Platzbedarf der Kelche auf den Bahnsteigen, angepasst.

Im Jahr 2006 schließlich wurde die Baugenehmigung für den Planfeststellungsabschnitt 1.1 mit dem Tiefbahnhof durch Ablauf der Einspruchsfrist am VGH Mannheim rechtskräftig. Die Tragwerksplanung wurde 2009 an das Büro Werner Sobek Stuttgart übertragen; zwei Jahre später wurde mit dem Eurocode 2 DIN EN 1992-1-1 vom Januar 2011 bereits die dritte Bemessungsnorm für Stahlbeton im Laufe der Geschichte dieses Projektes bauaufsichtlich eingeführt.

Abbildung 1: Visualisierung des neuen Tiefbahnhofs in Stuttgart (Quelle: plan b, Stuttgart)

Im Sommer des darauffolgenden Jahres 2012 erhielt die Ed. Züblin AG, Direktion Stuttgart, von der DB Projekt Stuttgart Ulm GmbH (DB PSU), den Auftrag zum Bau des Tiefbahnhofs.

2 Die Bahnhofshalle mit dem Schalendach

Das Schalendach besteht aus 28 sogenannten Kelchen mit Lichtaugen, davon einem Sonderkelch mit besonders großem Lichtauge zur Aufnahme einer Zugangsanlage mit Treppe, zweier Rolltreppen und einem Aufzug. Zusätzlich gibt es 18 Restkelche und die Deckenrestfelder, die statisch als Schwindgassen dienen und die Einzelkelche umlaufend verbinden.

Ein Kelch besteht aus einem Kelchfuß, einer Kelchschale und der sogenannten „Hutze“. Dabei handelt es sich um einen halbkreisförmigen Überzug, der das Schalendach im Bereich des Lichtauges aussteift. Im Endzustand wird das Lichtauge (Durchmesser im Lichten ca. 17 m) mit einer Glas-Stahl-Konstruktion geschlossen.

Sämtliche Flächen sind dreidimensionale Freiformflächen. Die Herstellung der Halle erfolgt in zehn Bauabschnitten, wobei der letzte ca. vier Jahre nach dem ersten Bauabschnitt hergestellt wird.

Der sehr lange Zeitraum von 15 Jahren zwischen Realisierungswettbewerb und Baubeginn war für die planenden Architekten und Ingenieure gleichzeitig Herausforderung und Chance. Einerseits änderten sich wichtige technische Baubestimmungen wie beispielsweise im Brandschutz oder in der Stahlbetonbemessung, infolge derer erhebliche Anpassungen der Planung erforderlich wurden. Andererseits standen ab den 2010er Jahren Soft- und Hardwareressourcen zur Verfügung, an die Ende der 1990er Jahre nicht zu denken war.

Damit war es nun möglich, Trogbauwerk und Schalendach als integrales Tragwerk räumlich und mit dem Baugrund interagierend zu bemessen und auch dynamische Berechnungen für den Lastfall Erdbeben durchzuführen.

Gegenüber der in der frühen Phase gefundenen Form wurden jedoch aus funktionalen und ästhetischen Gründen Abweichungen von der idealen Geometrie erforderlich, die das Tragverhalten erheblich beeinflussen und einem Membranspannungszustand, wie er in Schalentragwerken üblicherweise angestrebt wird, zuwiderlaufen. Dies sollte sich im Rahmen der Ausführungsplanung durch sehr hohe Bewehrungsgrade niederschlagen.

3 Planung und Ausführung in enger Interaktion

Nicht nur die lokal hohen Bewehrungsmengen, auch die Geometrie des Schalendachs mit ihren doppelt gekrümmten Freiformflächen stellen an die Herstellung und Verlegung der Bewehrung außergewöhnlich hohe Anforderungen.

In aufwendigen Biegeversuchen und daran anschließenden konzeptionellen Untersuchungen wurden die notwendigen Herstellkriterien eruiert und sukzessive in der Ausführungsplanung berücksichtigt.

Wesentliche Erkenntnis aus diesen Untersuchungen ist, dass die Präzision in der Herstellung von 2D/3D-Biegeformen durch die geometrischen und physikalischen Besonderheiten von Betonstahl limitiert wird.

Die das Biegeergebnis maßgeblich beeinflussende Steifigkeit des Bewehrungsstabs variiert von Stab zu Stab und sogar über die Länge eines Stabs, je nachdem, an welcher Stelle er an die Biegerolle angelegt wird. Diese Eigenschaften erschweren Vorhersehbarkeit und Reproduzierbarkeit einer Biegeform gleichermaßen und sind damit bei den hohen Genauigkeitsanforderungen im Projekt Stuttgart 21 mitverantwortlich für den enorm großen Aufwand in der Herstellung.

Abbildung 2 und 3: Biegeversuche in den Jahren 2014/2015 zur Ermittlung der Maßhaltigkeit, Formtreue und Reproduzierbarkeit

Der geometrisch notwendige Wechsel der Bewehrungsrichtungen von radial / konzentrisch (im Bereich der Kelche) auf orthogonal (in den flachen Dachbereichen) erfordert ein „Vernähen“ dieser Bewehrungsrichtungen und damit eine Aufbauhöhe der Bewehrung von jeweils bis zu acht Lagen oben und unten in diesen mit 45 cm relativ schlanken Dachbereichen. Speziell für Bereiche mit derart hohen Bewehrungskonzentrationen (stellenweise über 550 kg/m³) wurde zusätzlich eine Betonrezeptur mit 8 mm Größtkorn in das Betonsortenverzeichnis aufgenommen. In der Regel kommt jedoch ein Beton mit 16er-Größtkorn zum Einsatz.

Die Lage von Muffenstößen musste in jedem Einzelfall detailliert abgestimmt werden, um deren Einbaubarkeit unter Einhaltung der Aufbauhöhen sicherzustellen. Dies geschah unmittelbar am 3D-Modell der Bewehrung.

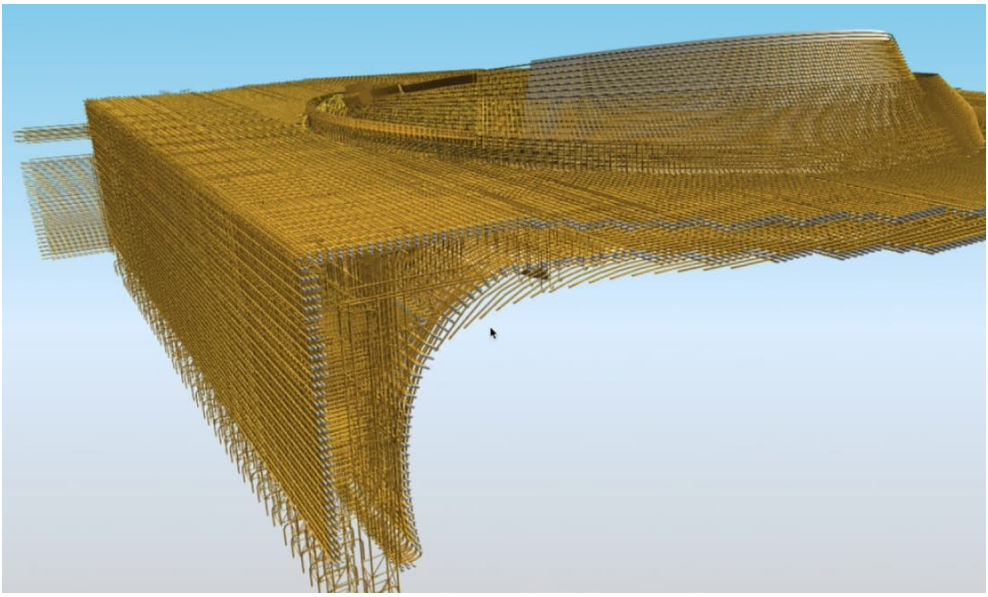


Abbildung 4: Bewehrungsmodell eines Randkelchs mit Übergang zur Trogwand in der Software „BIMPLUS“, mit Lage aller Muffenverbindungen

Dafür wurde in einem Pilotprojekt in Zusammenarbeit mit der Firma ALLPLAN die Software BIMPLUS getestet und für die Belange der Bewehrungsplanung im anspruchsvollen Ingenieurbau weiterentwickelt. Mit dieser Lösung wurden dann nicht nur die Planungsgespräche geführt und die Erfordernisse des Baubetriebs koordiniert. Vielmehr wurde das BIM-Modell selbst als wesentliche Grundlage für den Einbau der Bewehrung auf die Baustelle, unmittelbar an den Einbauort gebracht. Dort kann über einen Großbildschirm in einem Container und über Tablet-Computer der Bauleiter auf das Modell zugegriffen werden.

Die komplexen Einbauabfolgen der teilweise über 20 Lagen werden im Rahmen der Arbeitsvorbereitung in Montagegruppen zerlegt. Der Bewehrungsverleger hat damit die Möglichkeit, die Bewehrung im Modell lagenweise ein- und auszublenden.

Für den letzten Betonierabschnitt eines Kelchs, die sogenannte Hutze, kann aus geometri-schen Gründen keine Muffenverbindung ausgeführt werden. Ersatzweise hat der Planer Son-derelemente aus geschweißten Blechen entwickelt, mit denen die Verbügelung der Hutze ge-schlossen wird, nachdem die ringförmige Biegebewehrung der Hutze vollständig eingebaut wurde. Wegen der hohen Genauigkeitsanforderungen und der Vielzahl unterschiedlicher Biegeformen erforderte der Einbau der Bügel die Vorfertigung von Bügelkörben auf der Baustelle. Die Ausrichtung der Bügel zueinander gewährleisten dabei Schablonen aus massivem Brettschichtholz, die bei ZÜBLIN Timber gefräst und gefertigt wurden.

Abbildung 5 und 6: Einbau der Bewehrung mittels BIM-Modell auf dem Tablet-PC und Großbildschirm

Nach vollständiger Bestückung wurden die Bügel in der Schablone dann durch Verschweißen von Längseisen zu Montagegruppen verbunden, mit dem Kran zur Einbaustelle transportiert und dort auf Stahltraversen montiert und in ihrer Lage fixiert.

Die gesamte Bewehrung des Tiefbahnhofs wird in einer eigens für das Projekt Stuttgart 21 eingerichteten Projektbiegerei der Firma Sülzle in Denkendorf gebogen. Die Qualitätsüberwachung der komplexen Biegeformen erfolgt dabei im direkten Abgleich zwischen gebogenem Stab und maßstäblicher Laserprojektion der jeweiligen Biegeform.

Insgesamt werden für das Schalendach 35.000 m³ Beton, verteilt auf 10 Bauabschnitte, verbaut.

Die architektonische Anforderung nach einem Weißbeton mit definiertem Reflexionswert werden ergänzt durch die statische Notwendigkeit einer sehr hohen Festigkeit (C50/60) in Verbindung mit einer niedrigen Hydratationswärme beim Abbinden.

Für den Brandschutz wiederum müssen geeignete PP-Fasern beigesetzt werden; diese wirken sich jedoch ungünstig auf die Fließfähigkeit des Betons aus.

Um all diese - teilweise konträren - Anforderungen erfüllen zu können, wurden zahlreiche Versuche mit über 200 Versuchskörpern durchgeführt. Federführend bei diesen Testreihen waren der zum STRABAG-Konzern gehörende Servicebetrieb TPA GmbH, Bereich Betontechnologie International, sowie der Betonlieferant, die Fa. Godel Beton GmbH.

Begleitet wurden die Versuche durch verschiedene, den Architekten und Bauherrn beratende Gutachter und Materialprüfanstalten.

Im Ergebnis kommt ein Gemisch aus CEM I als Weißzement und einem sehr hellen CEM III zur Begrenzung der Temperaturentwicklung auf maximal 70° C zum Einsatz.

Abbildung 7: Der Beton C 50/60 mit Weißzement, geringer Hydratationswärmeentwicklung, PP-Fasern und Sichtbetonqualität SB 4

Weiterhin wurde das Einbringen des Betons in die doppelt gekrümmten Schalungen mit Deckschalung an der Kelchoberseite getestet. Die daraus resultierenden Positionen der Rüttelgassen und der Betoneinbringöffnungen mussten dann exakt verortet werden zur Übernahme in die Bewehrungsplanung.

Auch für den Bau der Schalung mit einer Gesamtfläche von 50.000 m² wurde das 3D-Modell des Architekten zu Grunde gelegt. Es wurde ergänzt um sämtliche im Endzustand sichtbare Schalhautfugen, die durch die Schalkörper und Schalkörperstöße abzubilden sind.

Die durch die ZÜBLIN Timber GmbH gefertigten Schalkörper wurden aus vorgefertigten Brettsperrholzplatten mittels CNC-gesteuerten Fräsrobotern gefräst. Hierbei wurden die Brettsperrholzplatten in ihren Dicken fein abgestuft, um den Materialverbrauch effizient zu halten. Die Planung für das sogenannte Produktionsmodell (Rohkörper) resultiert aus dem 3D-Modell. Fräsungen erfolgen oberseitig und an allen Seitenflächen einschließlich der Nuten für die Dichtung. Im weiteren Schritt wurde durch Schleifen von Hand nachgearbeitet und die Oberfläche mit bis zu fünf Schichten Glasfaser-Epoxydharzlaminat beschichtet.

Die so auf die Baustelle gelieferte Schalung wurde auf einem extra für dieses Projekt entworfenen Traggerüst der Firma Robusta-Gaukel GmbH und Co. KG aufgesetzt. Insgesamt wurden 12, wie Tortenstücke in Einzelsegmente unterteilte Schalungselemente, zu einer kompletten Schalung zusammengefügt; wobei die Reihenfolge sowohl beim Ein- als auch beim Ausschalen genau beachtet werden musste.

Abbildung 8: Der komplexe Ein- und Ausschalprozess

Um die empfindliche Schalhaut nicht durch Eindrückungen aus dem immensen Gewicht der teilweise mehr als 20 Lagen Bewehrung zu beschädigen, mussten in den Trogwänden am Übergang zum Schalendach speziell angefertigte galgenförmige und biegesteife Stahlgitterträger geplant und eingebaut werden. Die Lagegenauigkeit der Verbügelung im Hutzenbereich wurde durch eine aufwändige Stahltraversen-Konstruktion sichergestellt, die in das Schalendach einbetoniert wurden.

Abbildung 9: In Teilbereichen fertig gestelltes Schalendach mit Notunterstützung (Foto: Arnim Kilgus / DB)

Nach dem Ausschalen der Kelche wurden diese durch Stahlstützen am Kelchrand unterstützt. Damit konnten Verformungen der Kelchränder in dem bis zu mehrere Jahre andauernden Bauzustand vor dem Schließen der sogenannten „Schwindgassen“ weitgehend vermieden werden. Auch diese Unterstützungen mussten aufwändig mit der Architektur in Lage und Gestalt sowie der Tragwerksplanung in Bezug auf statische Verträglichkeit abgestimmt werden.

4 Fazit

Das Projekt Stuttgart 21 mit dem Bau des neuen Tiefbahnhofs stellt aufgrund der einzigartigen Architektur der Halle sehr hohe Anforderungen an die Planung und die Bauausführung. Um dieses äußerst komplexe Bauwerk herstellen zu können, ist eine enge Interaktion zwischen der Planung den Belangen der Ausführung erforderlich.

Teilweise wurden völlig neu entwickelte Lösungen für die Planung und den Bau des Schalendachs erforderlich, um die geforderte Präzision und die hohen architektonischen, statischen und brandschutztechnischen Anforderungen an die Konstruktion erreichen zu können.

Die sehr lange Laufzeit des Projektes vom Entwurf bis zur Realisierung brachte dabei nicht nur den Nachteil der sich fortschreibenden normativen und baurechtlichen Grundlage, die in der Planung nachzuführen war, sondern auch die Chance des technologischen Fortschritts mit sich.

Am 21. Juni 2023 wurde der letzte Kelch des Schalendachs ausgeschalt. Auch wenn das Schalendach und der Tiefbahnhof damit noch nicht fertiggestellt sind, markiert dieses Datum doch einen wesentlichen Meilenstein in der Geschichte dieses einmaligen Großprojektes.

Informieren Sie Sich auch auf YouTube über ZÜBLIN und das Projekt S21: https://youtu.be/Zp4PJN1KMEI

Literatur

[1] SEILFRIED, G.; SANDNER, D.; MOK, D.: „Stuttgart 21, Formentwicklung und Modellierung der neuen Bahnhofshalle.“ SOFISTIK Seminar Lectures, 07.05.2004.

[2] BECHMANN, R.; SCHMID, A.; NOAK, T.; SOBEK, W.: „Neuland in Planung und Realisierung: Die Kelchstützen des neuen Stuttgarter Hauptbahnhofs.“ Beton- und Stahlbetonbau, 114. Jahrgang, 05.2019.

Baustatik – Baupraxis 15, © 2024, Technische Universität Hamburg

Vergleich zwischen isogeometrischen und spektralen Reissner-Mindlin Schalenelementen

Wolfgang Dornisch, Nima Azizi

Fachgebiet Statik und Dynamik, Brandenburgische Technische Universität Cottbus-Senftenberg

Zusammenfassung: Der Beitrag vergleicht die Genauigkeit von Reissner-Mindlin-Schalenelementen zwischen der isogeometrischen Methode und der spektralen Elemente-Methode. Während die erste durch die hohe Kontinuität zwischen den Elementen eine sehr hohe Genauigkeit in Bezug auf Anzahl der Freiheitsgrade aufweist, besticht die letztere durch eine einfachere Formulierung und eine bessere Konditionierung auch für sehr hohe Ansatzordnungen.

1 Einleitung

Aufgrund Ihres günstigen Verhältnisses von Eigengewicht zu abtragbarer Last sind Schalentragwerke sowohl in der Natur als auch in Tragwerken aller Art weit verbreitet. Erste Ansätze zur Berechnung solcher dünnwandigen Tragwerke gehen auf Kirchoff [10] und Love [11] zurück. In den letzten 50 Jahren hat sich die Finite-Elemente-Methode, meist basierend auf linearen oder quadratischen Lagrange-Funktionen, zur Berechnung von Schalentragwerken durchgesetzt [5]. Erst mit größerem zeitlichen Abstand hat sich seit den 1980er Jahren der spline-basierte computer-gestützte Entwurf von Schalentragwerken mit Computer-Aided Design (CAD)-Systemen entwickelt [5]. Die Idee der isogeometrischen Analyse, vorgeschlagen von Hughes et al. [8], versucht sich in einer Zusammenführung von Entwurf und Berechnung durch eine gemeinsame, spline-basierte Geometriebeschreibung. Erste isogeometrische Schalenformulierungen wurden in [4, 9] vorgestellt. Weiterentwicklungen zu angepasster Interpolation von Rotationen [6, 7] und der Verhinderung von Locking [14] haben zu effizienten und präzisen Formulierungen geführt, welche jedoch sowohl theoretisch komplex sind als auch relativ hohe Berechnungskosten auf Elementebene aufweisen. Die Komplexität dieser Formulierungen liegt vor allem in der hohen Kontinuität der spline-Funktionen zwischen den einzelnen Elementen begründet. Aufbauend auf diesem Gedanken, wird in einem aktuellen Forschungsprojekt [1] zwar die Geometrie durch spline-Funktionen beschrieben, aber die unbekannten Größen werden durch Lagrange-Ansatzfunktionen höherer Ordnung beschrieben,

wobei die Integration mit einer Gauß-Lobatto-Legendre-Quadratur (GLL) erfolgt. Somit werden die Vorteile von spektralen Elementen [12, 13, 2], welche die Verwendung hoher Ansatzordnungen mit stabiler Konditionszahl zur Verhinderung von Locking ermöglichen, mit der exakten Geometriebeschreibung der isogeometrischen Analyse verbunden. In diesem Beitrag wird die erzielbare Genauigkeit einer rein isogeometrischen Schalenformulierung nach [7] mit einer rein spektralen Schalenformulierung anhand zweier Beispiele verglichen.

2 Grundzüge der Reissner-Mindlin-Schalentheorie

Die Grundidee einer Reissner-Mindlin-Schalenformulierung ist die Beschreibung eines dünnwandigen Körpers $\tilde{\boldsymbol{X}}\left(\xi^i\right)$ durch eine zweiparametrige Fläche im Raum $\boldsymbol{X}\left(\xi^\alpha\right)$ mit einem Vektorfeld $\boldsymbol{D}\left(\xi^\alpha\right)$, welches die Dickenrichtung ξ^3 definiert. Somit wird ein beliebiger Punkt in der Ausgangslage durch

$$\tilde{\boldsymbol{X}}\left(\xi^i\right) = \boldsymbol{X}\left(\xi^\alpha\right) + \xi^3 \boldsymbol{D}\left(\xi^\alpha\right) \tag{1}$$

beschrieben, siehe Abb. 1. Analog dazu wird die verformte Lage durch Kleinbuchstaben

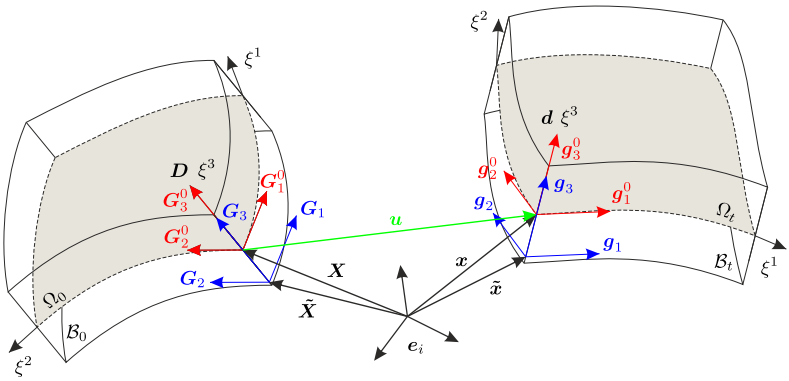


Abbildung 1: Kinematik der verwendeten Reissner-Mindlin-Schalentheorie

beschrieben. Für das Integral der inneren Arbeit muss die verformte Lage der Schalenmittelfläche $\boldsymbol{x}\left(\xi^\alpha\right)$ und der verformte Vektor der Dickenrichtung $\boldsymbol{d}\left(\xi^\alpha\right)$ approximiert werden. Während die Approximation von $\boldsymbol{x}\left(\xi^\alpha\right)$ trivial ist, und hier einfach durch die jeweiligen Ansatzfunktionen erfolgt, gibt es für die Approximation von $\boldsymbol{d}\left(\xi^\alpha\right)$ zahlreiche verschiedene Ansätze in der Literatur. In dieser Arbeit werden die zwei in [7] verglichenen Diskretisierungsarten, beide basierend auf dem Rodrigues-Tensor $\boldsymbol{R}(\boldsymbol{\omega})$, verwendet.

3 Diskretisierung

Die beiden betrachteten Schalenformulierungen unterscheiden sich sowohl in der Art der gewählten Basisfunktionen als auch in der verwendeten diskreten Rotationsformulierung.

3.1 Isogeometrische Finite-Elemente

Für die isogeometrische Finite-Elemente-Methode werden Non-Uniform Rational B-splines (NURBS)-Basisfunktionen N_I^{N} verwendet. Diese werden mit den Koordinaten der Kontrollpunkte $\boldsymbol{X}_I$ multipliziert um die exakte Geometrie $\boldsymbol{X} = \sum_I N_I^{\mathrm{N}} \boldsymbol{X}_I$ zu erhalten. Details zur Berechnung der NURBS-Ansatzfunktionen N_I^{N} finden sich in [5]. Der verformte Dickenrichtungsvektor $\boldsymbol{d}\left(\xi^\alpha\right)$ bestimmt sich durch die in [7] vorgeschlagene kontinuierliche Rotation

$$\boldsymbol{d}\left(\xi^\alpha\right) = \boldsymbol{R}\left(\sum_I N_I^{\mathrm{N}} \boldsymbol{\omega}_I\right) \boldsymbol{D}\left(\xi^\alpha\right) \ . \tag{2}$$

3.2 Spektrale Finite-Elemente

Für die spektrale Finite-Elemente-Methode werden Lagrange-Basisfunktionen verwendet, wobei die Positionen der zugeordneten ungleichmäßig angeordneten Knoten durch die Nullstellen der Legendre-Polynome bestimmt werden. Für Elemente der Ordnung p ergeben sich $(p+1)^2$ Knoten, deren Anordnung im $[-1{,}1]^2$-Parameterraum für jedes Element gleich ist. Durch die Verwendung der GLL-Quadratur fallen die Integrationspunkte mit den Knotenpunkten zusammen und in jedem Integrationspunkt ist nur eine Ansatzfunktion ungleich Null. Details zur Berechnung der Lagrange Ansatzfunktionen N_I^{L} finden sich in [1]. Da in den Integrationspunkten aufgrund des interpolatorischen Charakters der Lagrange-Basisfunktionen immer die Basisfunktion des dort liegenden Knoten gleich Eins ist, kann die in [7] untersuchte diskrete Rotationsformulierung

$$\boldsymbol{d}\left(\xi^\alpha\right) = \sum_I N_I^{\mathrm{L}} \boldsymbol{R}\left(\boldsymbol{\omega}_I\right) \boldsymbol{D}_I \tag{3}$$

verwendet werden, ohne die Dicke der Schalen zu verfälschen. Hierbei ist $\boldsymbol{D}_I$ die lokale Dicke am Knoten I.

4 Numerische Beispiele

Der Vergleich der beiden vorgestellten Formulierungen erfolgt anhand zweier numerischer Beispiele, welche geometrisch linear berechnet wurden. Das erste Beispiel ist dem oftmals verwendeten „shell obstacle course“ aus [3] entnommen und ist ein klassisches Beispiel zur Validierung von Schalenformulierungen. Hierbei werden vor allem die korrekte Behandlung von reiner Biegung und komplexe Membran-Zustände getestet. Aufgrund der konstanten Krümmung und der einfachen Geometrie ist sowohl der Einfluss der Genauigkeit der Rotationsbeschreibung als auch der Einfluss einer exakten Geometriebeschreibung nicht besonders ausgeprägt [6]. Folglich wird als zweites Beispiel die in [6] vorgeschlagene Freiformfläche betrachtet. Dieses Beispiel weist eine stark veränderliche Krümmung auf, somit hat die exakte Beschreibung der Geometrie und die Rotations-Interpolation einen bedeutend größeren Einfluss.

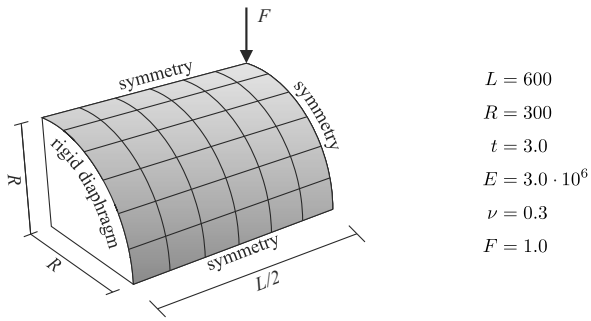


Abbildung 2: Zylinder unter Punktbelastung: Systemskizze und Materialdaten

4.1 Zylinder unter Punktbelastung

System und Materialkennwerte des Zylinders unter Punktbelastung sind in Abb. 2 gegeben, eine detaillierte Beschreibung der angewendeten Randbedingungen findet sich in [6]. Die Verformungsergebnisse für IGA und SEM sind auf eine Referenzverformung $w = 1{,}83 \cdot 10^{-5}$ normalisiert. In Abb. 3 sind die Verformungen für Netzverfeinerung bei jeweils gleichbleibender Ordnung dargestellt. Auf der linken Seite wird die Anzahl der Elemente je Richtung als Abszisse verwendet. Die Ergebnisse zeigen, dass bereits 2×2 SEM-Elemente der Ansatzordnung $p = 8$ ausreichend sind, um die Referenzlösung zu erreichen. Im Vergleich zwischen den IGA- und den SEM-Lösungen zeigt sich, dass bei gleicher Anzahl der Elemente die SEM-Lösung immer bessere Ergebnisse als die IGA-Lösung liefert. Dies ist sicherlich darin begründet, dass durch die C^0-Kontinuität der SEM-Ansatzfunktionen die Gesamtanzahl der Freiheitsgrade bei gleicher Elementanzahl bei SEM gegenüber IGA bedeutend höher ist. Dies ist auf der rechten Seite von Abb. 3, bei der die gesamte Anzahl der Freiheitsgrade als Abszisse verwendet wird, gut zu erkennen. Die sehr hohe Genauigkeit von SEM-Berechnungen hoher Ordnung mit wenigen Elementen, die auf der linken Seite von Abb. 3 zu sehen ist, zeigt aber auch, dass die inexakte Beschreibung der Geometrie bei der SEM-Lösung keinen signifikanten Einfluss auf die Lösungsgüte hat. Das Verhalten beider Formulierungen für eine reine Ordnungserhöhung bei einem Netz mit nur einem Element ist in Abb. 4 zu sehen. Als Abszisse ist hier nur der Ansatzgrad verwendet, da die gesamte Anzahl der Freiheitsgrade bei nur einem Element für IGA und SEM gleich ist. Somit ist klar zu erkennen, dass bei dieser relativ einfachen Geometrie keinerlei Vorteil durch die exakte Geometriebeschreibung der IGA entsteht. Die SEM-Ergebnisse sind sogar für $p > 4$ etwas besser als die IGA-Ergebnisse.

4.2 Freiformfläche

System und Materialkennwerte der Freiformfläche sind in Abb. 5 gegeben. Die untere Kante ($z = 0$) ist dabei komplett eingespannt, und entlang der oberen Kante ($z = 15$) wird eine Gleichstreckenlast aufgebracht. Alle Daten zum Konstruieren der Fläche, welche eine Ausgangsordnung von $p = 3$ hat und aus 3×3 Elementen besteht, sind in [6] gegeben. In Abb. 6 ist auf der linken Seite das unverfeinerte Netz mitsamt den Kontrollpunkten gegeben. Auf der rechten Seite ist die durch ein Element mit Lagrange-Funktionen der Ordnung

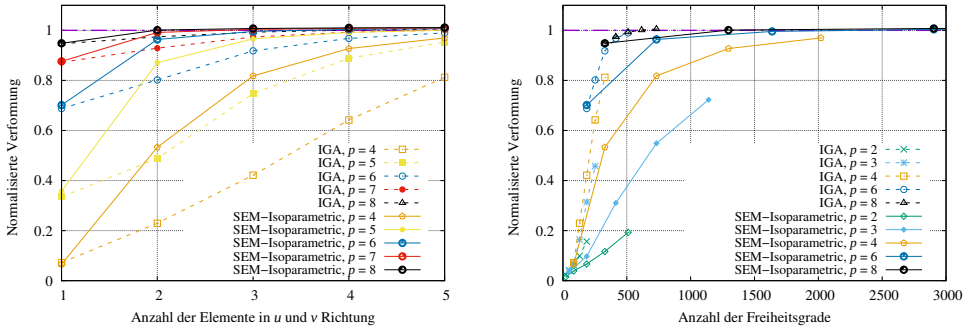


Abbildung 3: Zylinder unter Punktbelastung: Vergleich der Verformung zwischen IGA und SEM für Netzverfeinerung (h-refinement) in Abhängigkeit der Anzahl der Elemente (links) und der Freiheitsgrade (rechts)

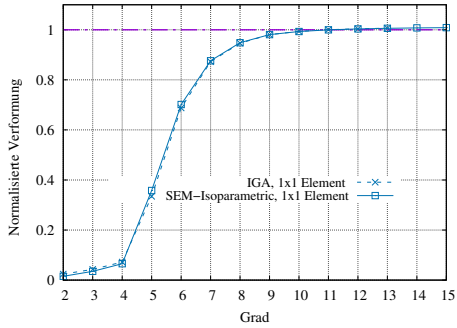


Abbildung 4: Zylinder unter Punktbelastung: Vergleich der Verformung zwischen IGA und SEM für Ordnungserhöhung (p-refinement) in Abhängigkeit der Ansatzordnung

$p = 5$ genäherte Fläche dargestellt. Die Verformungsergebnisse für IGA und SEM sind auf eine Referenzverformung $w = 1{,}02786$ normalisiert. In Abb. 7 sind die Verformungen für Netzverfeinerung bei jeweils gleichbleibender Ordnung dargestellt. Auf der linken Seite wird die Anzahl der Elemente je Richtung als Abszisse verwendet. Hierbei ist zu beachten, dass für die IGA-Berechnungen die exakte Geometrie verfeinert wird. Dadurch können nur Vernetzungen mit Vielfachen von 3 verwendet werden. Für die SEM-Diskretisierungen sind die Diskretisierungen jeweils Näherungen, hier kann eine beliebige Anzahl an Elementen verwendet werden. Für die Ordnungen $p = 3$ und $p = 4$ liefert SEM bei gleicher Elementanzahl bedeutend bessere Ergebnisse. Ab $p = 5$ liegen die IGA- und die SEM-Ergebnisse sehr nahe zusammen. Bereits 3×3 SEM-Elemente der Ansatzordnung $p = 8$ sind ausreichend, um die Referenzlösung zu erreichen. Betrachtet man die normalisierte Verformung in Abhängigkeit der Anzahl der Freiheitsgrade auf der rechten Seite von Abb. 7, dann sind die IGA-Ergebnisse etwas besser als die SEM-Ergebnisse. Hier gilt es jedoch zu beachten, dass IGA-Steifigkeitsmatrizen durch die hohe Kontinuität bedeutend dichter besetzt sind als vergleichbar große SEM-Steifigkeitsmatrizen. Insofern kann aus der Anzahl der Freiheitsgrade nicht direkt auf die Lösungskosten des Gleichungssystems geschlossen werden. Das Verhal-

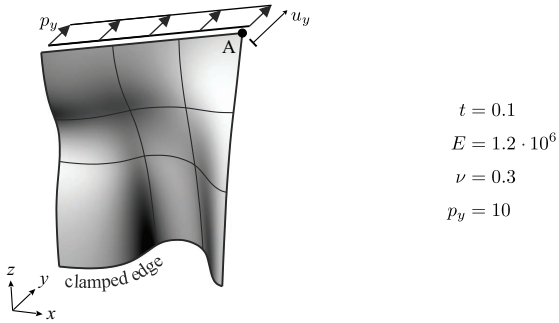


Abbildung 5: Freiformfläche: Systemskizze und Materialdaten

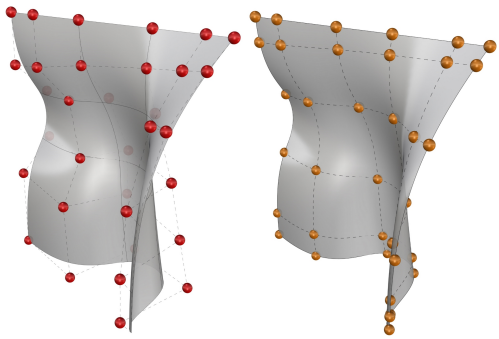


Abbildung 6: Freiformfläche: Kontrollpunkte der NURBS-Fläche (links) und Knotenpunkte des SEM-Netzes (rechts)

ten beider Formulierungen für eine reine Ordnungserhöhung bei einem Netz mit nur einem SEM-Element beziehungsweise 3×3 IGA-Elementen ist in Abb. 8 zu sehen. Auf der linken Seite ist der Ansatzgrad als Abszisse verwendet. Hier sind die IGA-Ergebnisse aufgrund der größeren Anzahl an Elementen klar besser als die SEM-Ergebnisse. In den SEM-Ergebnissen sind leichte Oszillationen erkennbar. Dies erklärt sich durch die wechselnde Position der Knoten durch die Verfeinerung. Ab $p = 14$ wird mit nur einem Element die Referenzlösung sehr gut getroffen. Bezieht man die Ergebnisse auf die Anzahl der Freiheitsgrade, so ergibt sich ein komplett anderes Bild. Wie in Abb. 8 auf der rechten Seite zu sehen ist, liegt die SEM-Ergebniskurve immer über der IGA-Kurve. Hieraus lässt sich auch wieder folgern, dass die exakte Geometriebeschreibung für die Genauigkeit der Berechnungen eine untergeordnete Rolle spielt. Auch mit der SEM-Formulierung mit genäherter Geometrie können hochpräzise Ergebnisse erzielt werden. Die IGA-Ergebnisse sind bezogen auf die Anzahl der Freiheitsgrade in diesem Beispiel den SEM-Ergebnissen nicht überlegen, da die IGA-Geometrie begrenzte Kontinuität aufweist.

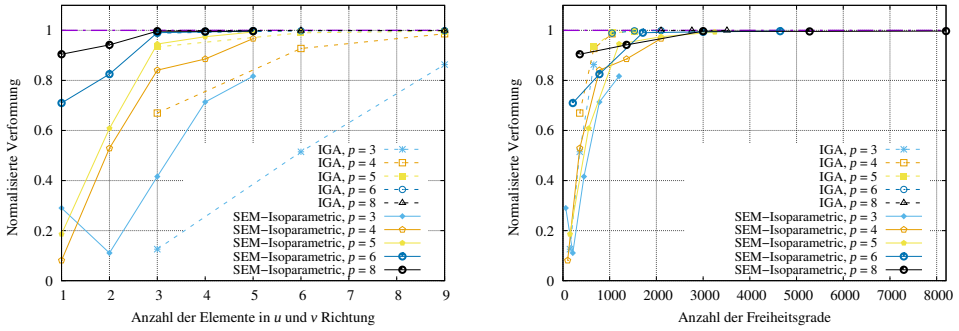


Abbildung 7: Freiformfläche: Vergleich der Verformung zwischen IGA und SEM für Netzverfeinerung (h-refinement) in Abhängigkeit der Anzahl der Elemente (links) und der Freiheitsgrade (rechts)

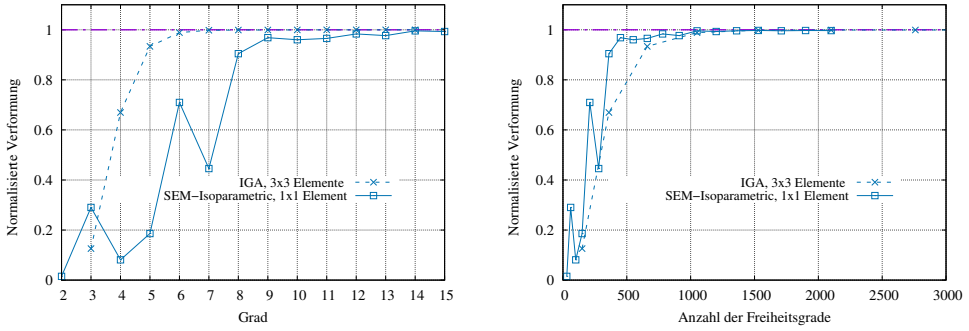


Abbildung 8: Freiformfläche: Vergleich der Verformung zwischen IGA und SEM für Ordnungserhöhung (p-refinement) in Abhängigkeit der Ansatzordnung (links) und der Freiheitsgrade (rechts)

5 Fazit und Ausblick

Der vorgestellte Vergleich zwischen einer IGA und einer SEM-Schalenformulierung zeigt auf, dass SEM-basierte Berechnungen trotz genäherter Geometrie ähnlich hohe Effizienz wie IGA-Berechnungen aufweisen können. In realitätsnahen Beispielen mit begrenzter Kontinuität schrumpft der Vorteil der IGA, und die Ergebnisse sind sehr ähnlich. Somit können die Vorteile der SEM überwiegen; diese sind die konzeptuell einfachere Rotationsformulierung und die bessere Konditionierung bei sehr hohen Ansatzgraden, wie in [1] gezeigt wird. Durch die Verwendung hoher Ansatzgrade sollen Methoden gegen Locking obsolet werden.

Danksagung

Gefördert durch die Deutsche Forschungsgemeinschaft (DFG) – Projektnummer 503246947.

Literatur

[1] AZIZI, N. ; DORNISCH, W. : A spectral finite element Reissner-Mindlin shell formulation with NURBS-based geometry definition. In: *submitted to Comp. Mech.* (2023)

[2] AZIZI, N. ; SAADATPOUR, M. ; MAHZOON, M. : Analyzing first symmetric and antisymmetric Lamb wave modes in functionally graded thick plates by using spectral plate elements. In: *Int. J. Mech. Sci.* 150 (2019), S. 484–494

[3] BELYTSCHKO, T. ; STOLARSKI, H. ; LIU, W. K. ; CARPENTER, N. ; ONG, J. S.-J. : Stress Projection for Membrane and Shear Locking in Shell Finite Elements. In: *Comput. Methods Appl. Mech. Engrg.* 51 (1985), Nr. 1-3, S. 221–258

[4] BENSON, D. J. ; BAZILEVS, Y. ; HSU, M.-C. ; HUGHES, T. J. R.: Isogeometric shell analysis: The Reissner–Mindlin shell. In: *Comput. Methods Appl. Mech. Engrg.* 199 (2010), S. 276–289

[5] COTTRELL, J. A. ; HUGHES, T. J. R. ; BAZILEVS, Y. : *Isogeometric analysis: Toward integration of CAD and FEA*. Chichester : Wiley, 2009. – ISBN 978–0–470–74873–2

[6] DORNISCH, W. ; KLINKEL, S. ; SIMEON, B. : Isogeometric Reissner–Mindlin shell analysis with exactly calculated director vectors. In: *Comput. Methods Appl. Mech. Engrg.* 253 (2013), S. 491–504

[7] DORNISCH, W. ; MÜLLER, R. ; KLINKEL, S. : An efficient and robust rotational formulation for isogeometric Reissner–Mindlin shell elements. In: *Comput. Methods Appl. Mech. Engrg.* 303 (2016), S. 1–34

[8] HUGHES, T. J. R. ; COTTRELL, J. A. ; BAZILEVS, Y. : Isogeometric analysis: CAD, finite elements, NURBS, exact geometry and mesh refinement. In: *Comput. Methods Appl. Mech. Engrg.* 194 (2005), S. 4135–4195

[9] KIENDL, J. ; BLETZINGER, K.-U. ; LINHARD, J. ; WÜCHNER, R. : Isogeometric shell analysis with Kirchhoff-Love elements. In: *Comput. Methods Appl. Mech. Engrg.* 198 (2009), S. 3902–3914

[10] KIRCHHOFF, G. : Über das Gleichgewicht und die Bewegung einer elastischen Scheibe. In: *J. Reine Angew. Math.* 40 (1850), S. 51–88

[11] LOVE, A. E. H.: On the Small Vibrations and Deformations of Thin Elastic Shells. In: *Philos. Trans. R. Soc. Lond., A* 179 (1888), S. 491–546

[12] PATERA, A. T.: A spectral element method for fluid dynamics: Laminar flow in a channel expansion. In: *J. Comput. Phys.* 54 (1984), Nr. 3, S. 468–488

[13] PAYETTE, G. ; REDDY, J. : A seven-parameter spectral/hp finite element formulation for isotropic, laminated composite and functionally graded shell structures. In: *Comput. Methods Appl. Mech. Engrg.* 278 (2014), S. 664–704

[14] ZOU, Z. ; SCOTT, M. A. ; MIAO, D. ; BISCHOFF, M. ; OESTERLE, B. ; DORNISCH, W. : An isogeometric Reissner–Mindlin shell element based on Bézier dual basis functions: Overcoming locking and improved coarse mesh accuracy. In: *Comput. Methods Appl. Mech. Engrg.* 370 (2020), S. 113283

Baustatik – Baupraxis 15, © 2024, Technische Universität Hamburg

Berechnungsmethoden zur Analyse von innerlich aufgelösten Schalenstrukturen

Georgia Kikis[1], Leonie Mester[1], Simon Klarmann[1], Rostislav Chudoba[2], Sven Klinkel[1]

[1]*Lehrstuhl für Baustatik und Baudynamik, RWTH Aachen, Mies-van-der-Rohe-Str. 1, 52074 Aachen, Germany*
[2]*Lehrstuhl für Massivbau, RWTH Aachen, Mies-van-der-Rohe-Str. 1, 52074 Aachen, Germany*

Zusammenfassung: Neue Komposite und maschinengestützte Fertigungsmethoden ermöglichen die Einführung materialminimierter Strukturen im Bauwesen. Der Beitrag befasst sich mit Berechnungsmethoden für innerlich aufgelöste Schalenstrukturen. Die Schale wird durch eine gekoppelte Mehrskalenmethode homogenisiert. Die nichtmetallische Bewehrung wird durch bildgebende Verfahren erfasst. Das Bruchverhalten und der Verbund werden mit speziellen Materialmodellen abgebildet.

1 Einleitung

Innerlich aufgelöste Schalenstrukturen bezeichnen Strukturen welche sich durch zwei Deckschichten sowie eine innere Struktur auszeichnen. Ein bekanntes Beispiel sind Honigwabenstrukturen, bei denen die innere Struktur aus vertikalen Stegen besteht, welche hexagonal angeordnet sind. Alternativ sind auch sich durchdringende Schalenstrukturen oder Faltwerke als innere Struktur denkbar. Abb. 1 zeigt beispielhaft eine Platte welche unterschiedliche innere Strukturen aufweisen kann. Diese wird numerisch über ein repräsentatives Modell erfasst, Abb. 1 (rechts). Durch die Einführung neuer Komposite, wie zum Beispiel Carbonbeton, die sehr dünne Strukturen erlauben und durch neuartige, maschinengestütze Fertigungsmethoden, rücken diese aufgelösten Strukturen mehr in den Fokus. Diese erlauben materialminimiertes Bauen bei gleichzeitig hohen Festigkeiten. Im Rahmen des SFB/TRR 280 wurden verschiedene Berechnungsmethoden zur Analyse von carbonverstärktem Beton entwickelt mit dem Ziel diese auf innerlich aufgelöste Strukturen anzuwenden. Im Folgenden werden die entwickelten Methoden vorgestellt.

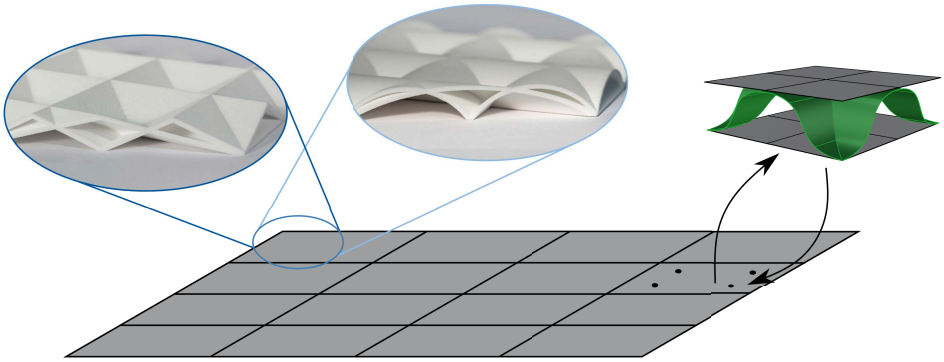


Abbildung 1: Makroskopische Platte mit innerer Struktur - zum Beispiel Faltwerk oder durchdringende Schalen (links). Repräsentatives Modell einer möglichen inneren Struktur (rechts). Foto: S. Scholz, Dresden; Abbildung: L. Mester

2 Homogenisierung der Schalenstruktur

Wie in Abb. 1 dargestellt, bestehen innerlich aufgelöste Schalen aus sich periodisch wiederholenden Strukturen, die den Einsatz einer gekoppelten Mehrskalenmethode zur Strukturanalyse motivieren. Die einzelnen, schalenartigen Komponenten, wie z.B. die innere Schale oder die Deckschichten, bestehen aus Kompositwerkstoffen. Weisen diese beispielsweise eine sich periodisch wiederholende Bewehrungsstruktur auf, siehe Abb. 2, können auch diese schalenartigen Komponenten mit Hilfe der gekoppelten Mehrskalenmethode berechnet werden. Hier wird in einem ersten Schritt das Vorgehen zur Homogenisierung einer einzelnen Schalenstruktur aus Carbonbeton vorgestellt. Diese Methode wird in der Zukunft auf die aufgelöste Schale übertragen.

Das Tragwerk wird auf zwei Skalen betrachtet. Die makroskopische Skala beschreibt die geometrischen Eigenschaften der Tragstruktur sowie die Belastung und Lagerung. Die Referenzfläche des Makromodells wird durch Schalenelementen mit Reissner-Mindlin Kinematik beschrieben. Die mesoskopische Skala beschreibt die geometrischen und materiellen Eigenschaften der Komponenten Carbontextil und Beton mithilfe eines repräsentativen Volumenelements (RVE). Die Mesostruktur wird mithilfe der *scaled boundary isogeometric analysis* (SBIGA) [1] numerisch beschrieben. Die Methode beschreibt Geometrien mithilfe von *non-uniform rational B-Spline* (NURBS-) Oberflächen und einem Skalierungszentrum. Durch die Verwendung der isogeometrischen Analyse (IGA) kann die Geometrie direkt für die Analyse verwendet werden, wodurch der geometrische Approximationsfehler, der bei der Finiten Elementen Methode auftritt, vermieden wird. Diese Methode eignet sich besonders für komplexe Geometrien, wie sie bei Carbontextil vorkommen. Eine wesentliche Einschränkung der Methode ist die Wahl des Skalierungszentrums, da dieses immer in Bereichen liegen muss, von denen aus der gesamte Rand der Struktur sichtbar ist.

Ziel der Homogenisierungsmethode ist es, die makroskopische Schalenstruktur als homogen zu beschreiben, wobei die effektive Materialantwort in jedem Punkt unter Berücksichtigung

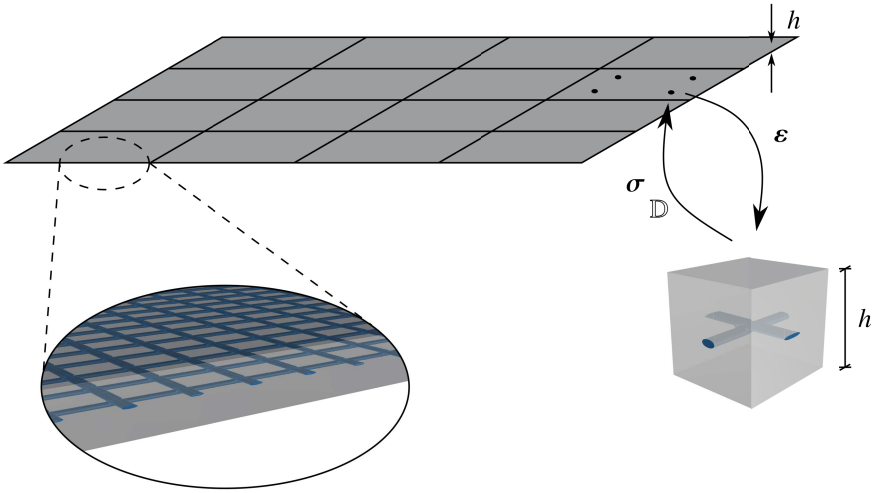


Abbildung 2: Schematische Darstellung der Homogenisierung einer makroskopischen Schale mit Textilbewehrung

der Mesostruktur bestimmt wird.

Zur Kopplung der beiden Skalen wird die Energieäquivalenz gemäß der Hill-Mandel-Bedingung gefordert. Aus der Hill-Mandel-Bedingung ergeben sich formal drei Arten von Randbedingungen: Spannungsrandbedingungen, Verschiebungsrandbedingungen und periodische Randbedingungen. Sie bestimmen, wie die makroskopischen Größen auf das RVE aufgebracht werden. Da sich das Carbontextil periodisch wiederholt, werden periodische Randbedingungen gewählt.

Die Vorgehensweise ist in Abb. 2 schematisch dargestellt. Die makroskopischen Schalenverzerrungen $\boldsymbol{\varepsilon}$ werden in jedem Integrationspunkt auf ein RVE aufgebracht, auf der mesoskopischen Struktur wird ein Randwertproblem mithilfe der SBIGA gelöst. Die resultierenden homogenisierten Schalenschnittgrößen $\boldsymbol{\sigma}$ und die effektive Materialantwort, in Form des Schalen-Materialtensors $\mathbb{D}$, werden an die Makroskala zurückgegeben. Der Schalen-Materialtensor leitet sich direkt aus der kontinuumsmechanischen Materialtangente ab, die auf der Mesoskala im Rahmen der SBIGA verwendet wird, siehe z.B. [3].

Da für die makroskopische Schale eine Reissner-Mindlin-Kinematik verwendet wird, ergibt sich für die Schubverformung eine Kopplung zwischen Querkraft und Moment. Diese kann durch die periodischen Randbedingungen nicht korrekt abgebildet werden, da diese einen linearen Zusammenhang zwischen den makroskopischen Verzerrungen und den Randverschiebung auf dem RVE annehmen. Daraus resultiert eine Abhängigkeit der Schubsteifigkeitskomponenten von der RVE-Größe. Um diese Längenabhängigkeit zu reduzieren, wird eine zusätzliche Bedingung eingeführt, welche zuerst für den Timoshenko Balken vorgestellt [7] und in [9] für die Schale erweitert wurde.

Für die Analyse von aufgelösten Bauteilen wird die Methode angepasst, sodass das RVE die innere Struktur mithilfe von Schalenelementen beschreibt, siehe Abb. 1. Das Problem der

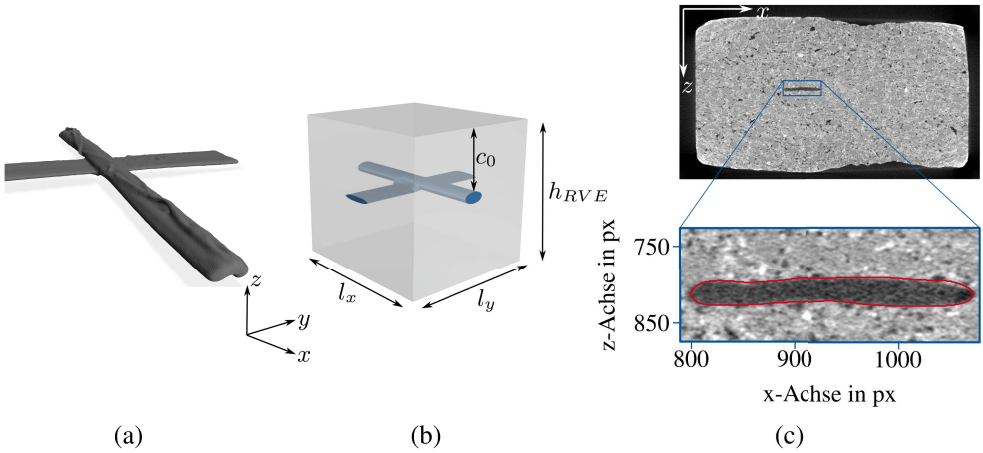


Abbildung 3: (a) Segmentiertes Oberflächenmodell des Textils. (b) Parametrisiertes RVE. (c) Ableitung der charakteristischen Roving-Dimensionen anhand von tomographischen Schnittbildern

Längenabhängigkeit der Schubsteifigkeit von der RVE-Größe bleibt besteht und kann durch eine Anpassung des Schubkorrekturfaktors [4] oder eine angepasste Nebenbedingung [11] berücksichtigt werden.

3 Bildgebende Verfahren-Tomographie

Um die mesoskopische Struktur möglichst genau zu erfassen, werden bildgebende Verfahren eingesetzt. Dazu werden Probekörper aus Carbonbeton mit einem Mikro-Computertomographie (µ-CT) Gerät gescannt und eine 3D-Rekonstruktion erstellt. Mit Hilfe eines *convolutional neural network* (CNN) wird das Carbontextil segmentiert, siehe Abb. 3 (a).

Aus der vorgestellten Homogenisierungsmethode ergeben sich zwei wesentliche Bedingungen für das RVE. Durch die Verwendung periodischer Randbedingungen muss das RVE achsensymmetrisch zu den beiden Achsen in der Ebene und punktsymmetrisch zum Mittelpunkt der Grundfläche in der Ebene sein. Da die SBIGA-Diskretisierung immer ein Skalierungszentrum benötigt, müssen zusätzlich alle Teilgebiete, die das RVE beschreiben, sternförmig sein. Daher wird ein parametrisiertes RVE verwendet, siehe Abb. 3 (b). Es wird durch die Gitteröffnung des Textils in Kett- und Schussrichtung (l_x/l_y), die Überdeckungshöhe (c_0), die Schalendicke (h_{RVE}) sowie die Rovingabmessungen charakterisiert. Die Rovings werden dabei als elliptische Zylinder angenommen, wobei die Querschnittsabmessungen anhand von tomographischen Schnittbildern abgeleitet werden, siehe Abb. 3 (c). Eine detaillierte Beschreibung des Vorgehens findet sich in [10].

Bei der Analyse von aufgelösten Schalenstrukturen können bildgebende Verfahren verwendet werden, um beispielsweise das Ablöseverhalten zwischen der inneren aufgelösten Struktur und der Deckschicht zu untersuchen.

4 Numerisches Schädigungsmodell

Die Rissbildung bzw. das Bruchverhalten der einzelnen Komponenten einer innerlich aufgelösten Schale wird mit Hilfe von numerischen Schädigungsmodellen, die an die Materialien des verwendeten Komposites, angepasst sind, beschrieben. Im Fall von Carbonbeton wird das quasi-spröde Bruchverhalten des Betons unter Zug mit dem Microplane Schädigungsmodell von Jirasek [5] beschrieben. Dabei wird ein Materialpunkt, der als Kugel dargestellt wird, durch Microplanes („Mikroflächen“) unterschiedlicher Orientierungen approximiert, auf die die Verzerrung der Makroebene projeziert wird. Im nächsten Schritt werden die effektiven Verzerrungsvektoren der einzelnen Mikroflächen mit Hilfe einer Schädigungsfunktion ϕ bestimmt und zum effektiven Verzerrungstensor homogenisiert. Dieser beschreibt die Verzerrungen im ungeschädigten Beton zwischen den Rissen und ist mit dem effektiven Spannungstensor durch den elastischen Materialtensor verbunden. Aus dem effektiven Spannungstensor lässt sich der Spannungstensor auf der Makroebene definieren. Diese Schritte werden durch ein konstitutives Gesetz zusammengefasst, das eine degradierte Materialmatrix beinhaltet, siehe Abb. 4 (links).

Das gewählte Schädigungsmodell hängt von zwei Parametern e_p, der die elastische Grenze angibt und e_f, der vergleichbar mit einem Duktilitätsparameter ist, ab. Die Kalibrierung des Schädigungsmodells erfolgt anhand eines Zugversuchs. Im Rahmen des SFB-TRR 280 wurden Zugversuche an mehreren Carbonbeton-Dehnkörpern (Versuchskörper D1 und D2) mit einer freien Länge von 53 cm und Querschnittsabmessungen von 3 x 12 cm durchgeführt, siehe Abb. 4 (rechts). Die Dehnkörper sind dabei an beiden Seiten mit Klemmbacken eingespannt und werden weggesteurt bis zum Versagen belastet. Es wurde ein hochfester Beton, der der Betongüte C100/115 gemäß Eurocode 2 entspricht, verwendet. Außerdem wurde eine Lage Carbontextil der Firma Solidian (GRID Q95-CCE-38-E5) mittig in den Querschnitt eingeleg. Eine detaillierte Beschreibung der Dehnkörperversuche bzw. Materialparameter ist in [6] enthalten. In Abb. 4 (rechts) ist die Spannungsdehnungskurve aus den zwei Dehnkörperversuchen zusammen mit den Ergebnissen aus der Berechnung der Mehrskalenmethode (FE^2) dargestellt. Sie weisen eine gute Übereinstimmung auf.

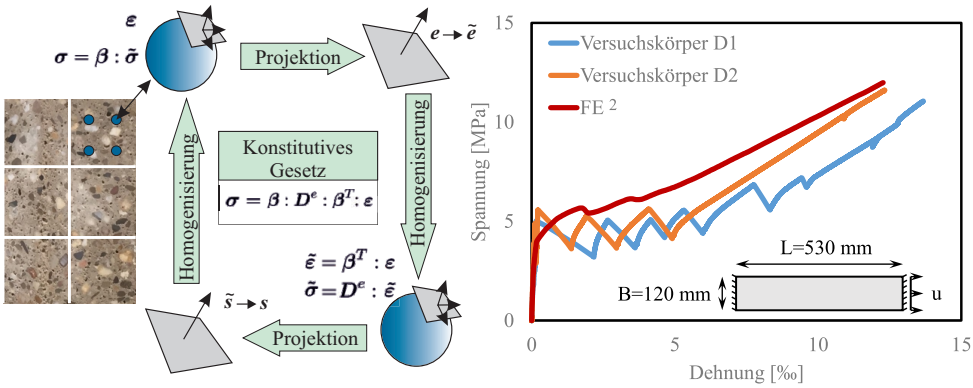


Abbildung 4: Darstellung des Microplane Schädigungsmodels (links) und Berechnung eines Zugversuches (rechts).

5 Verbundverhalten innerlich aufgelöster Schalenstrukturen

Je nach Belastungszustand tritt Schädigung nicht nur in den einzelnen Komponenten der innerlich aufgelösten Schale auf, sondern auch an deren Verbindungsstellen. Um dieses Phänomen modellieren zu können, wird ein isogeometrisches Kohäsivzonenelement entwickelt. Dieses wird mit dem Materialmodell von Chudoba et al. [2] kombiniert, das die Beschreibung des komplexen Schädigungsverhaltens unter kombinierter Zug-, Druck- und Scherbeanspruchung ermöglicht. Die Grenzfläche wird durch ein 3D Element mit minimaler Dicke modelliert das eine relative Verschiebung der zwei gegenüberliegenden Kontaktflächen erlaubt, siehe Abb. 5 (links). Die Kontaktflächen werden mit denselben NURBS Basis Funktionen beschrieben wie auch in der SBIGA Formulierung, siehe Abschnitt 2, während in Dickenrichtung lineare Ansätze benutzt werden.

Das relative Verschiebungsfeld wird in eine normale und tangentiale Komponente zerlegt, um das inelastische Materialverhalten in den unterschiedlichen Richtungen berücksichtigen zu können. Dieses wird durch Schädigung und plastische Verformungen beschrieben, wobei in Normalrichtung nur Schädigung unter Zug erfolgt und in Tangentialrichtung durch die Verfestigungsmodule K und γ eine isotrope und kinematische Verfestigung berücksichtigt wird. Die Steifigkeiten in Normal- und Tangentialrichtung werden als E_N and E_T definiert. Um den elastischen Bereich beschreiben zu können, werden als zusätzliche Materialparameter die elastische Schubspannungsgrenze f_s, die Grenzflächendruckfestigkeit f_c und die Übergangsgrenze f_{c0} eingeführt. Das Fließpotential, das die Schädigungsentwicklung beschreibt, wird mit Hilfe der Akkumulierungsexponenten der Schädigung c_N und c_T, der Exponenten der Schädigungsrate r_N und r_T, sowie die Skalierungsparameter der Schädigungsenergierate S_N und S_T definiert.

In Abb. 5 (links) wird beispielhaft ein Abschnitt einer innerlich aufgelösten Schale vereinfacht dargestellt. Es wird angenommen dass alle Komponenten aus reinem Beton mit einem Elastizitätsmodul von $E = 20000$ MPa und der Poissonzahl $\nu = 0.2$ bestehen. Um zunächst nur das nichtlineare Materialverhalten und Versagen der Grenzfläche zwischen oberer Platte und innerer Schale zu betrachten, wird ein linear elastisches Materialverhalten für die Komponenten angenommen. Für die Grenzfläche werden folgende Materialparameter in Tangentialrichtung gewählt: $E_T = 200000$ [MPa/mm], $f_s = 5$ [MPa], $S_T = 4e - 6$ [N/mm], $r_T = 1$ [-], $c_T = 1$ [-], $K = 0$ [MPa/mm], $\gamma = 0$ [MPa/mm]. In Normalrichtung sind die Materialparameter wie folgt definiert: $E_N = 200000$ [MPa/mm], $f_t = 2.4$ [MPa], $f_c = 40$ [MPa], $f_{c0} = 30$ [MPa] $S_N = 3e - 6$ [N/mm], $r_N = 3$ [-], $c_N = 0$ [-]. Der Parameter für die Beschreibung der Druckempfindlichkeit hat den Wert $m = 0.0017$ [-]. Die daraus resultierende Kraftverschiebungskurve ist in Abb. 5 (rechts) gegeben. Zum Vergleich wurde die Grenzschicht auch mit Hilfe des Microplane Schädigungsmodells aus Abschnitt 4 mit $e_p = 6.3285e - 05$ und $e_f = 0.0261$ modelliert. Beim Microplane Modell tritt Schädigung nur in den Bereichen auf, wo Zug auftritt. Es weist ein sehr sprödes Verhalten auf, das sich durch ein “snap-back“ im Entfestigungsverlauf manifestiert. Im Gegensatz dazu, ist der Verlauf des Kohäsivzonenmodells, durch die zusätzliche Berücksichtigung von Plastizität sowohl im Zug als auch im Druckbereich, weicher. Das präsentierte Kohäsivzonenmodell wird auch zur Beschreibung des Verbundverhaltens zwischen der Bewehrung und dem Beton eingesetzt, siehe [8].

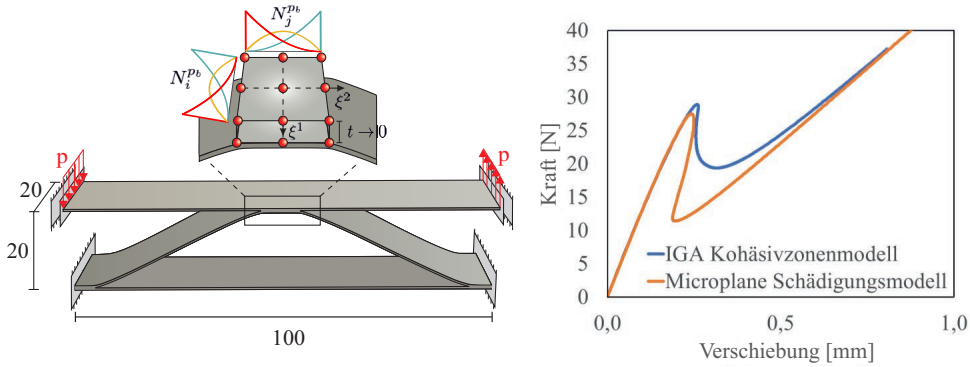


Abbildung 5: Abscnhitt einer innerlich aufgelösten Schale mit dem isogeometrischen Kohäsivzonenelement (links) und im Vergleich die resultiernden Karftverschiebungskurven für das IGA Kohäsivzonenmodell und das Microplane Schädigungsmodell (rechts).

6 Zusammenfassung und Ausblick

In diesem Beitrag wurden unterschiedliche Methoden präsentiert, die als Werkzeuge zur Bestimmung des Trag- und Bruchverhaltens von innerlich aufgelösten Schalen dienen. Diese Methoden wurden im Rahmen des SFB/TRR 280 für Carbonbetonstrukturen entwickelt und getestet. Im nächsten Schritt soll die Mehrskalenmethode aus Abschnitt 2 erweitert werden und zum Vergleich experimentelle Daten von innerlich aufgelösten Schalen herangezogen werden.

7 Danksagung

Die Autoren bedanken sich bei der Deutschen Forschungsgemeinschaft (DFG) für die Förderung im Rahmen des SFB/TRR 280, Projektnummer 417002380.

Literatur

[1] CHASAPI, M. ; MESTER, L. ; SIMEON, B. ; KLINKEL, S. : Isogeometric analysis of 3D solids in boundary representation for problems in nonlinear solid mechanics and structural dynamics. In: *International Journal for Numerical Methods in Engineering* 123 (2021), Nr. 5, 1228–1252. `http://dx.doi.org/10.1002/nme.6893`

[2] CHUDOBA, R. ; VOŘECHOVSKÝ, M. ; AGUILAR, M. ; BAKTHEER, A. : Coupled sliding–decohesion–compression model for a consistent description of monotonic and fatigue behavior of material interfaces. In: *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering* 398 (2022), 115259. `http://dx.doi.org/10.1016/j.cma.2022.115259`

[3] GRUTTMANN, F. ; WAGNER, W. : A coupled two-scale shell model with applications to layered structures. In: *International Journal for Numerical Methods in Engineering* 94 (2013), Nr. 13, 1233–1254. http://dx.doi.org/10.1002/nme.4496

[4] HELLER, D. ; GRUTTMANN, F. : Nonlinear two-scale shell modeling of sandwiches with a comb-like core. In: *Composite Structures* 144 (2016), 147–155. http://dx.doi.org/10.1016/j.compstruct.2016.02.042

[5] JIRÁSEK, M. : Comments on microplane theory. In: *Mechanics of Quasibrittle Materials and Structures*. Paris, France : Hermes Science Publications, 1999, S. 55–77

[6] KIKIS, G. ; MESTER, L. ; SPARTALI, H. ; CHUDOBA, R. ; KLINKEL, S. : Analyse des Trag- und Bruchverhaltens von Carbonbetonstrukturen im Rahmen des SFB/TRR 280. In: *Bauingenieur* 98 (2023), 218–226. http://dx.doi.org/10.37544/0005-6650-2023-07-08-40

[7] KLARMANN, S. ; GRUTTMANN, F. ; KLINKEL, S. : Homogenization assumptions for coupled multiscale analysis of structural elements: Beam kinematics. In: *Computational Mechanics* 65 (2020), Nr. 3, 635–661. http://dx.doi.org/10.1007/s00466-019-01787-z

[8] KLARMANN, S. ; KIKIS, G. ; KLINKEL, S. ; CHUDOBA, R. : Isogeometric cohesive zone modeling of interfaces in reinforced concrete structures. In: *Proceedings in Applied Mathematics and Mechanics* (2023), e202300160. http://dx.doi.org/10.1002/pamm.202300160

[9] MESTER, L. ; KLARMANN, S. ; KLINKEL, S. : Homogenization assumptions for the two-scale analysis of first-order shear deformable shells. In: *Computational Mechanics* (2023), (accepted). http://dx.doi.org/10.1007/s00466-023-02390-z

[10] WAGNER, F. ; MESTER, L. ; KLINKEL, S. ; MAAS, H.-G. : Analysis of Thin Carbon Reinforced Concrete Structures through Microtomography and Machine Learning. In: *Buildings* 13 (2023), Nr. 9, 2399. http://dx.doi.org/10.3390/buildings13092399

[11] ZOLLER, J. : *Entwicklung eines Mehrskalenmodells für Sandwichstrukturen mit dünnwandigen Kernen*. Darmstadt, Diss., 2022. https://tuprints.ulb.tu-darmstadt.de/22563/

Baustatik – Baupraxis 15, © 2024, Technische Universität Hamburg

Erfahrungen aus der Neubewertung beulsensitiver Stahlhohlkastenbrücken

Sven Nagel[1], Max Spannaus[2], Michael Volz[3]

[1]*Ingenieurgesellschaft für Stahlbau und Schweißtechnik mbH,*
[2]*Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, Universität der Bundeswehr München,*
[3]*Fakultät Architektur und Bauingenieurwesen, Technische Hochschule Würzburg-Schweinfurt*

Zusammenfassung: Stahlhohlkastenbrücken werden seit Jahrzehnten gebaut. Die Beulbemessungsvorschriften wurden sukzessive erweitert und Fertigungstoleranzen in den Ausführungsnormen begrenzt. Nach heutigem Kenntnisstand ist davon auszugehen, dass bei Bauwerken, die vor 1980 errichtet wurden, mögliche Beulsicherheitsdefizite vorliegen, die eine Neubewertung erforderlich machen. Anhand eines aktuellen Praxisbeispiels werden die Auswirkungen unterschiedlicher Nachweismethoden und die Einflüsse der gemessenen Imperfektionen diskutiert.

1 Problemstellung

1.1 Bautechnische Herausforderung

Hohlkästen aus Stahl werden seit Jahrzehnten insbesondere im Großbrückenbau eingesetzt. Die Konstruktionen werden in der Regel durch zahlreiche Blechdickenabstufungen, Anpassungen der Querschnittshöhe, Anzahl, Querschnitt und Anordnung der Steifen sowie lokale konstruktive Verstärkungen hinsichtlich eines minimierten Werkstoffeinsatzes optimiert. Nachrechnungserfahrungen zeigen, dass insbesondere bei älteren Bauwerken diese Optimierung perfektioniert wurde. Nahezu konstante Spannungsausnutzungsgrade von annähernd 100 % über die gesamte Bauwerkslänge rufen auch unter Anwendung heutiger Bemessungssoftware Bewunderung für die konstruktive und rechnerische Sorgfalt der damaligen Tragwerksplaner hervor. Die damals gültige Bemessungsgrundlage (DIN 4114:1952 gültig bis 1978) genügt unseren heutigen Anforderungen an die Beulsicherheit nicht mehr in vollem Umfang. Dies betrifft insbesondere die Beulsicherheitsnachweise der Stege sowie der Längssteifen und führt weiterhin zu einer Überschätzung des

Schubbeulwiderstandes. Das für die Längssteifen meist maßgebende knickstabartige Verhalten war zu diesem Zeitpunkt noch nicht Gegenstand der Tragwerksbemessung [1]. Neben den aus heutiger Sicht bestehenden Bemessungsdefiziten lagen den Bauwerken auch keine festgeschriebenen Fertigungstoleranzen für die ausgesteiften Blechfelder zugrunde. Eine Beurteilung, inwieweit bei einer Bauwerksprüfung festgestellte Beulverformungen auf Überbeanspruchungen oder Fertigungstoleranzen zurückzuführen sind, ist in der Regel nur auf der Grundlage umfangreicher rechnerischer und messtechnischer Untersuchungen möglich. Beide Problemkreise (rechnerisch & Fertigungstoleranzen) sind in den Fokus der Behörden gerückt, so dass mit [1] eine systematische und zielgerichtete Neubewertung der potenziell betroffenen Bauwerke eingeleitet wurde.

1.2 Zielsetzung

Dieser Beitrag erhebt nicht den Anspruch einer grundlagenorientierten Erkenntnisvermittlung, sondern soll vielmehr die Wissenschaftler und Wissenschaftlerinnen im Bereich der Baustatik für die Herausforderungen der Nachrechnungspraxis sensibilisieren und zu einem Erfahrungsaustausch mit den nachrechnenden Ingenieuren motivieren. Zu diesem Zweck wird exemplarisch ein aktuelles Projekt in vereinfachter Form und mit unterschiedlichen Modellierungstiefen, bzw. Bemessungsansätzen anonymisiert diskutiert.

2 Praxisbeispiel

Bei dem untersuchten Beispielbauwerk (vgl. Abbildung 1) handelt es sich um ein dreifeldriges, stark gevoutetes Bauwerk. Der konkrete Untersuchungsbereich liegt im markierten Abschnitt des Stützbereiches. Der zu untersuchende Hohlkasten wird für diesen Bericht vereinfachend als Querschnitt mit konstanter mittlerer Höhe ohne Berücksichtigung von Schubspannungen idealisiert.

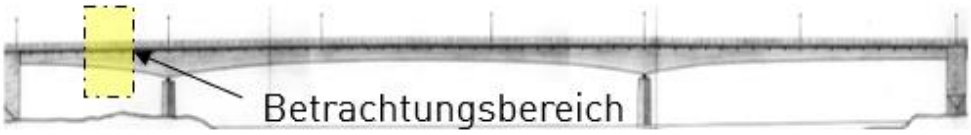


Abbildung 1: Schematische Darstellung des Beispielbauwerks

Voruntersuchungen nach DIN EN 1993-1-5 Abs. 9.2.1 haben ergeben, dass die Quersteifen im Bodenblech nicht als starre Beulfeldbegrenzung wirken. Erweiterte numerische Betrachtungen haben hingegen die beulfeldbegrenzende Wirkung für die Stegbereiche nachgewiesen. Somit sind die in Abbildung 2 dargestellten Querschnittsbereiche hinsichtlich des Stabilitätsverhaltens zu bewerten. In den hier nicht betrachteten Bauwerksabschnitten der größten Stützmomente liegen zusätzliche konstruktive Verstärkungen vor, die den Untersuchungsschwerpunkt vereinfachen bzw. verlagern. Die bemessungsrelevante Normalspannungsverteilung am idealisierten Querschnitt unter der Berücksichtigung der mittragenden Breite sowie der elastischen Schubverzerrungen nach DIN EN 1993-1-5 Abs. 3.2.1 ist in Abbildung 3 dargestellt.

2.1 Nachweisverfahren und normative Anforderungen

Gemäß DIN EN 1993-2/NA hat die Beulbemessung in Deutschland für den Brückenneubau faktisch ausschließlich mit der Methode der reduzierten Spannungen nach DIN EN 1993-1-5 Abs. 10 zu erfolgen. Ein vollständig numerischer Nachweis z. B. nach DIN EN 1993-1-5 Anh. C oder mit wirksamen Breiten erfordert eine Zustimmung im Einzelfall. Auch die Nachrechnungsrichtlinie [2] verweist im Standardfall auf die Methode der reduzierten Spannungen nach DIN FB 103 Abs. III-10. Mit Zustimmung der Straßenbaubehörde kann bei Nachweisüberschreitungen die Nachrechnung an wirksamen Querschnitten nach DIN FB 103, III-4 bis III-9 erfolgen. Dies geht jedoch mit einer Nachweisklasse C und einer vorläufig eingeschränkten Nutzungsdauer von 20 Jahren einher.

2.2 Methode der reduzierten Spannungen

Die Methode der reduzierten Spannungen DIN EN 1993-1-5 Abs. 10 hat bekanntlich die Vorteile der einfacheren Handhabbarkeit [3] sowie der implizit berücksichtigten Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit. Wie auch in diesem Beitrag deutlich wird, liegen die Nachteile des Verfahrens bei biegebeanspruchten Baufeldern mit zusammengesetzten Querschnitten und der rein elastischen Betrachtung. Lastumlagerungen nach Erreichen des überkritischen Verhaltens z. B. des Steges auf die angrenzenden Bauteile können mit diesem Verfahren nicht berücksichtigt werden [4].

Ausgangspunkt der Berechnung ist die unter Berücksichtigung der Schubverzerrungen am Gesamtquerschnitt ermittelte Spannungsverteilung. Ein schrittweises Vorgehen ist erforderlich:

1) Querschnittsklassifizierung der Steifenquerschnitte: Gegebenenfalls sind zusätzliche Abminderungen zu berücksichtigen. Im vorliegenden Beispiel ist dies nicht erforderlich.

2) Ermittlung des Beulabminderungsfaktors ρ_c für die Einzelbeulfelder und das Gesamtbeulfeld. Bei ausgesteiften Beulfeldern empfiehlt es sich, die gegenseitige Stützwirkung der benachbarter Einzelbeulfelder auszunutzen und die Beulwerte unter der kombinierten Beanspruchung z. B. mit der Software EBPlate numerisch zu ermitteln. Konservativ, aber für eine erfolgreiche Nachrechnung hochbeanspruchter Bauteile nicht sinnvoll, kann der Wert aus der Gesamtfeldberechnung zur Ermittlung der elastischen Plattenbeulspannung des Gesamtfeldes verwendet werden. Insbesondere bei gleichzeitiger Wirkung von Querkraftbeanspruchungen, die für das knickstabartige knickstabähnliche Verhalten nicht relevant sind, führt dies zu stark konservativen Lösungen. Der sinnvollere Weg der auch in [8] beschrieben wird, nutzt die Unterdrückung lokaler Beulformen.

3) Spannungsnachweis unter Anwendung des maßgebenden Gesamtabminderungsfaktors.

Im konkreten Berechnungsbeispiel ergeben sich mit der Methode der reduzierten Spannungen die in Tabelle 1 aufgeführten deutlichen Nachweisüberschreitungen.

In diesem Zusammenhang wird auf mögliche Probleme hingewiesen, die in der Nachrechnungspraxis bei unreflektierter Anwendung kommerzieller Bemessungsprogramme für die Beulnachweise aufgetreten sind (ohne Anspruch auf Vollständigkeit).

- Für die Brückennachrechnung weisen einige Programme Anwendungslücken bei der Berücksichtigung unterschiedlicher Stegblechdicken auf. Praxisrelevant ist dieses Thema z. B. in Stützbereichen, wo die unteren, eng ausgesteiften Stegbleche, die den maximalen Druckbeanspruchungen ausgesetzt sind, oftmals eine größere Blechdicke aufweisen können. Im Zugbereich oder in der Nähe der neutralen Faser sind geringere Blechdicken und größere Einzelbeulfelder möglich, die dann aber für die Schubbeulberechnung maßgebend sind. Zur deren rechnerischen Berücksichtigung ist eine Schalenbetrachtung in einem FEM-Programm erforderlich.
- Die Grundeinstellungen insbesondere im Hinblick auf das knickstabartige Verhalten können für die Anwendung auf biegebeanspruchte, ausgesteifte Stegbeulfelder ungeeignet sein und in letzter Konsequenz über die Interaktionsformel gemäß DIN EN 1993-1-5 (4.13) zu grob falschen Ergebnissen führen. Die Anwendung muss im Einzelfall geprüft werden.

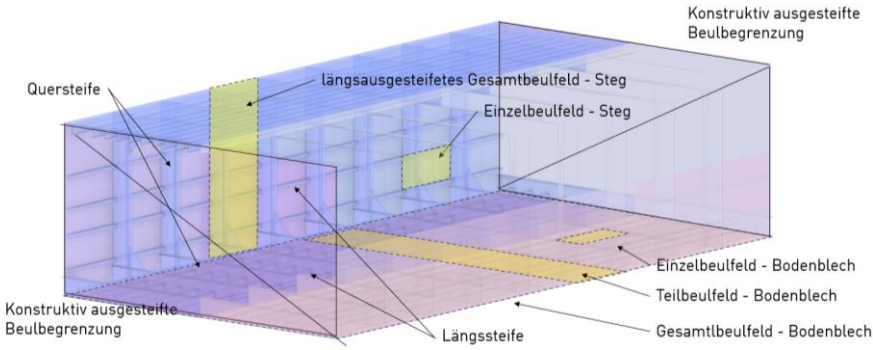


Abbildung 2: Übersicht über Untersuchungsbereiche im Gesamthohlkasten

2.3 Betrachtungen mit wirksamen Breiten

Lastumlagerungen auf Basis wirksamer Breiten / effektiver Querschnitte sollen für eine erfolgreiche Nachweisführung der in Abschnitt 2.2 festgestellten Nachweisüberschreitungen genutzt werden. Die Berechnung erfolgt in folgenden Schritten:

<u>Schritt 1: Bodenblech</u>

1) Bestimmung der Abminderungsfaktoren der Einzelbeulfelder (hier aufgrund der c/t-Verhältnisse nicht relevant)
2) Bestimmung der Abminderungsfaktoren der Teilbeulfelder (zwischen zwei Quersteifen) (hier wird das knickstabartige Verhalten maßgebend)
3) Bestimmung der Abminderungsfaktoren des Gesamtbeulfeldes. In diesem Fall wurden zur Ermittlung der kritischen Plattenbeulspannung im Gesamtbeulfeld unterschiedliche Modellierungstiefen verglichen. Die Einflüsse auf die kritische Beulspannung sind in Abbildung 3 gegenübergestellt. Der wesentliche Einfluss der biegesteifen Querrahmen verglichen mit der reinen Steifigkeit der Quersteifen wird deutlich und führt dazu, dass das knickstabartige Verhalten des Teilbeulfeldes bemessungsrelevant wird. In Tabelle 1 wird diese Auswirkung durch den Fall 5 sowie die Grundkonfiguration (hier mit $\sigma_{cr,p}$ = 505 MPa), ist in der Zusammenfassung als Fall 3 und 4 aufgeführt.

4) In Anlehnung an [4] wird vereinfachend die Bodenblechdicke sowie die Blechdicke der Bodensteifen reduziert.

Schritt 2: Stegblech

5) Bestimmung der Abminderungsfaktoren der Einzelbeulfelder

6) Bestimmung der Abminderungsfaktoren des Gesamtbeulfeldes (plattenartiges Verhalten gemäß DIN EN 1993-1-5 A.2.1.) Die Nachrechnungspraxis zeigt, dass die Randbedingung von maximal zwei Längssteifen im Druckbereich nicht eingehalten und eine sinngemäße Erweiterung des Verfahrens erforderlich wird. (Knickstabartiges Verhalten nach DIN EN 1993-1-5 Abs. 4.5.3)

Schritt 3: Spannungsnachweis am reduzierten Querschnitt

Schritt 4: Interaktionsnachweis Im Fall von zusätzlicher Schubbeanspruchung getrennte Bewertung nach DIN EN 1993-1-5 Abs. 6 und Interaktionsbeziehungen DIN EN 1993-1-5 Abs. 7.

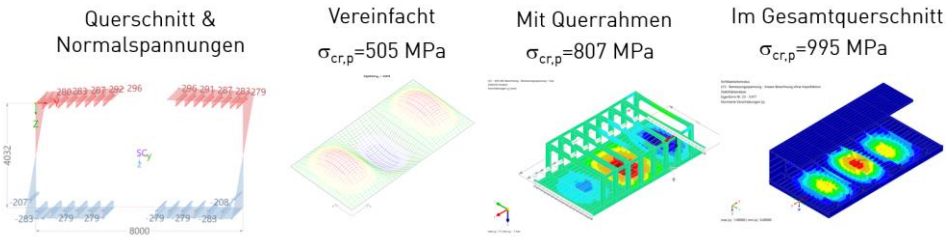


Abbildung 3: links Bemessungsnormalspannungsverteilung am Brutoquerschnitt unter Berücksichtigung elastischer Schubverzerrrungen. rechts: Ergebnisse linearer Beulanalysen für Bodenblech für verschiedene Modellierungstiefen.

2.4 Vereinfache numerische Betrachtungen in Anlehnung an DIN EN 1993-1-5 Anhang C

Allgemeine Erläuterungen zur Vorgehensweise sind in [3] zusammengefasst. Vor dem Hintergrund der Zielsetzung dieses Beitrages sei darauf hingewiesen, dass selbst versierte Anwender bei der vollständigen numerischen Nachweisführung eines Stahlhohlkastens vor grundsätzlichen Herausforderungen stehen. Neben den üblichen numerischen Grundfragen, wie z. B. nach der erforderlichen Elementgröße zur sicheren Abbildung der Beulformen oder den zu verwendenden materiell und geometrisch nichtlinearen Lösern, erschweren meist wesentlich banalere Aspekte eine zielgerichtete Bewertung. Ohne Anspruch auf Vollständigkeit seien die folgenden Punkte genannt.

Lasteinleitung: Die korrekte Übertragung der am gesonderten Balkenmodell ermittelten Schnittgrößen einschließlich der Wirkung der Schubverzerrungen auf ein Teilmodell ist ein ständiger Diskussionspunkt. Eine homogene Spannungsverteilung ohne Störeinflüsse aus den Lasteinleitungsbereichen ist sicherzustellen. Hierzu können von der Auswertung ausgenommene, Lasteinleitungsbereiche hilfreich sein. Darüber hinaus stellt die Übertragung der zugehörigen Schnittgrößen mit den auf die Bauwerksabschnitte wirkenden Lasten einschließlich einer zwängungsfreien Lagerung eine praktische Herausforderung dar.

Rechenzeit: Auch dies ist heute noch ein Problem in der Bemessungspraxis, da die Codes der gängigen Statik Programme nur sehr begrenzt mehrere CPUs nutzen. Der Einsatz „umfangreicherer“ FEM-Programme (wie beispielsweise Ansys oder Abaqus) ist bei der Modellierung bzw. Lastgenerierung für die Bauwerksanwendung meist unhandlich.

Ersatzimperfektionen: Die Anwendung bzw. Überlagerung einer eigenformaffinen Ersatzimperfektion stellt in der Praxis eine große Herausforderung dar. Entscheidend ist, dass sich der Anwender der möglichen Versagensmodi bewusst ist und diese durch geeignete Imperfektionen „anstößt“. Die Erfahrung bei der numerischen Analyse von Hohlkästen zeigt, dass eine große Anzahl an Eigenformen auftritt, die nur einzelne Beulfelder betreffen. Eine Analyse der ersten 20 Eigenformen ist hier meist nicht ausreichend und zielführend, um ein Gesamtfeldbeulen abzubilden.

Die nachfolgenden numerischen Untersuchungen untermauern die Ergebnisse aus Abschnitt 2.3 insbesondere hinsichtlich der Unsicherheiten hinsichtlich der Kopplung der Versagensmechanismen aus dem Teil- und Gesamtbeulfeld des Bodenblechs, untermauert. Entscheidend für die erfolgreiche numerische Bewertung sind die Ersatzimperfektionen der versagensrelevanten Bauteile.

Einzelbeulfelder Steg: Für das folgende Beispiel wird ein Kunstgriff angewendet. Dabei werden die überdrückten Einzelbeulfelder der Stege so weit herausgeschnitten, dass nur noch die Längssteifen einschließlich der mitwirkenden Breite nach DIN EN 1993-1-5 Abs. 9.1 vorhanden sind. Eine Übertragung dieses Ansatzes auf Beulfelder mit signifikanten Schubspannungen ist nicht möglich.

Gesamtbeulfeld Steg: Die Ersatzimperfektion ist in Abhängigkeit von der Steifigkeit des Quersystem anzusetzen. In diesem Fall ist die Steifigkeit der Querrahmen als Beulfeldbegrenzung ausreichend, so dass eine alternierende Ersatzlast angesetzt und die resultierende Verformungsfigur als geometrische Ersatzimperfektion skaliert wird.

Einzelbeulfelder Untergurt: Im vorliegenden Fall liegen QK3-Querschnitte vor, so dass keine Beuluntersuchung erforderlich ist. Ansonsten kann analog zu den Einzelbeulfeldern des Stegs vorgegangen werden.

Gesamtbeulfeld Untergurt: Hier wurde auf eigenwertaffine Ersatzimperfektionen zurückgegriffen. Durch das Ausschneiden der Einzelbeulfelder des Steges wurde die Anzahl der Eigenformen bis zum Erreichen der ersten globalen Form deutlich reduziert. Alternativ ist ein Vorgehen analog zu den Imperfektionen Gesamtbeulfeld Steg zielführend.

Die Skalierung der Einzelbeulformen erfolgt entsprechend ihrem Anwendungsfall nach DIN EN 1993-1-5 Tab. C.2. Anschließend ist die Kombinatorik der einzelnen Imperfektionsfälle und deren Vorzeichen mit dem Ziel der Ermittlung der kleinsten rechnerischen Traglast durchzuführen. Dabei ist zu beachten, dass bei ungünstigen Überlagerungen lasterhöhende Effekte auftreten können. In Abbildung 4 sind die plastischen Dehnungen im letzten konvergenten Lastschritt für die maßgebende Ersatzimperfektion einschließlich der Last-Verformungs-Kurve (Auslenkung senkrecht zum Bodenblech in Feldmitte) dargestellt. Die Ausbildung des knickstabartigen Versagens im Bodenblech ist deutlich zu erkennen. In der Lastfaktor-Verformungs-Kurve ist der, der Bemessungsspannung zuzuordnende Lastschritt sowie eine um den Teilsicherheitsbeiwert γ_{M1}=1,1 erhöhte Einwirkung gekennzeichnet. Die Traglast des Hohlkastens und der in Abschnitt 2.3 ermittelte Versagensmechanismus werden damit bestätigt. Der Ausnutzungsgrad liegt unter 80%.

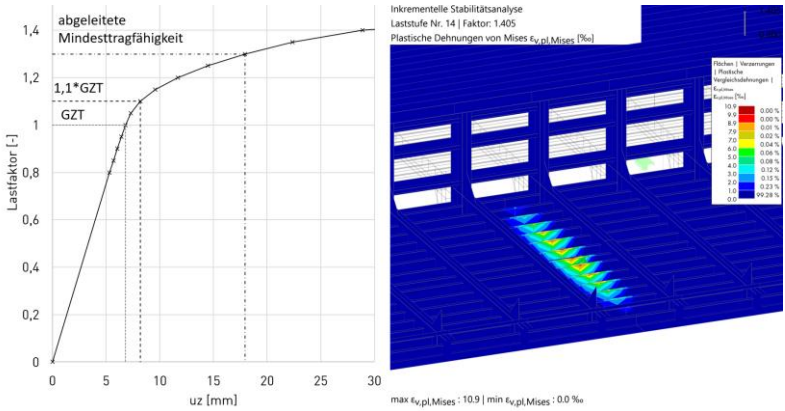


Abbildung 4: links: Last-Verformungskurve für ein Ausweichen senkrecht zur Bodenebene im Bereich des Fließgelenks. rechts: plastische Vergleichsdehnung im letzten konvergenten Schritt.

2.5 Bauwerksimperfektionen

Die messtechnische Bestimmung der tatsächlichen Bauwerksverformungen ist mit zahlreichen Herausforderungen verbunden. Insbesondere die Zugänglichkeiten oder unvermeidbare Bauwerksschwingungen können die Messgenauigkeit so weit reduzieren, dass sie über die Herstelltoleranzen hinausgehen und damit für eine Bewertung unbrauchbar sind. Im konkreten Fall wurden an das Bauwerk angepasste Setzlatten, redundante Laserscans sowie die Fotogrammmetrie eingesetzt (vgl. Abbildung 5). Durch die Auswertung mit effektiven Querschnitten können Überschreitungen der aktuellen Herstelltoleranzen nach DIN EN 1090-2:2018 durch eine Vergrößerung der Ausfallflächen pragmatische bewertet werden. Ebenso kann der Einfluss von Steifenverformungen durch die in [5] beschriebene Vorgehensweise in eine zusätzlich reduzierte Wanddicke überführt werden. Für die Beulfeldvermessung sind keine festen Anforderungen definiert. Die Erfahrung hat jedoch gezeigt, dass unterschiedliche Messmethoden zu stark abweichenden Ergebnissen führen können. Auf Grund der Größe von Brückenbauwerken, laufender Verkehrseinwirkungen, Geometrieveränderungen auf Grund von Temperaturschwankungen und natürlich unterschiedlicher Genauigkeiten in Abhängigkeit der gewählten Messmethode stellt die Dokumentation vorhandener Imperfektionen eine große Herausforderung und einen großen Aufwand dar. Aus diesem Grund ist es empfehlenswert, in einem ersten Schritt die Bauwerke hinsichtlich der realen Beulgefahr zu berechnen und erst im Anschluss den Umfang und die erforderliche Genauigkeit einer Vermessung zu definieren.

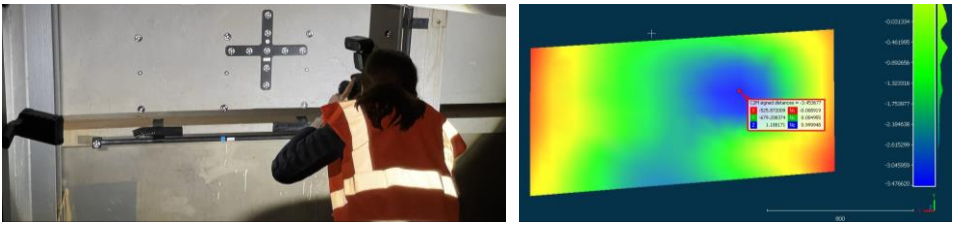


Abbildung 5: (links) Vermessung der Stegbleche und Stegsteifen durch Fotogrammmetrie. (rechts) beispielhafte Auswertung der Einzelbeulfelder.

3 Zusammenfassung

Scheinbare rechnerische Defizite lassen sich bei bestehenden Bauwerken leicht aufzeigen. Dagegen ist der erfolgreiche Tragfähigkeitsnachweis für die häufig konstruktiv aufwendig gestalteten Bestandsbauwerke auf Basis der aktuellen Regelwerke eine wesentlich schwierigere Aufgabe, bei der Ingenieure die gewohnten Wege von Nachweisen für Neubauten verlassen und für den Anwendungsfall sinnvolle Methoden anwenden und diese gegebenenfalls erweitern müssen. Die Gegenüberstellung der Teilergebnisse in Tabelle 1 verdeutlicht beispielhaft die erheblichen rechnerischen Unterschiede zwischen unterschiedlichen den Verfahren. Die Nachweise auf Basis der Methode der reduzierten Spannungen (MRS) zeigen sowohl unter dem Ansatz (1) elastischer (el. SV) als auch unter (2) plastischer (pl.) Schubverzerrungen erhebliche Nachweisüberschreitungen. Unter Ausnutzung der Lastumlagerungen auf die angrenzenden Bauteile kann die Tragfähigkeit auf Basis der effektiven Querschnitte (eff. QS) nachgewiesen werden. Formal führt dies, wie auch der Ansatz plastischer Schubverzerrungen, nach [2] zu einer vorläufig eingeschränkten Nutzungsdauer und sollte daher nicht den ersten Berechnungsschritt darstellen. Die Differenzierung zwischen (3), (4) und (5) verdeutlicht den Einfluss der Querrahmensteifigkeit und wurde insbesondere zum Vergleich mit der vollständig numerischen Lösung für ein vertieftes Verständnis des Zusammenwirkens unterschiedlich ausgedehnter Einzel-, Teil- und Gesamtbeulfelder durchgeführt. Die vollständig numerische Analyse wird in erster Linie als Validierung für undurchsichtigere Situationen betrachtet.

Nachweis	1) MRS el. SV.	2) MRS pl. SV	3) eff. QS el. SV	4) eff. QS pl. SV	5) eff. QS pl. SV & $\sigma_{cr.p}$ erw	6) Numerisch
Ausnutzung	170 %	130 %	105 %	91 %	85 %	< 80%

Tabelle 1: Gegenüberstellung der Ausnutzungsgrade nach Nachweismethodik

Literatur

[1] G. MARZAHN, BUNDESMINISTERIUM FÜR DIGITALES UND VERKEHR: Obmannschreiben 2022-02 - Beulverhalten älterer Stahl- und Stahlverbundbrücken. Bonn. 14.01.2022.

[2] BUNDESMINISTERIUM FÜR VERKEHR, BAU UND STADTENTWICKLUNG : Richtlinien zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie). 2010.

[3] B. Braun, U. Kuhlmann: Stahlbau Kalender 2009: Beitrag 3 Bemessung und Konstruktion von aus Blechen zusammengesetzten Bauteilen nach DIN EN 1993-1-5. Ernst & Sohn Verlag. Berlin. 2019.

[4] J. NAUMES, K. GEIßLER, M. BARTZSCH: Vereinfachtes Verfahren für den Beulnachweis bei Ausnutzung plastischer Querschnittsreserven durch Einführung einer “wirksamen Blechdicke“: Erläuterungen und Beispiele. Stahlbau, Vol. 84, Ausgabe 8, S.534-542.

[5] G. MARZAHN, BUNDESMINISTERIUM FÜR DIGITALES UND VERKEHR: Obmannschreiben 2023-01 – Beulverhalten älterer Stahl- und Stahlverbundbrücken – Vereinfachungen und Reduzierung des Nachweisumfanges. Bonn. 03.03.2023.

Baustatik – Baupraxis 15, © 2024, Technische Universität Hamburg

Hierarchische Formulierungen für statische und dynamische Analysen von Flächentragwerken

Bastian Oesterle[1], Rebecca Thierer[2], Lisa-Marie Krauß[2], Manfred Bischoff[2]

[1]*Institut für Baustatik, Technische Universität Hamburg*
[2]*Institut für Baustatik und Baudynamik, Universität Stuttgart*

Zusammenfassung: Hierarchische Balken-, Platten- und Schalenformulierungen basieren auf einer geschickten Reparametrisierung der kinematischen Gleichungen, die sich für neuartige, glatte Diskretisierungsverfahren als vorteilhaft erweist. Im vorliegenden Beitrag werden die intrinsischen Eigenschaften des hierarchischen Konzepts anhand statischer und dynamischer Analysen von Flächentragwerken aufgezeigt und diskutiert.

1 Einleitung

Strukturmechanische Modelle, wie beispielsweise Balken-, Platten- und Schalenmodelle, sind für das Verständnis des Tragverhaltens unerlässlich. Speziell für Flächentragwerke kann in allgemeinen Fällen aber nicht auf analytische Lösungen zurückgegriffen werden, was genaue und effiziente numerische Lösungsverfahren erfordert. Die Finite-Elemente-Methode (FEM) ist das wohl bekannteste und am häufigsten verwendete Lösungsverfahren. In den letzten Jahrzehnten haben sich einige glatte Diskretisierungsverfahren in vielen Forschungszweigen der computerorientierten Strukturmechanik etabliert und halten zum Teil auch Einzug in kommerzielle FE-Software. Als Beipiel seien isogeometrische Diskretisierungsverfahren genannt. Mit der isogeometrischen Analyse (IGA) wird in [5] ein Konzept vorgeschlagen, das an der Schnittstelle von computergestütztem Entwurf (CAD) und computergestützter Berechnung, z. B. durch die FEM, angreift. Die grundlegende Idee ist die Verwendung einer CAD-Basis, üblicherweise nicht-uniforme rationale B-Splines (NURBS), für die Parametrisierung des Geometrie- *und* des Berechnungsmodells. NURBS erlauben eine relativ einfache Konstruktion von glatten, mindestens C^1-kontinuierlichen Ansatzräumen. Mitunter führte diese Eigenschaft zu einer regelrechten Renaissance schubstarrer strukturmachanischer Modelle, da deren Anforderungen an die Ansatzräume mit isogeometrischen finiten Elementen deutlich einfacher zu bewerkstelligen sind als mit gewöhnlichen finiten Elementen. Die erste Diskretisierung des klassischen Kirchhoff-Love-Schalenmodells unter Verwendung von NURBS wird in [6] vorgestellt.

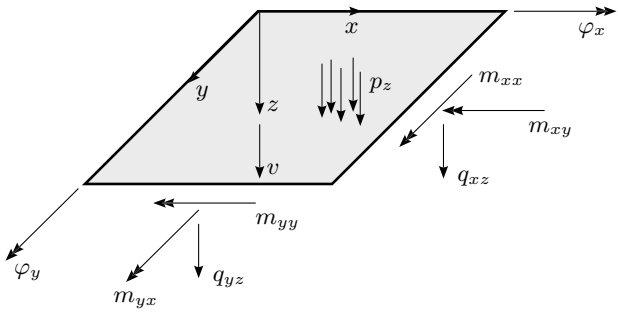


Abbildung 1: Definition der Verschiebungs- und Schnittgrößen einer Platte.

Isogeometrische schubweiche Reissner-Mindlin-Schalenelemente werden unter anderem in [2] und [3] vorgeschlagen. Die in [4, 9, 8, 11] vorgestellten hierarchischen schubweichen Reissner-Mindlin-Schalenformulierungen sind durch eine geschickte Reparametrisierung der kinematischen Variablen in der Lage, Querschublocking *intrinsisch*, d. h. unabhängig vom Diskretisierungsverfahren, zu vermeiden. Zudem stehen bei hierarchischen Formulierungen Schubvariablen, wie beispielsweise Schubrotationen, direkt zur Verfügung, was auch für dynamische Problemstellungen vorteilhaft sein kann. Für transiente Analysen kann im Kontext expliziter Zeitintegrationsverfahren eine effizienzsteigernde intrinsisch selektive Massenskalierung (ISMS) entwickelt werden, siehe [10] für Balken und [7] für Platten. Im Sinne der Übersichtlichkeit wird der vorliegende Beitrag die intrinsischen Eigenschaften hierarchischer Formulierungen für statische und explizite dynamische Probleme exemplarisch anhand schubweicher Plattenformulierungen beleuchten.

2 Schubweiche Plattenformulierungen

In diesem Kapitel werden zunächst die Grundlagen des schubweichen Plattenmodells nach Mindlin eingeführt, bevor schubweiche Plattenformulierungen mit unterschiedlicher Parametrisierung der kinematischen Gleichungen vorgestellt werden. In Abb. 1 wird die Vorzeichenkonvention der Verschiebungs- und Schnittgrößen einer Platte definiert. Dabei stellen v, φ_x und φ_y die drei Verschiebungsgrößen der Platte dar. Für isotrope Platten lässt sich die Anzahl an unabhängigen Kraftgrößen durch die Bedingung $m_{xy} = m_{yx}$ auf fünf reduzieren. Dabei stellen q_{xy} und q_{xz} Querkräfte, m_{xx} und m_{yy} Biegemomente und m_{xy} das Drillmoment dar. Diese statischen Größen stehen mit den äußeren Lasten p_z im Gleichgewicht.

Über die Werkstoffgleichungen lassen sich die statischen Größen aus Abb. 1 mit den kinematischen Größen aus Tab. 1 in Verbindung setzen. Unter Annahme eines linear elastischen

Formulierung (Parameter)	Rotationen	Schubwinkel	Krümmungen und Verwindung
M-st $(v, \varphi_x, \varphi_y)$	$\varphi_x = \varphi_x$ $\varphi_y = \varphi_y$	$\gamma_{xz} = v_{,x} + \varphi_y$ $\gamma_{yz} = v_{,y} - \varphi_x$	$\kappa_{xx} = \varphi_{y,x}$ $\kappa_{yy} = -\varphi_{x,y}$ $\kappa_{xy} = \frac{1}{2}\left(\varphi_{y,y} - \varphi_{x,x}\right)$
M-hr $(v, \gamma_{xz}, \gamma_{yz})$	$\varphi_x = v_{,y} - \gamma_{yz}$ $\varphi_y = -v_{,x} + \gamma_{xz}$	$\gamma_{xz} = \gamma_{xz}$ $\gamma_{yz} = \gamma_{yz}$	$\kappa_{xz} = -v_{,xx} + \gamma_{xz,x}$ $\kappa_{yz} = -v_{,yy} + \gamma_{yz,y}$ $\kappa_{xy} = -v_{,xy}$ $+\frac{1}{2}\left(\gamma_{xz,y} + \gamma_{yz,x}\right)$
M-hd $(v, v_{\mathrm{s}_x}, v_{\mathrm{s}_y})$	$\varphi_x = v_{,y} - v_{\mathrm{s}_y,y}$ $\varphi_y = -v_{,x} + v_{\mathrm{s}_x,x}$	$\gamma_{xz} = v_{\mathrm{s}_x,x}$ $\gamma_{yz} = v_{\mathrm{s}_y,y}$	$\kappa_{xz} = -v_{,xx} + v_{\mathrm{s}_x,xx}$ $\kappa_{yz} = -v_{,yy} + v_{\mathrm{s}_y,yy}$ $\kappa_{xy} = -v_{,xy}$ $+\frac{1}{2}\left(v_{\mathrm{s}_x,xy} + v_{\mathrm{s}_y,xy}\right)$

Tabelle 1: Kinematik der gewöhnlichen Mindlin-Plattenformulierung M-st und der hierarchischen Mindlin-Plattenformulierungen M-hr und M-hd.

Materialverhaltens gilt

$$\begin{aligned} m_{xx} &= K\left(\kappa_{xx} + \nu\kappa_{yy}\right), \\ m_{yy} &= K\left(\kappa_{yy} + \nu\kappa_{xx}\right), \\ m_{xy} &= K\left(1-\nu\right)\kappa_{xy}, \\ q_{xy} &= Gd\gamma_{xy}, \\ q_{xz} &= Gd\gamma_{xz}, \end{aligned} \tag{1}$$

wobei $K = \frac{Ed^3}{12(1-\nu^2)}$ die Plattenbiegesteifigkeit, d die Plattendicke, E den Elastizitätsmodul, ν die Querdehnzahl und $G = \frac{E}{(2+2\nu)}$ den Schubmodul beschreiben.

Je nach Plattenformulierung wird die Kinematik mit unterschiedlichen primären Verschiebungsgrößen parametrisiert. Eine kompakte Zusammenstellung der Kinematik der hier beschriebenen Plattenformulierungen ist in Tab. 1 zusammengefasst. Im hier vorliegenden Beitrag muss auf eine detaillierte Herleitung verzichtet werden, welche allerdings in [9, 8] zu finden ist. Alle Platten*formulierungen* aus Tab. 1 bilden das gleiche Platten*modell* nach Mindlin ab. Lediglich die kinematischen Gleichungen werden durch unterschiedliche primäre Größen parametrisiert. Werden diese Plattenformulierungen im Rahmen der FEM oder der IGA verwendet, weisen die daraus entstehenden finiten Plattenelemente jedoch unterschiedliche Eigenschaften auf.

Bei der gewöhnlichen M-st-Formulierung (st = standard) werden die Gesamtverschiebung v der Plattenmittelfläche sowie die beiden Gesamtquerschnittsrotationen φ_x und φ_y als primäre Verschiebungsparameter verwendet. Im Rahmen eines numerischen Lösungsverfahrens wie der FEM tritt bei Verwendung gleicher Ansatzräume für diese drei Primärvariablen Querschublocking für Biegung um beide Achsen auf. Wie auch bei Balken- und Schalenformulierungen können die im dünnen Grenzfall $d \to 0$ vorherrschenden Zwangsbedingungen

$\gamma_{xz} = 0$ und $\gamma_{yz} = 0$ nicht ohne zusätzliche Anwendung von Methoden aus der Finite-Elemente-Technologie erfüllt werden.

Durch hierarchische Reparametrisierung der Kinematik lassen sich die genannten Zwangsbedingungen einfach erfüllen, da die beiden Schubverzerrungen jeweils von nur einem Parameter abhängig sind. Ergeben sich diese Parameter zu null, sind die Zwangsbedingungen $\gamma_{xz} = 0$ und $\gamma_{yz} = 0$ erfüllt. Da diese Aussage ohne Einschränkung auf ein spezielles Diskretisierungsverfahren getroffen werden kann, sind die beiden Formulierungen M-hr und M-hd *intrinsisch* frei von Querschublocking. Diese beiden Formulierungen sind zudem hierarchisch, da sie das schubstarre Kirchhoff-Plattenmodell als Basismodell im Falle verschwindender Querschubverzerrungen beinhalten, was aus den in Tab. 1 gegebenen Gleichungen zur Berechnung der Krümmungen ersichtlich wird. Hierdurch ergeben sich für die beiden hierarchischen Formulierungen M-hr und M-hd aber auch höhere Anforderungen an die Ansatzräume. Da zweite Ableitungen der Primärvariablen v bzw. v_{s_x} und v_{s_y} auftreten, müssen diese Größen mit mindestens C^1-kontinuierlichen Ansatzräumen diskretisiert werden, was eine gewöhnliche Finite-Elemente-Diskretisierung ausschließt. Sofern die geforderte C^1-Kontinuität erfüllt ist, ist die Wahl des Diskretisierungsverfahrens jedoch beliebig.

Die hier relevanten Eigenschaften hierarchischer Formulierungen lassen sich wie folgt zusammenfassen:

1. Hierarchische Formulierungen sind *intrinsisch* frei von Querschublocking, d. h. Querschublocking kann bereits auf Formulierungsebene, vor dem Schritt der Diskretisierung, vermieden werden.
2. Hierarchische Formulierungen stellen durch ihre reparametrisierte Kinematik direkt Querschub-Variablen, wie z. B. γ_{xz} und γ_{yz} oder v_{s_x} und v_{s_y}, bereit.

3 Numerische Experimente

3.1 Übersicht

In den zwei nachfolgenden numerischen Beispielen werden die intrinsischen Eigenschaften hierarchischer Formulierungen für je eine statische und eine dynamische Problemstellung aufgezeigt. Anhand des statischen Falls wird gezeigt, dass Querschublocking vermieden wird. Im Kontext dynamischer Probleme wird demonstriert, dass die zweite Eigenschaft die Entwicklung einer ISMS ermöglicht, die sich in expliziten dynamischen Analysen als effizienzsteigernd erweist. In beiden Fällen wird eine quadratische Plattenstruktur der Kantenlänge $L = 10\,\mathrm{m}$ mit isogeometrischen Plattenelementen des Polynomgrads $p = 2$ diskretisiert. Jedoch unterscheiden sich die Materialparameter sowie die gewählte Netzfeinheit. Nachfolgend werden insgesamt fünf unterschiedliche Plattenelemente verwendet:

- **M-st**: Mindlin-Plattenformulierung mit Standard-Kinematik, d. h. mit der Gesamtverschiebung v und den Gesamtrotationen φ_x und φ_y als Primärvariablen,
- **M-hr**: Mindlin-Plattenformulierung mit hierarchischen Rotationen, d. h. mit der Gesamtverschiebung v und den Schubrotationen γ_{xz} und γ_{yz} als Primärvariablen, siehe [4],

- **M-hd**: Mindlin-Plattenformulierung mit hierarchischen Verschiebungen, d. h. mit der Gesamtverschiebung v und den Schubverschiebungen v_{s_x} und v_{s_x} als Primärvariablen, siehe [9],
- **M-st-low**: Kinematik analog zu M-st, wobei die Ansätze für φ_x und φ_y eine Ordnung niedriger ($p = 1$) gewählt werden als für v, siehe [1],
- **M-hr-low**: Kinematik analog zu M-hr, wobei die Ansätze für γ_{xz} und γ_{yz} eine Ordnung niedriger ($p = 1$) gewählt werden als für v.

3.2 Statisch lineare Analyse einer quadratischen Platte

Zunächst wird eine allseitig gelenkig gelagerte, quadratische Platte unter Gleichlast $p_z = 1d^3$ untersucht. Der E-Modul und die Querdehnzahl werden zu $E = 1000$ und $\nu = 0{,}3$ angenommen. Die Platte wird mit lediglich 10×10 biquadratischen, C^1-kontinuierlichen B-Spline-Elementen diskretisiert und im Rahmen einer statisch linearen Berechnung untersucht. Um die aufgeführten Plattenelemente auf Querschublocking und dessen intrinsische Vermeidung zu untersuchen, werden zwei unterschiedliche Schlankheiten, $\frac{L}{d} = 100$ und $\frac{L}{d} = 1000$, gewählt. In Abb. 2 ist die Querkraft q_{xz} entlang eines Pfades durch die Plattenmitte bei $y = 5\,\mathrm{m}$ dargestellt. Das Auftreten von Querschublocking ist für das M-st-Element deutlich zu erkennen. Die zu M-st zugehörige Querkraft weist für die Schlankheit $\frac{L}{d} = 100$ ausgeprägte Oszillationen auf, die sich im sehr dünnen Fall für $\frac{L}{d} = 1000$ nochmals deutlich verstärken, was die Abhängigkeit der Approximationsgüte von einem sogenannten kritischen Parameter, hier der Schlankheit, zeigt. Die Lösung für q_{xz} weist bei M-hr nur leichte Oszillationen im Randbereich auf, wobei sich deren Intensität mit zunehmender Schlankheit nicht erhöht. Diese Eigenschaft unterstreicht, dass die M-hr-Formulierung durch einfache Reparametrisierung der Kinematik frei von Querschublocking ist. Durch die vollständig ausgewogenen kinematischen Gleichungen von M-hd, sind hier die Lösungen für die Querkraft q_{xz} oszillationsfrei und unabhängig von der Schlankheit.

3.3 Explizite dynamische Analyse einer quadratischen Platte

Im zweiten numerischen Beispiel wird die Genauigkeit unterschiedlicher Plattenformulierungen in expliziten transienten Analysen untersucht. Wie aus dem statischen Problem des Abschnitts 3.2 ersichtlich ist, leidet die gewöhnliche M-st-Formulierung unter Querschublocking, weshalb ein direkter Ergebnisvergleich mit den intrinsisch lockingfreien hierarchischen Formulierungen M-hr und M-hd zunächst nur eingeschränkt möglich ist. Um die Unterschiede aus Querschublocking aus den nachfolgenden Betrachtungen ausschließen zu können, wird durch ein einheitliches Konzept ein nahezu identisches Strukturverhalten von M-st und M-hr generiert. Dies wird durch die Wahl reduzierter Ansatzräume für die entsprechenden Rotationsvariablen φ_x und φ_y bzw. γ_{xz} und γ_{yz} für die Plattenelemente M-st-low bzw. M-hr-low erreicht. Dieser Aspekt kann im Rahmen dieses Beitrags nicht im Detail beleuchtet werden, wird jedoch in [10] für Balken und in [7] für Platten diskutiert.

Da die Elemente M-st-low bzw. M-hr-low ein nahezu gleiches Verhalten aufweisen und Querschublocking bei beiden Elementen beseitigt bzw. vermieden wird, lässt sich der Einfluss der

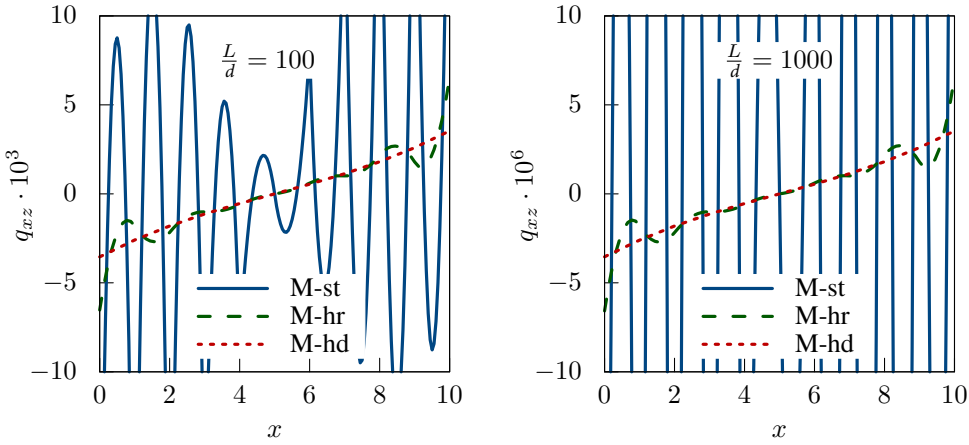


Abbildung 2: Quadratische Platte, statisch lineare Analyse, Querkraft q_{xz} bei $y = 5\,\mathrm{m}$, links: $\frac{L}{d} = 100$, rechts: $\frac{L}{d} = 1000$.

unterschiedlichen Parametrisierung der kinematischen Gleichungen auf explizite Zeitintegrationsverfahren und darin häufig verwendete (selektive) Massenskalierungsmethoden untersuchen. Die Grundidee von Massenskalierungsmethoden ist die Vergrößerung der kritischen Zeitschrittweite $\Delta t_{\mathrm{crit}} = \frac{2}{\omega_{\max}}$, die von der höchsten Eigenfrequenz des diskreten Systems abhängt und die Effizienz expliziter Zeitintegrationsverfahren maßgeblich beeinflusst. Eine Vergrößerung von Δt_{crit} wird in der Regel durch eine künstliche Skalierung der Masse erreicht. Diese Erhöhung der Masse ist zunächst natürlich unphysikalisch. In diesem Beitrag wird jedoch gezeigt, dass die ISMS für eine typische Problemstellung effektiv, genau und deutlich effizienzsteigernd ist.

Bei der Problemstellung handelt es sich erneut um eine allseitig gelenkig gelagerte, quadratische Platte. Allerdings betrachten wir in diesem Beispiel für $d = 0{,}05\,\mathrm{m}$ ein Schlankheitsverhältnis von $\frac{L}{d} = 200$, was für zukünftig anvisierte Schalenprobleme einen realistischen Wert darstellt, für eine typische Hochbauplatte jedoch von akademischer Natur ist. Die Materialparameter werden definiert zu Elastizitätsmodul $E = 2{,}1 \cdot 10^{11}\,\mathrm{N/m^2}$, Querdehnzahl $\nu = 0{,}3$, Schubkorrekturfaktor $\kappa = 5/6$ und Dichte $\rho = 7800\,\mathrm{kg/m^3}$. Die Platte wird mit einer Flächenlast von $p_z = 10d^3\,\mathrm{MN/m^2}$ im Zeitraum $0 \leq t \leq 0{,}005\,\mathrm{s}$ belastet und ist mit 19×19 quadratischen, C^1-kontinuierlichen isogeometrischen Plattenelementen diskretisiert.

Die höchste Eigenkreisfrequenz $\omega_{\max}$ hängt für schubweiche Plattenformulierungen von der höchsten Querschubfrequenz ab. Eine selektive Massenskalierung hat eine Effizienzsteigerung zum Ziel, was durch Skalierung dieser Querschubfrequenzen bewirkt wird. Dabei sollen die Biegefrequenzen möglichst wenig beeinflusst werden, da diese für das Strukturverhalten von großer Bedeutung sind. Da bei schubweichen Plattenformulierungen die rotatorische Masse von der translatorischen Masse getrennt berechnet werden kann, werden für beide Plattenelemente M-st und M-hr lediglich die rotatorischen Anteile der konzentrierten Massenmatrix mit einem Massenskalierungsfaktor α multipliziert. Für diese sehr schlanke Struktur lassen sich bis zu 95,5 % der Anzahl an Zeitschritten und somit der Rechenkosten

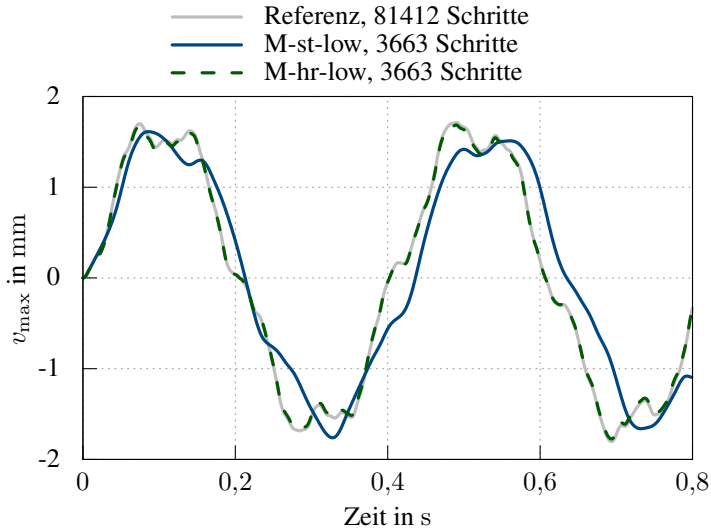


Abbildung 3: Quadratische Platte, explizite dynamische Analyse, Zeitverlauf der Mittelpunktverschiebung $v_{\max}$ für M-st-low und M-hr-low.

einsparen.

Abb. 3 zeigt die transiente Lösung der Mittelpunktverschiebung für die Elemente M-st-low und M-hr-low. Die Referenzkurve ist für M-st-low und M-hr-low identisch, jedoch unterscheiden sich die Ergebnisse im Fall skalierter Massen deutlich. Während die Ergebnisse für M-hr-low für nur 4,5 % der benötigten Zeitschritte nahezu gleich der Referenzkurve sind, sind große Abweichungen für M-st-low zu erkennen. Die Überlegenheit von M-hr-low ist dadurch zu begründen, dass hier lediglich die schubrotatorische Masse erhöht wird, was ein intrinsisch selektives Skalieren der Querschubfrequenzen ermöglicht, während bei M-st-low durch Massenskalierung auch die wichtigen Biegefrequenzen in Mitleidenschaft gezogen werden.

4 Zusammenfassung und Ausblick

Im vorliegenden Beitrag wurden die intrinsischen Eigenschaften hierarchischer Formulierungen für statische und explizite dynamische Analysen von Flächentragwerken diskutiert. Die geschickte hierarchische Reparametrisierung der Kinematik führt zu Elementen, die intrinsisch frei von Querschublocking sind. Die direkte Parametrisierung durch Querschubvariablen zeigt ihre Vorzüge im Rahmen der ISMS für explizite dynamische Analysen. Die ISMS ermöglicht eine gezielte Modifikation der Querschubfrequenzen, ohne dabei die Biegefrequenzen zu beeinflussen. Somit kann auf einfache und effektive Art und Weise die Effizienz expliziter Analysen verbessert werden. Die hier dargestellten Ergebnisse sind auf Plattenformulierungen beschränkt. Die Erweiterung der ISMS auf nichtlineare isogeometrische Schalenelemente ist Gegenstand aktueller Forschung.

Danksagung

Die Autoren bedanken sich für die finanzielle Unterstützung durch die Deutsche Forschungsgemeinschaft (DFG) im Rahmen des Projekts OE 728/1-1 – 428725889.

Literatur

[1] BEIRÃO DA VEIGA, L. ; BUFFA, A. ; LOVADINA, C. ; MARTINELLI, M. ; SANGALLI, G. : An isogeometric method for the Reissner–Mindlin plate bending problem. In: *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering* 209–212 (2012), 45–53. https://doi.org/10.1016/j.cma.2011.10.009

[2] BENSON, D. J. ; BAZILEVS, Y. ; HSU, M. C. ; HUGHES, T. J. R.: Isogeometric shell analysis: The Reissner-Mindlin shell. In: *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering* 199 (2010), 276–289. https://doi.org/10.1016/j.cma.2009.05.011

[3] DORNISCH, W. ; KLINKEL, S. ; SIMEON, B. : Isogeometric Reissner–Mindlin shell analysis with exactly calculated director vectors. In: *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering* 253 (2013), 491–504. http://dx.doi.org/10.1016/j.cma.2012.09.010. – DOI 10.1016/j.cma.2012.09.010

[4] ECHTER, R. ; OESTERLE, B. ; BISCHOFF, M. : A hierarchic family of isogeometric shell finite elements. In: *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering* 254 (2013), 170–180. http://dx.doi.org/10.1016/j.cma.2012.10.018

[5] HUGHES, T. J. R. ; COTTRELL, J. A. ; BAZILEVS, Y. : Isogeometric analysis: CAD, finite elements, NURBS, exact geometry and mesh refinement. In: *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering* 194 (2005), Nr. 39-41, 4135–4195. https://doi.org/10.1016/j.cma.2004.10.008

[6] KIENDL, J. ; BLETZINGER, K. U. ; LINHARD, J. ; WÜCHNER, R. : Isogeometric shell analysis with Kirchhoff–Love elements. In: *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering* 198 (2009), Nr. 49–52, 3902–3914. https://doi.org/10.1016/j.cma.2009.08.013

[7] KRAUSS, L.-M. ; THIERER, R. ; BISCHOFF, M. ; OESTERLE, B. : Intrinsically Selective Mass Scaling with Hierarchic Plate Formulations. (2024, in preparation.)

[8] OESTERLE, B. : *Intrinsisch lockingfreie Schalenformulierungen*. Stuttgart, Universität Stuttgart, Dissertation, 2018. http://dx.doi.org/10.18419/opus-10046

[9] OESTERLE, B. ; SACHSE, R. ; RAMM, E. ; BISCHOFF, M. : Hierarchic isogeometric large rotation shell elements including linearized transverse shear parametrization. In: *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering* 321 (2017), 383–405. http://dx.doi.org/10.1016/j.cma.2017.03.031

[10] OESTERLE, B. ; TRIPPMACHER, J. ; TKACHUK, A. ; BISCHOFF, M. : Intrinsically Selective Mass Scaling with Hierarchic Structural Element Formulations. In: *Book of Extended Abstracts of the 6th ECCOMAS Young Investigators Conference, 7th-9th July 2021, Valencia, Spain* (2021), 99–108. https://doi.org/10.4995/YIC2021.2021.12418

[11] THIERER, R. ; OESTERLE, B. ; RAMM, E. ; BISCHOFF, M. : Transverse shear parametrization in hierarchic large rotation shell formulations. In: *International Journal for Numerical Methods in Engineering* (2024, accepted for publication)

Baustatik – Baupraxis 15, © 2024, Technische Universität Hamburg

Eine schubversteifungsfreie Reissner-Mindlin-Plattenformulierung mittels Hu-Zhang-Elemente

Adam Sky[1,*], **Michael Neunteufel**[2], **Jack S. Hale**[1], **Andreas Zilian**[1]

[1] *Department of Engineering, University of Luxembourg*
[2] *Institute of Analysis and Scientific Computing, Technische Universität Wien*

Zusammenfassung: Eine neuartige Diskretisierung der Reissner-Mindlin-Plattengleichung, die für den symmetrischen Momententensor Hu-Zhang-Elemente und für die Schubspannungen Raviart-Thomas-Elemente einsetzt, wird vorgestellt. Die Konstruktion des Hu-Zhang-Elements und entsprechende Transformationsvorschriften werden diskutiert. Existenz und Eindeutigkeit werden bewiesen und die Robustheit anhand von Beispielen demonstriert.

1 Schubversteifung in der Reissner-Mindlin-Platte

Die Energiefunktion der linear elastischen Reissner-Mindlin-Platte [11] lautet

$$I(w,\boldsymbol{\phi}) = \frac{1}{2}\int\limits_A \frac{t^3}{12}\langle \operatorname{sym}\mathrm{D}\boldsymbol{\phi},\, \mathbb{D}\operatorname{sym}\mathrm{D}\boldsymbol{\phi}\rangle + k_s\mu t\|\nabla w - \boldsymbol{\phi}\|^2\,\mathrm{d}A - \int\limits_A t w f\,\mathrm{d}A\,. \quad (1)$$

Hier wurde der Schubmodul μ mit einem Korrekturfaktor k_s vorgesehen, um die infolge der angenommenen Kinematik überhöhte Schubsteifigkeit der Formulierung zu berücksichtigen. Der dazugehörige Materialtensor lautet $\mathbb{D} = (E/1-\nu^2)[\nu\mathbb{1}\otimes\mathbb{1} + (1-\nu)\mathbb{J}]$, f sind die Volumenkräfte und die Dicke ist t. Die Variation von Gl. (1) bezüglich der Durchbiegung w und Rotationen $\boldsymbol{\phi}$ ergibt die schwache Form der Weggrößenformulierung

$$\int\limits_A \frac{t^3}{12}\langle \operatorname{sym}\mathrm{D}\delta\boldsymbol{\phi},\, \mathbb{D}\operatorname{sym}\mathrm{D}\boldsymbol{\phi}\rangle + k_s\mu t\langle \nabla\delta w - \delta\boldsymbol{\phi},\, \nabla w - \boldsymbol{\phi}\rangle\,\mathrm{d}A = \int\limits_A t\,\delta w\, f\,\mathrm{d}A\,, \quad (2)$$

*Korrespondierender Autor: E-Mail: adam.sky@uni.lu

die im Raum $H_0^1(A) \times [H_0^1(A)]^2$ wohlgestellt ist. Die lokalen Formen der Gleichgewichtsgleichungen lauten

$$-k_s\mu t \operatorname{div}(\nabla w - \boldsymbol{\phi}) = tf \qquad \text{in} \qquad A\,, \tag{3a}$$

$$-\frac{t^3}{12}\operatorname{Div}(\mathbb{D}\operatorname{sym}\mathrm{D}\boldsymbol{\phi}) - k_s\mu t(\nabla w - \boldsymbol{\phi}) = 0 \qquad \text{in} \qquad A\,. \tag{3b}$$

Um das Problem der Schubversteifung sichtbar zu machen, wird die Gl. (2) durch t^3 geteilt

$$\int_A \langle \operatorname{sym}\mathrm{D}\delta\boldsymbol{\phi},\, \mathbb{D}_*\operatorname{sym}\mathrm{D}\boldsymbol{\phi}\rangle + \frac{k_s\mu}{t^2}\langle \nabla\delta w - \delta\boldsymbol{\phi},\, \nabla w - \boldsymbol{\phi}\rangle\,\mathrm{d}A = \int_A \delta w\, g\,\mathrm{d}A\,. \tag{4}$$

Des weiteren werden die Definitionen $\mathbb{D}_* = (1/12)\mathbb{D}$ und $f = t^2 g$ eingeführt. Geht die Dicke der Scheibe gegen Null $t \to 0$ und dadurch $k_s\mu/t^2$ gegen unendlich, so muss der Term $\nabla w - \boldsymbol{\phi}$ schneller gegen Null gehen, damit die Energie endlich bleibt. Betrachtet man die interagierenden Felder, erkennt man, dass diese in inkompatiblen Räumen leben

$$\nabla w \in \nabla H^1(A) = H(\mathrm{curl},A) \cap \ker(\mathrm{curl}) \nsubseteq [H^1(A)]^2 \ni \boldsymbol{\phi}\,. \tag{5}$$

Dank der Dichtheit von $[H^1(A)]^2$ in $H(\mathrm{curl},A)$ spielt das für unendliche Räume keine Rolle. Für endlich-dimensionale Unterräume ist dies aber nicht der Fall, sodass eine klassische Lagrange'sche $C^0(A)$-Diskretisierung zu fehlerhaften Ergebnissen führen kann. Grund dafür ist die nicht ausreichend gute Approximation eines eventuell diskontinuierlichen Gradienten der Durchbiegung $\nabla w \notin [C^0(A)]^2$ anhand eines kontinuierlichen Ansatzes der Rotationen $\boldsymbol{\phi} \in [C^0(A)]^2$.

2 Eine schubversteifungsfreie Formulierung

Das Problem der Schubversteifung kann gelöst werden, indem kompatible Räume für den Gradienten der Durchbiegung ∇w und für die Rotation $\boldsymbol{\phi}$ verwendet werden. Dafür werden zwei neue Variablen, die Momente $\boldsymbol{M} = \mathbb{D}_*\operatorname{sym}\mathrm{D}\boldsymbol{\phi}$ und die Schubspannungen $\mathbf{q} = -k_s\mu/t^2(\nabla w - \boldsymbol{\phi})$, eingeführt. Die Feldgleichungen lauten nun

$$\operatorname{div}\mathbf{q} = g \qquad \text{in} \qquad A\,, \tag{6a}$$

$$-\operatorname{Div}\boldsymbol{M} + \mathbf{q} = 0 \qquad \text{in} \qquad A\,, \tag{6b}$$

$$\operatorname{sym}\mathrm{D}\boldsymbol{\phi} - \mathbb{A}\boldsymbol{M} = 0 \qquad \text{in} \qquad A\,, \tag{6c}$$

$$\mathbf{q} + \frac{k_s\mu}{t^2}(\nabla w - \boldsymbol{\phi}) = 0 \qquad \text{in} \qquad A\,, \tag{6d}$$

wobei der Tensor $\mathbb{A} = (12/E)[(1+\nu)\mathbb{J} - \nu\mathbb{1}\otimes\mathbb{1}]$ invers zu $\mathbb{D}_*$ ist. Die Multiplikation mit Testfunktionen und anschließende partielle Integration ergeben die Integralform der gemischten Formulierung

$$\int_A \langle \delta\boldsymbol{M},\, \mathbb{A}\boldsymbol{M}\rangle + \frac{t^2}{k_s\mu}\langle \delta\mathbf{q},\, \mathbf{q}\rangle + \langle \operatorname{Div}\delta\boldsymbol{M},\, \boldsymbol{\phi}\rangle - (\operatorname{div}\delta\mathbf{q})\, w - \langle \delta\mathbf{q},\, \boldsymbol{\phi}\rangle\,\mathrm{d}A = 0\,,$$

$$\int_A \langle \delta\boldsymbol{\phi},\, \operatorname{Div}\boldsymbol{M}\rangle - \delta w\,(\operatorname{div}\mathbf{q}) - \langle \delta\boldsymbol{\phi},\, \mathbf{q}\rangle\,\mathrm{d}A = -\int_A \delta w\, g\,\mathrm{d}A\,. \tag{7}$$

$$\begin{tikzcd} H^1(A) \arrow[r, "\boldsymbol{R}\nabla"] \arrow[d, "\Pi_g^3"'] & H(\mathrm{div},A) \arrow[r, "\mathrm{div}"] \arrow[d, "\Pi_d^2"'] & L^2(A) \arrow[d, "\Pi_o^2"'] \\ U^3(A) \arrow[r, "\boldsymbol{R}\nabla"] & \mathcal{RT}^2(A) \arrow[r, "\mathrm{div}"] & D^2(A) \end{tikzcd} \qquad \begin{tikzcd} H^2(A) \arrow[r, "\mathrm{airy}"] \arrow[d, "\Pi_a^5"'] & H^{\mathrm{sym}}(\mathrm{Div},A) \arrow[r, "\mathrm{Div}"] \arrow[d, "\Pi_s^3"'] & [L^2(A)]^2 \arrow[d, "\Pi_o^2"'] \\ \mathcal{A}^5(A) \arrow[r, "\mathrm{airy}"] & \mathcal{HZ}^3(A) \arrow[r, "\mathrm{Div}"] & [D^2(A)]^2 \end{tikzcd}$$

Abbildung 1: Ein zweidimensionaler exakter de Rham-Komplex mit kommutierenden Interpolanten bezüglich der diskreten Räume (links). Ein exakter Subkomplex des Elastizitätskomplexes mit kommutierenden Interpolanten, worin der erste diskrete Raum das Argyris-Element $\mathcal{A}^5(A) \subset H^2(A)$ ist.

Theorem 2.1 (Robustheit in t)**.** *Unter der Annahme eines kontrahierbaren Gebietes ist das Variationsproblem in Gl.* (7) *im folgenden Raum wohlgestellt*

$$\{w, \boldsymbol{\phi}, \boldsymbol{M}, \mathbf{q}\} \in X(A) = \underbrace{L^2(A) \times [L^2(A)]^2}_{=Y(A)} \times \underbrace{\{H^{\mathrm{sym}}(\mathrm{Div},A) \times H(\mathrm{div},A)\}}_{=Z(A)} . \tag{8}$$

Des weiteren gilt die Stabilitätsabschätzung $\|\{w, \boldsymbol{\phi}\}\|_Y + \|\{\boldsymbol{M}, \mathbf{q}\}\|_{Z_t} \leq c\|g\|_{Y'}$ *, wobei die Konstante* $c = c(\mathbb{A}, k_s\mu)$ *von der Dicke* t *unabhängig ist. In der Abschätzung wurde die* t*-abhängige Norm* $\|\{\boldsymbol{M}, \mathbf{q}\}\|_{Z_t}^2 = \|\boldsymbol{M}\|_{L^2}^2 + \|\operatorname{Div} \boldsymbol{M} - \mathbf{q}\|_{L^2}^2 + t^2\|\mathbf{q}\|_{L^2}^2 + \|\operatorname{div} \mathbf{q}\|_{L^2}^2$ *verwendet. Der Raum* Y *wird mit der natürlichen Norm* $\|\{w, \boldsymbol{\phi}\}\|_Y = \|w\|_{L^2}^2 + \|\boldsymbol{\phi}\|_{L^2}^2$ *ausgestattet. Mit* Y' *wird der duale Raum von* Y *definiert.*

Beweis. Der Beweis erfolgt mit dem Brezzi-Theorem anhand klassischer Ungleichungen, exakter Sequenzen von Hilberträumen (Abb. 1) und der Konstruktion geeigneter Lösungen für $\mathbf{q}$ und $\boldsymbol{M}$ mittels der Poisson- und Elastizitätsgleichungen für die LBB-Bedingung. □

3 Diskretisierung

Die Diskretisierung erfordert konforme Unterräume für $H(\mathrm{div},A)$, $L^2(A)$ und $H^{\mathrm{sym}}(\mathrm{Div},A)$. Für die ersten zwei werden Raviart-Thomas- $\mathcal{RT}^p(A) \subset H(\mathrm{div},A)$ und diskontinuierliche Lagrange- $D^p(A) \subset L^2(A)$ Elemente eingesetzt. Diese erfüllen den kommutativen de Rham-Komplex (Abb. 1 (links)). Das zuerst entdeckte Element für $H^{\mathrm{sym}}(\mathrm{Div},A)$-Diskretisierungen ist das sogenannte Arnold-Winther [1] Element, wofür es jedoch keine geschlossenen Formeln für die Konstruktion der Basis und keine Transformation für gekrümmte Geometrien gibt (für affine s. [2]). Alternativ kann das neuere Hu-Zhang-Element $\mathcal{HZ}^p(A) \subset H^{\mathrm{sym}}(\mathrm{Div},A)$ verwendet werden [6], für welches hier eine neue Transformation und eine Konstruktion der Basis mit Legendre-Polynomen [11] präsentiert wird. Auch für das Hu-Zhang-Element lässt sich ein kommutativer Komplex herleiten (Abb. 1 (rechts)).

Theorem 3.1 (Diskrete Existenz und Eindeutigkeit)**.** *Das gemischte Variationsproblem in Gl.* (7) *ist im Raum* $X_h^p(A) = Y_h^{p-1}(A) \times Z_h^p(A) \subset Y(A) \times Z(A) = X(A)$ *mit den folgenden diskreten Räumen wohlgestellt.*

$$Y_h^{p-1}(A) = D_h^{p-1}(A) \times [D_h^{p-1}(A)]^2 \subset L^2(A) \times [L^2(A)]^2 = Y(A)\,, \tag{9a}$$

$$Z_h^p(A) = \mathcal{HZ}_h^p(A) \times \mathcal{RT}_h^{p-1}(A) \subset H^{\mathrm{sym}}(\mathrm{Div},A) \times H(\mathrm{div},A) = Z(A)\,. \tag{9b}$$

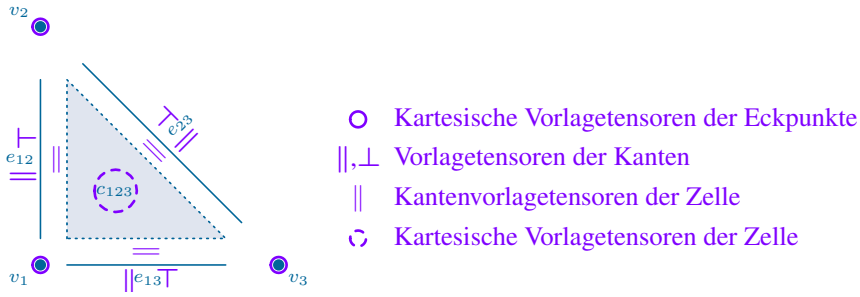


Abbildung 2: Vorlagetensoren auf ihren jeweiligen Polytopen im Referenzelement.

Beweis. Der Beweis erfolgt automatisch aus dem kontinuierlichen Fall anhand Fortins Kriterium mit der Existenz kommutierender Komplexe [4, Thm. 4.8]. □

Theorem 3.2 (Fehlerabschätzung)**.** *Unter der Annahme der folgenden Regularität der exakten Lösung* $w \in H^{p+1}(A)$*,* $\boldsymbol{\phi} \in [H^p(A)]^2$*,* $\boldsymbol{M} \in [H^p(A)]^{2\times 2}$*,* $\operatorname{Div} \boldsymbol{M} \in [H^p(A)]^2$ *und* $\mathbf{q} \in [H^p(A)]^2$*, gilt die Konvergenzrate*

$$\|\{w,\boldsymbol{\phi}\} - \{w^h, \boldsymbol{\phi}^h\}\|_Y + \|\{\boldsymbol{M},\mathbf{q}\} - \{\boldsymbol{M}^h,\mathbf{q}^h\}\|_{Z_t} \leq Ch^p\,, \tag{10}$$

für uniforme Triangulierungen mit $C \neq C(t)$*.*

Beweis. Der Beweis erfolgt aus Céas Lemma und den kommutierenden Interpolanten. □

3.1 Das Hu-Zhang-Element

Das Hu-Zhang-Element ist so definiert, dass volle $C^0(A)$-Kontinuität bei den Eckpunkten und normale Kontinuität (tangential-tangential Komponenten dürfen zwischen Elementen springen) auf den Kanten herrscht. Um eine einfache und klare Unterscheidung der Komponente und ihrer Kontinuität bezüglich der Polytope des Elementes zu erzielen, wird die Methode der Polytopvorlagen [9, 10] verwendet. Auf dem Referenzelement $\Gamma = \{(\xi,\eta) \in [0,1] \mid \xi + \eta \leq 1\}$ sind Vorlagetensoren pro Polytop definiert (Abb. 2)

$$\begin{aligned}
\mathcal{T}_1 = \mathcal{T}_2 = \mathcal{T}_3 = \mathcal{T}_{123} &= \{\mathbf{e}_1 \otimes \mathbf{e}_1, \operatorname{sym}(\mathbf{e}_1 \otimes \mathbf{e}_2), \mathbf{e}_2 \otimes \mathbf{e}_2\}\,,\\
\mathcal{T}_{12} &= \{\mathbf{e}_2 \otimes \mathbf{e}_2, \operatorname{sym}(\mathbf{e}_1 \otimes \mathbf{e}_2), \mathbf{e}_1 \otimes \mathbf{e}_1\}\,,\\
\mathcal{T}_{13} &= \{\mathbf{e}_1 \otimes \mathbf{e}_1, -\operatorname{sym}(\mathbf{e}_1 \otimes \mathbf{e}_2), \mathbf{e}_2 \otimes \mathbf{e}_2\}\,,\\
\mathcal{T}_{23} &= \{(\mathbf{e}_1 - \mathbf{e}_2) \otimes (\mathbf{e}_1 - \mathbf{e}_2), \operatorname{sym}[(\mathbf{e}_2 - \mathbf{e}_1) \otimes (\mathbf{e}_1 + \mathbf{e}_2)], (\mathbf{e}_1 + \mathbf{e}_2) \otimes (\mathbf{e}_1 + \mathbf{e}_2)\}\,.
\end{aligned} \tag{11}$$

Jeder dieser Sätze spannt den vollen symmetrischem Raum $\operatorname{Sym}(2)$. Während die Sätze für die Eckpunkte und die Zelle die globale kartesische Basis verwenden, werden die Sätze der Kanten aus ihrer jeweiligen Tangential- und Normalvektoren konstruiert $\mathcal{T} = \{\boldsymbol{\tau} \otimes$

$\boldsymbol{\tau}, \mathrm{sym}(\boldsymbol{\tau} \otimes \boldsymbol{\nu}), \boldsymbol{\nu} \otimes \boldsymbol{\nu}\}$. Um den zugrundeliegenden Polynomraum aufzuspannen, werden in dieser Arbeit baryzentrische Koordinaten zusammen mit Legendre-

$$\lambda_1(x,y) = 1 - x - y\,, \quad \lambda_2(x,y) = y\,, \quad \lambda_3(x,y) = x\,, \tag{12a}$$

$$l^0(x) = 1\,, \quad l^1(x) = x\,, \quad l^p(x) = (2p-1)x\, l^{p-1}(x) - (p-1)l^{p-2}(x)\,, \tag{12b}$$

und integrierten Legendre-Polynomen

$$\begin{aligned} &L_s^1(x,t) = x\,, \quad L_s^2(x,t) = \frac{1}{2}(x^2 - t^2)\,, \\ &L_s^p(x,t) = (2p-3)x\, L_s^{p-1}(x,t) - (p-3)t^2 L_s^{p-2}(x,t)\,, \\ &L_s^p(x,t) = (t)^p L^p\left(\frac{x}{t}\right)\,, \quad L^p(x) = \int_{-1}^{x} l^{p-1}(x)\,\mathrm{d}x\,, \quad p \geq 2\,, \end{aligned} \tag{13}$$

eingesetzt. Die Konstruktion der Hu-Zhang-Basisfunktionen erfolgt nun durch die Kombination der Polynombasis mit den Vorlagetensoren.

Definition 3.1 (Hu-Zhang-Legendre-Basisfunktionen)**.** *Im Folgenden werden die Basisfunktionen pro Polytop definiert.*

- *Auf jedem Eckpunkt v_i lauten die Basisfunktionen*

$$\boldsymbol{\varrho}_{ij} = \lambda_i \boldsymbol{T}_j\,, \qquad \boldsymbol{T}_j \in \mathcal{T}_i\,, \tag{14}$$

  sodass drei Basisfunktionen jedem Eckpunkt zugeordnet werden.

- *Auf jeder Kante e_{ij} mit $(i,j) \in \mathcal{J} = \{(1,2),(1,3),(2,3)\}$, die mit dem Normalvektor $\boldsymbol{\nu}$ ausgerüstet ist, ergeben sich für $p \geq 2$ die folgenden Basisfunktionen*

$$\boldsymbol{\varrho}_{ijk}^p = L_s^p(\lambda_i, \lambda_j)\boldsymbol{T}_k\,, \qquad \boldsymbol{T}_k \in \{\boldsymbol{T} \in \mathcal{T}_{ij} \mid \boldsymbol{T}\boldsymbol{\nu} \neq 0\}\,, \qquad (i,j) \in \mathcal{J}\,. \tag{15}$$

  Dementsprechend entstehen für jede Polynomordnung p zwei Basisfunktionen.

- *Die Basisfunktionen der Zelle lauten*

$$\begin{aligned} \boldsymbol{\varrho}_{ijk}^p &= L_s^p(\lambda_i, \lambda_j)\boldsymbol{T}_k\,, & \boldsymbol{T}_k &\in \{\boldsymbol{T} \in \mathcal{T}_{ij} \mid \boldsymbol{T}\boldsymbol{\nu} = 0\}\,, \quad (i,j) \in \mathcal{J}\,, \\ \boldsymbol{\varrho}_{ik}^p &= \eta\, L_s^p(\lambda_1, \lambda_3)\, l^k(2\xi - 1)\boldsymbol{T}_i\,, & \boldsymbol{T}_i &\in \mathcal{T}_{123}\,. \end{aligned} \tag{16}$$

  Die erste Definition wird zwar an den Kanten konstruiert, weist aber keine Konnektivität auf.

Die Kontinuität der Konstruktion erfordert nun passende Transformationen vom Referenzelement, um beim physikalischen Element erhalten zu bleiben. Da die Basisfunktionen $\boldsymbol{\varrho}$ der Eckpunkte und der Zelle mit der globalen kartesischen Tensorbasis konstruiert werden, benötigen sie nur eine Reparametrisierung, sodass für die physikalische Basisfunktionen gilt $\boldsymbol{\rho} = \mathrm{id}(\boldsymbol{\varrho}) = \mathbb{J}\boldsymbol{\varrho} = \boldsymbol{\varrho}$. Um die normale Kontinuität der Basisfunktionen auf den Kanten beizubehalten, wird für jede Kante e_{ij} einen Transformationstensor definiert

$$\boldsymbol{\rho}_{ijk}^p = \boldsymbol{T}_{ij}\boldsymbol{\varrho}_{ijk}^p\boldsymbol{T}_{ij}^T\,, \qquad \boldsymbol{T}_{ij} = \frac{1}{\|\boldsymbol{\tau}\|^2}(\mathbf{t} \otimes \boldsymbol{\tau} + \mathbf{n} \otimes \boldsymbol{\nu})\,. \tag{17}$$

Für die Abbildung der Tangential- und Normalvekoren vom Referenz auf das physikalische Element gilt mit der Jacobi-Matrix $\mathbf{t} = \boldsymbol{J}\boldsymbol{\tau}$, $\mathbf{n} = (\mathrm{cof}\,\boldsymbol{J})\boldsymbol{\nu}$ und $\|\boldsymbol{\tau}\| = \|\boldsymbol{\nu}\|$.

4 Numerische Beispiele

In den nachfolgenden Beispielen werden die relativen Fehler in der L^2-Norm gemessen $\|\widetilde{(\cdot)} - (\cdot)^h\|_{L^2}/\|\widetilde{(\cdot)}\|_{L^2}$. Dabei ist $\widetilde{(\cdot)}$ ein Maß für entweder die exakte oder eine verbesserte Lösung und $(\cdot)^h$ repräsentiert die FE-Lösung. Die Elemente wurden in NGSolve[1] [8] implementiert und sind öffentlich verfügbar[2].

4.1 Schubversteifung

Auf einem festgehaltenen rechteckigen Gebiet $\overline{A} = [0,1]^2$ mit der Belastung

$$g(x,y) = \frac{200E}{1-\nu^2}[f_0(y)f_1(x)[2f_0(y)^2 + f_0(x)f_1(y)] + f_0(x)f_1(y)[2f_0(x)^2 + f_0(y)f_1(x)]]\,, \tag{18}$$

lautet die exakte Lösung

$$\begin{aligned} \widetilde{w}(x,y) &= \frac{100}{3}[f_0(x)^3 f_0(y)^3] - \frac{2t^2}{5(1-\nu)}[f_0(y)^3 f_0(x)f_1(x) + f_0(x)^3 f_0(y)f_1(y)]\,, \\ \widetilde{\boldsymbol{\phi}}(x,y) &= 100\begin{bmatrix} f_0(y)^3 f_0(x)^2 f_2(x) \\ f_0(x)^3 f_0(y)^2 f_2(y) \end{bmatrix}\,, \end{aligned} \tag{19}$$

woraus man die Momente $\widetilde{\boldsymbol{M}}(x,y) = \mathbb{D}_* \operatorname{sym} \mathrm{D}\widetilde{\boldsymbol{\phi}}$ und Schubspannungen $\widetilde{\mathbf{q}}(x,y) = -(k_s\mu/t^2)(\nabla\widetilde{w} - \widetilde{\boldsymbol{\phi}})$ herleitet. Die Präsentation der Gleichung basiert auf den folgenden Hilfsfunktionen

$$f_0(\alpha) = (\alpha-1)\alpha\,, \qquad f_1(\alpha) = 5\alpha^2 - 5\alpha + 1\,, \qquad f_2(\alpha) = 2\alpha - 1\,. \tag{20}$$

Die Ergebnisse der Konvergenz mit den Materialkonstanten $E = 1\,[\mathrm{MN/m^2}]$, $\nu = 0.3$ und der Dicke $t = 10^{-5}\,[\mathrm{m}]$ auf regulären Netzen von $\{2^1,2^3,\ldots,2^{11}\}$-kubischen Elementen werden in Abb. 4 dargestellt. Es wird zwischen der hier vorgestellten neuen Formulierung *„Four-Field Symmetric Reissner-Mindlin (FFSRM)"*, dem *„Tangential Displacements Normal-Normal Stresses (TDNNS)"* [7], dem *„Mixed Interpolation of Tensorial Components (MITC)"* [3] und der primalen Formulierung *(PRM)* verglichen. Die Schubversteifung der PRM-Formulierung wird durch die suboptimale Konvergenz in $\{w,\boldsymbol{\phi},\boldsymbol{M}\}$ und die Divergenz in $\mathbf{q}$ sichtbar. Die daraus resultierende schlechte Abschätzung der Momente wird in Abb. 4 unten rechts illustriert. Interessanterweise leidet die MITC-Formulierung unter suboptimaler Konvergenz in $\mathbf{q}$. Dagegen sind die FFSRM- und TDNNS-Methoden robust und konvergieren optimal, sodass Schubversteifung vermieden wird. Die hohe Genauigkeit in der Approximation der Momente erkennt man in Abb. 4 oben rechts.

[1] www.ngsolve.org
[2] https://github.com/Askys/NGSolve_HuZhang_Element

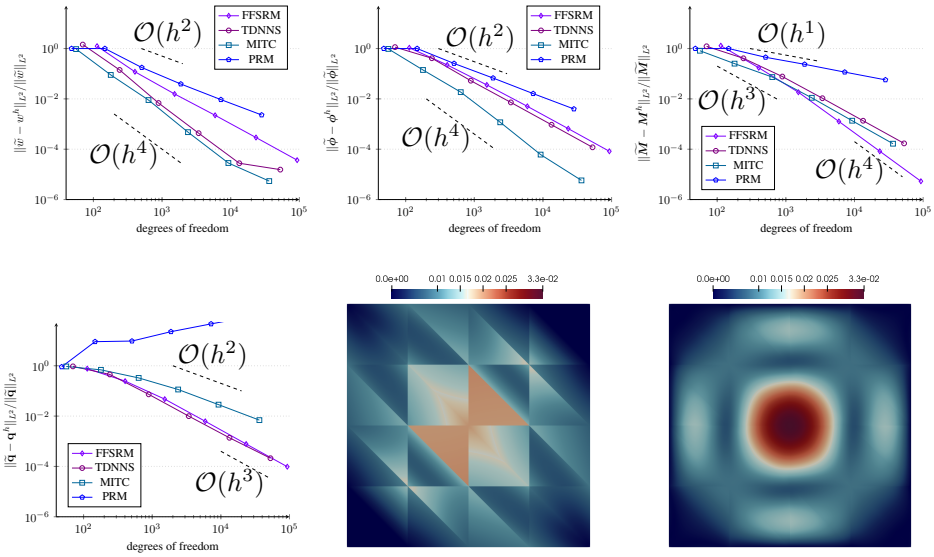


Abbildung 4: Relativer Fehler des kubischen Ansatzes für $t = 10^{-5}$ [m], und Norm der Momente $\|\boldsymbol{M}\|$ für die PRM- und FFSRM-Formulierungen auf einem Netz von 32 Elementen.

4.2 Singularität und hp-Adaptivität

In diesem Beispiel wird ein festgehaltenes und gekrümmtes, L-förmiges Gebiet $\overline{A} = \{(x,y) \in [-1,1]^2 \mid x^2+y^2 \leq 1\} \setminus (0,1]^2$ betrachtet. Die Materialkonstanten lauten $E = 240\,[\mathrm{MN/m^2}]$, $\nu = 0.3$ und die Dicke ist $t = 10^{-3}$ [m]. Die Last $g(x,y) = -1000$ ist konstant im Gebiet. Der Geometrie zur Folge entsteht am inneren Eckpunkt eine Singularität der Momente. Um den daraus stammenden Fehler zu minimieren wird eine adaptive h-Verfeinerung ausgeführt, deren optimale Konvergenz in Abb. 5 mit der Suboptimalen einer uniformen Verfeinerung verglichen wird. Der Fehler in den Momenten wird mittels der Glättung $\|\Pi_g^p \boldsymbol{M}^h - \boldsymbol{M}^h\|_{L^2} / \|\Pi_g^p \boldsymbol{M}^h\|_{L^2}$ abschätzt [5]. Offensichtlich erlaubt die hier präsentierten Konstruktion und Transformationen eine effektive hp-Strategie auf gekrümmten Geometrien.

5 Fazit und Ausblick

Diese Arbeit stellte eine neue Formulierung der Reissner-Mindlin-Plattentheorie vor, die von Schubversteifung frei ist. Für die Formulierung wurde eine Konstruktion des Hu-Zhang-Elementes auf der Basis von Legendre-Polynomen und eine für gekrümmte Elemente geeignete Transformation präsentiert. Die optimale Konvergenz der Formulierung und die Wirksamkeit der Konstruktion der Elemente wurden mit zwei Beispielen demonstriert. Offensichtlich liefert die neue Formulierung (FFSRM) ähnliche Genauigkeit und Robustheit wie TDNNS und ist dabei robuster als MITC und PRM. Zukünftig ist die Formulierung auf die verwandte Naghdi-Schalentheorie zu erweitern.

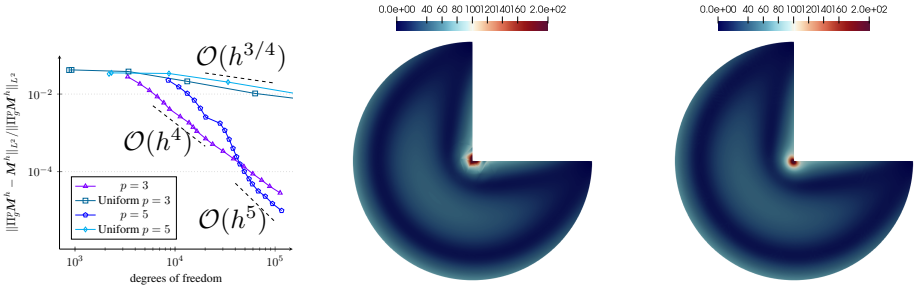


Abbildung 5: Darstellung der Konvergenz der Momente, und die Verteilung ihrer Norm $\|M\|$ auf einem uniformen Netz mit 288 Elementen und einem lokal-verfeinerten Netz mit 246 Elementen.

Literatur

[1] ARNOLD, D. N. ; WINTHER, R. : Mixed finite elements for elasticity. In: *Numerische Mathematik* 92 (2002), Sept., Nr. 3, S. 401–419

[2] AZNARAN, F. R. A. ; FARRELL, P. E. ; KIRBY, R. C.: Transformations for Piola-mapped elements. In: *The SMAI Journal of computational mathematics* 8 (2022), S. 399–437

[3] BATHE, K.-J. ; BREZZI, F. ; CHO, S. W.: The MITC7 and MITC9 Plate bending elements. In: *Computers & Structures* 32 (1989), Jan., Nr. 3-4, S. 797–814

[4] BRAESS, D. : *Finite Elemente - Theorie, schnelle Löser und Anwendungen in der Elastizitätstheorie*. 5. Berlin : Springer-Verlag, 2013

[5] GRÄTSCH, T. ; BATHE, K.-J. : A posteriori error estimation techniques in practical finite element analysis. In: *Computers & Structures* 83 (2005), Nr. 4, S. 235–265

[6] HU, J. ; ZHANG, S. : A family of conforming mixed finite elements for linear elasticity on triangular grids. In: *arXiv* (2014)

[7] PECHSTEIN, A. S. ; SCHÖBERL, J. : The TDNNS method for Reissner–Mindlin plates. In: *Numerische Mathematik* 137 (2017), Nov., Nr. 3, S. 713–740

[8] SCHÖBERL, J. : C++ 11 implementation of finite elements in NGSolve. In: *Institute for Analysis and Scientific Computing, Vienna University of Technology* (2014)

[9] SKY, A. ; MUENCH, I. : Polytopal templates for the formulation of semi-continuous vectorial finite elements of arbitrary order. In: *arXiv* (2022)

[10] SKY, A. ; MUENCH, I. ; RIZZI, G. ; NEFF, P. : Higher order Bernstein–Bézier and Nédélec finite elements for the relaxed micromorphic model. In: *Journal of Computational and Applied Mathematics* 438 (2024), S. 115568

[11] SKY, A. ; NEUNTEUFEL, M. ; HALE, J. S. ; ZILIAN, A. : A Reissner–Mindlin plate formulation using symmetric Hu-Zhang elements via polytopal transformations. In: *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering* 416 (2023), S. 116291

Minisymposium
Formfindung und Formoptimierung

Organisatoren:

- **Kai-Uwe Bletzinger**
  Lehrstuhl für Statik, Technische Universität München

- **Pierluigi D'Acunto**
  Professur für Structural Design, Technische Universität München

Baustatik – Baupraxis 15, © 2024, Technische Universität Hamburg

Parametrischer Entwurf in der Tragwerksplanung

Anna M. Bauer[1,2], **Ann-Kathrin Goldbach**[2]

[1]*Mayr | Ludescher | Partner Beratende Ingenieure PartGmbB*
[2]*Lehrstuhl für Statik, Technische Universität München*

Zusammenfassung: In diesem Beitrag werden die Vorteile des parametrischen Entwurfs in der Tragwerksplanung mit aktuellen Beispielen aus Leicht- und Brückenbau beleuchtet. Die vollständige Parametrisierung von Entwurfs- und Berechnungsmodell gelingt durch die konsequente Verknüpfung von CAD- und FE-Modell und führt zu Tragwerksmodellen, die unter Berücksichtigung aller geometrischen und statischen Anforderungen in Form und Lastabtragung optimiert werden können.

1 Einleitung

Parametrische Modellierung wird heutzutage oftmals rein zur Geometrieerzeugung im Entwurf verwendet. Ihre Stärken lassen sich aber hervorragend im gesamten Bauwesen anwenden, insbesondere da die Wahl der Geometrie bei Bauwerken immer auch das statische Verhalten beeinflusst und somit die Mechanismen der Lastabtragung, die Ausbildung einzelner Bauteile und den Materialeinsatz. Deswegen ist es essenziell, dass sich Ingenieure mit diesem Thema befassen. Wie in einigen erflogreichen Projekten kürzlich gezeigt wurde, bietet die parametrische Tragwerksmodellierung auch große Potentiale für eine Optimierung des gesamten Planungsablaufes. Dieser Beitrag stellt die Vorteile des parametrischen Entwurfes in der Tragwerksplanung an ausgewählten Beispielen des Leicht- und Brückenbaus dar. Darüber hinaus wird auf die Herangehensweise und Herausforderungen bei der Erstellung eines Modells eingegangen.

2 Parametrisches Tragwerksmodell

Der parametrische Entwurf in der Tragwerksplanung besteht aus vielen unterschiedlichen Parametern, aber zwei der wichtigsten sind Geometrie- und Strukturparameter. Bei einem

gut durchdachten Zusammenspiel der beiden lassen sich effiziente und eleganten Strukturen entwerfen. Zur Umsetzung einer konsequenten Parametrisierung gibt es viele Softwareumgebungen, z.B. Rhino3d [9] mit Grasshopper oder Revit [1] mit Dynamo. In der Baubranche nicht so weit verbreitete Software wie Siemens NX [13] und viele mehr sind ebenfalls für die Erstellung parametrischer Modelle ausgelegt. In diesem Beitrag werden Beispiele mit der Software Rhino3d gezeigt. Die Prinzipien lassen sich aber gleichermaßen auf das Entwerfen in anderen Umgebungen anwenden. Außerdem wird in den Beispielen SOFiSTiK [14] und Kiwi!3d[5] als FE-Programm verwendet.

Das parametrische Modell kann grundsätzlich zu vielen unterschiedlichen Zwecken in den Planungsphasen genutzt werden. Ein großer Punkt ist die Tragwerksfindung in frühen Planungsphasen, da ein sorgfältig gewähltes und somit effizientes System Kosten, Aufwand und Ressourcen spart. Gerade am Anfang ist die Planung noch flexibel und viele Varianten können durchdacht und bewertet werden, hingegen können Änderungen hohe Kosten verursachen, wenn sie erst in einer späten Phase der Planung eingebracht werden. Ein parametrischer Ansatz bietet sich nach ersten Grundsatzüberlegungen an, da hiermit schnell viele unterschiedliche Systeme beurteilt werden können. Hierbei ist der Unterschied zwischen parametrischem Modell zur Geometrieerzeugung oder -generierung und der Tragwerksplanung zu beachten. Die Parametrik kann eingesetzt werden, um viele Varianten eines Modells zu untersuchen, aber auch um automatisiert mit Formfindungsmethoden eine optimale Geometrie zu finden. Im Leichtbau sind parametrische Tragwerksmodelle etabliert, bei denen sowohl geometrische als auch mechanische Größen variabel modelliert werden, siehe z.B. [11], [10], [6]. Der große Vorteil besteht darin, dass sie so das für diese Bauweise grundlegende Zusammenspiel aus Kraft und Geometrie optimal abbilden können, auch unter Berücksichtigung der Aufbauprozesse, [4].

Im Folgenden sollen wichtige Gesichtspunkte der Anwendung von parametrischen Modellen am Beispiel eines Brückenentwurfes gezeigt werden. In diesem Wettbewerb zum Neubau einer Fuß- and Radwegbrücke am Giesinger Berg in München, war die Gestaltung der Brücke sowie deren Verlauf Entwurfsaufgabe. Vorgegeben waren die ungefähre Position der Brückenenden und die Forderung nach einem barrierefreien Verlauf bei Freihaltung der Lichträume des Verkehrs. Die vorangegangen Machbarkeitsstudien hatten zwei sehr unterschiedliche Resultate mit unterschiedlichen Vor- und Nachteilen. Zwei der wichtigsten Kriterien waren hierbei der Erhalt des Naturraumes, d.h. der ökologisch wertvollen Bäume, und der Denkmalschutz. Im ersten Schritt ging es deshalb vordergründig darum, einen passenden Gradientenverlauf zu entwickeln, um darauf aufbauend im zweiten Schritt ein ansprechendes und effizientes Tragwerk zu planen.

2.1 Parameterdefinition

Um ein Modell parametrisch flexibel zu gestalten, müssen zuerst die Parameter und deren Spielraum festgelegt werden. Hier handelt es sich u.a. um geometrische, wie Höhen und Breiten des Tragwerks und strukturelle Größen, wie Material und Querschnittsabmessungen. Bei Änderung eines Parameters passt sich das Modell in der Folge an und gibt Werte zur Quantifizierung der Parameterwahl zurück. Diese Parameter können nun unterschiedlich gesteuert werden. Klassischerweise bieten die parametrischen Umgebungen Schieberegler an.

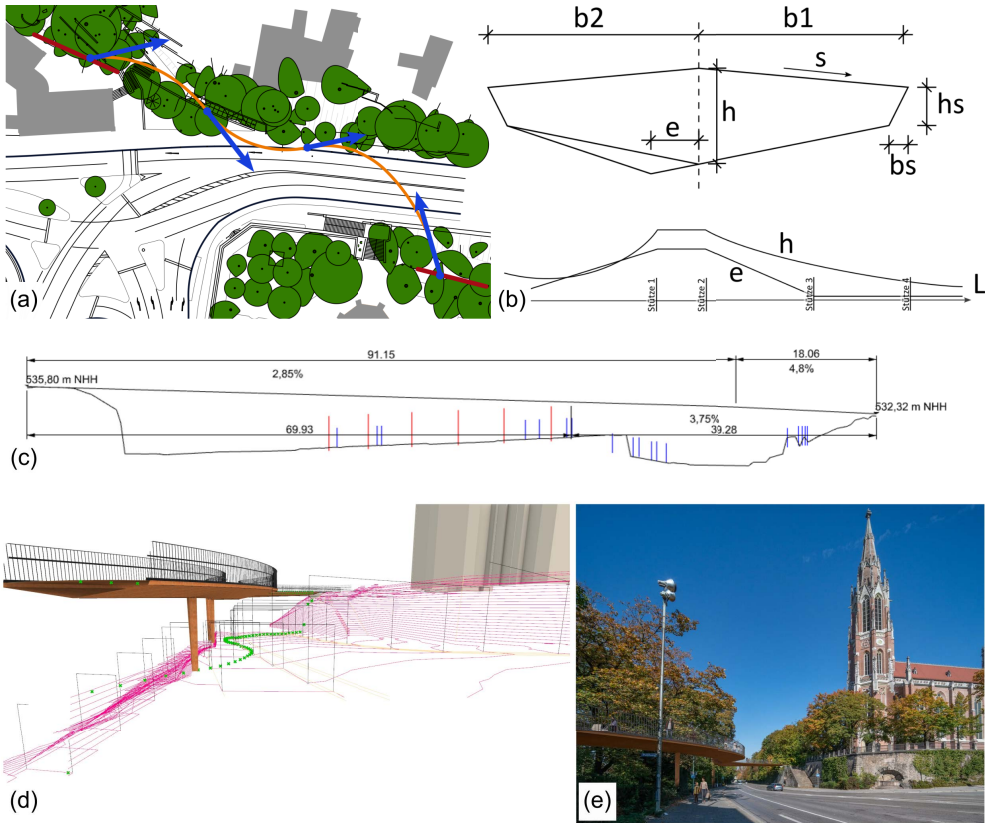


Abbildung 1: Parametrisches Modell: (a) Definition Gradientenverlauf über Stützstellen mit Tangenten im Grundriss, (b) Definition des Querschnittshöhenverlaufes, c) automatisch generierter Höhenplan, (d) 3d-Visualisierung mit Lichträumen und (e) Rendering.

Handelt es sich um viele Parameter, können diese Parameter auch mit text- oder tabellenbasierten Eingaben gesteuert werden. Dies ist besonders für die Übergabe an andere Programme und Nutzer über Schnittstellen von Vorteil. Kontinuierliche Verläufe von Parametern über ein System können über Einzelwerte von Stützstellen oder eine graphische Eingabe definiert werden. Hierzu können Kurven genutzt werden, um Parameter abzuleiten, die Parameterwahl zu veranschaulichen und auch ungeübten Nutzern ein intuitives Nutzen des Modells zu ermöglichen. Zur Kurvendefinition lassen sich die verschiedenen CAD-Methoden verwenden. Bei der hier vorgestellten Brücke wurde die Gradiente und somit die Geometrie der Brücke über eine Kurve gesteuert. Die Parameter sind durch Stützstellen mit Tangenten definiert, dazwischen befinden sich Kreisbögen, vgl. Abb. 1(a). Zum Anderen wird auch die Höhe und die Ausmitte des Stahlhohlkastenquerschnittes über den Abstand einer separate Kurve in der xz-Ebene zur x-Achse bestimmt. Der Querschnitt selbst bestimmt sich aus der Brückenbreite, Seitenblechhöhen und -winkel sowie der Ausmitte, vgl. Abb. 1(b). Damit lassen sich bereits die 3d-Volumen für die Visualisierung erstellen, sh. Abb. 1(d) und (e).

2.1.1 Strukturanalyse

Da die Berechnung der Schnittgrößen und Verformungen nur in den seltensten Fällen durch die Anwendung analytischer Formeln möglich ist, werden in den meisten Tragwerkfindungsprozessen FE-Programme zur Lösung angewandt. Hierbei kann man bei parametrischen Tragwerksmodellen zwischen zwei Kategorien von Berechnungsprogrammen unterscheiden. Sie können direkt in die parametrische Umgebung implementiert sein oder sie bieten eine Schnittstelle zu einer eigenständigen FE-Software. Zur ersten Kategorie gehören u.a. Plug-Ins wie Karamba [8] und Kiwi3d [5]. Das Aufsetzen der Analyse und die Auswertung erfolgen direkt in der parametrischen CAD-Umgebung. Viele etablierte FE-Programme wie z.B. SOFiSTiK [14], RFEM [2] oder Tekla [15] haben die Vorteile einer grafischen, parametrischen Umgebung ebenfalls erkannt und bieten Schnittstellen zu ihrer Software an. Während die integrierten Plug-Ins schneller angewendet werden können, bieten die klassischen FE-Programm derzeit einen weitaus größeren Umfang an Funktionen für die Berechnung und Bemessung.

Für den gezeigten Brückenentwurf am Giesinger Berg konnte die gesamte Brückenplanung über die Lage der Gradiente im Lageplan gesteuert werden. Die Kurve wird in Punkte unterteilt, welche auf das 3d-Geländemodell projiziert werden, vgl. Abb.1(d). Für jeden Punkt steht dann die Koordinate der abgewickelten Länge im Grundriss, sowie die zugehörige Geländehöhe zur Verfügung. Damit kann der Geländeschnitt für den Höhenplan konstruiert werden, sh. Abb.1(c). Über die Steigungsparameter des Brückenverlaufs und einer definierten Ausgangshöhe kann die Gradientenhöhe ermittelt werden. Die Längen der Stützen ergeben sich automatisch aus der Gradiente, Querschnittshöhe und dem Geländemodell. Die Gradiente wird an den Stützen unterteilt und so als Basis für die Stabelemente verwendet. Die zugehörigen Querschnitte ergeben sich aus den Querschnittsparametern automatisch. Die Widerlager werden am Gradientenende angeordnet.

Um Strukturmodelle aufzusetzen gibt es unterschiedliche Ansätze. Einige Programme übernehmen nur die Grundgeometrie und erstellen das FE-Netz selbst, anderen müssen die Elemente vorgegeben werden. Jeder Ansatz hat Vor- und Nachteile, so bietet die manuelle Netzgenerierung bspw. die volle Kontrolle über die Netztopologie, ist aber ggf. sehr aufwändig. Eine automatische Netzgenerierung erlaubt zwar wenig Einfluss auf Netznummerierung und -topologie, läuft aber i.d.R. wesentlich schneller und reagiert flexibel auf Systemänderungen.

Werden die Ergebnisse zurückgespielt, lassen sich auch miteinander verlinkte Tragwerkssimulationen erstellen. Besonders reizvoll ist dies bei vorangehenden Formfindungoperationen mit anschließender Tragwerksberechnung mit varierenden Randbedingungen oder der Simulierung eines Bauablaufes, beim dem die Verformungen berücksichtigt werden sollen.

Als Beispiel aus dem Brückenbau kann hier ein Wettbewerbsentwurf einer hängebrückenartigen Überquerung der Weser mit schräggestellten Gurten angeführt werden, sh. Abb. 2. Die Gurte der Brücke bestehen aus Flachstahl. Um die Biegebeanspruchung der Hänger gering zu halten wurde eine Formfindung unter Eigengewicht durchgeführt. Die Herausforderung war hierbei, dass die Hänger im Endzustand senkrecht zur Gradiente verlaufen sollten. Deswegen wurde in einer iterativen Schleife die Geometrie solange verändert, bis beide Kriterien erreicht waren. Mit der optimierten Hängerform konnte im Nachgang die kompletten Brücke

Abbildung 2: Wettbewerbsentwurf Große Weserbrücke in Bremen als Zusammenarbeit von Mayr | Ludescher | Partner, DKFS Architects und SINAI Landschaftsarchitekten.

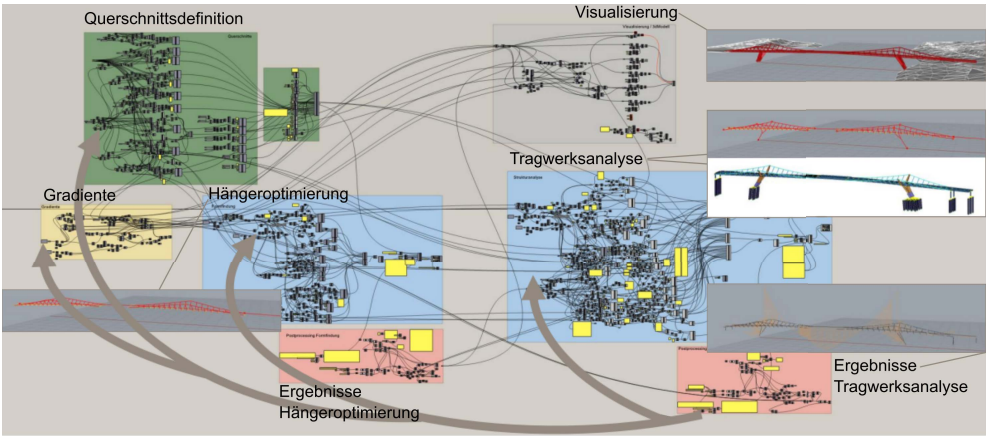


Abbildung 3: Grafische Programmierungsoberfläche in Grasshopper zur Tragwerksanalyse der Großen Weserbrücke inkl. vorangehender Hängeroptimierung.

berechnet werden. Bei Querschnitts- und somit Steifigkeitsänderungen aufgrund von nicht erfüllten Auswertungskriterien der Ergebnisse wird die Suche nach der optimalen Hängerform automatisch angepasst und die Brücke im verknüpften Statik-Modell erneut bemessen, vgl. Abb. 3.

2.2 Auswertung

Die Auswertung der Berechnungsergebnisse dient zur Beurteilung der Standsicherheit des Systems. Die Wahl des FE-Programms spielt hier eine entscheidende Rolle, denn je nach Implementierungsgrad der Schnittstelle sind die Ergebnisse direkt in der Parameterumgebung zugänglich oder nicht. Die meisten klassischen FE-Programme bieten aktuell eine Schnittstelle zu ihrer Software, aber nicht zurück. Zur Auswertung müssen die Programme außerhalb der Parametrik verwendet werden. Teilweise kann auch ein Ergebnisexport benutzt wer-

den, sodass die Ergebnisse über den Umweg einer Text- oder Tabellenkalkulationsdatei wieder zurückgespielt werden können. Bei voll integrierten Rechenprogrammen findet auch das Postprocessing innerhalb der parametrischen Umgebung statt, sodass automatisierte Optimierungsschleifen und Formfindungsprozesse möglich sind.

Die parametrischen Modelle lassen sich jedoch nicht nur zur Tragwerksfindung einsetzen, sondern auch für andere Aufgaben, wie z.B. die Erstellung von Plänen und Prüfung von geometrischen Randbedingung. Des weiteren lassen sich auch nachrangige Aufgaben wie die Ermittlung der Kosten oder Erdmassenbewegungen direkt ableiten. Gerade für diese Aufgaben ist die Integration in die CAD-Umgebung von großem Vorteil, da hier viele Funktionen bereits zur Verfügung stehen.

Das Modell der Brücke am Giesinger Berg berücksichtigt bspw. zusätzliche Randbedingungen wie lichte Höhe für den Verkehr, sowie Fußgänger und Radfahrer. Der aus dem 3D Modell abgeleitete Höhenplan gibt Rückmeldung, ob der entwickelte Brückenverlauf nach Berücksichtigung der genannten geometrischen Randbedingungen grundsätzlich möglich ist, sh. Abb. 1(c). Auch die Anforderung der Erhaltung möglichst vieler Bäume konnte über das parametrische Modell mit eingebunden werden. Für die Bewertung der untersuchten wurden die geometrischen Überschneidungen ermittelt und mit dem Erhaltungswert der einzelnen Bäume überlagert.

Die Varianten werden folglich nicht nur durch ihre statischen Eigenschaften beurteilt, sondern auch durch ihren Einfluss auf die Umwelt. Auch das Rückspielen von Monitoring Daten in das parametrische Modell ist leicht umsetzbar, sodass es einen wichtigen Baustein hin zum digitalen Tragwerkszwilling bilden kann.

2.3 Optimierung

Die Optimierung von Tragwerken in Hinblick auf unterschiedliche Ziele ist ein großes Ziel der parametrischen Strukturanalyse. Die modelltechnisch einfachste Variante einer Optimierung lehnt sich sehr an den üblichen Planungsprozess an. Hier unterstützt die Parametrik den Ingenieur dahingehend, dass sie die händische Erstellung der Varianten erleichtert und beschleunigt. Die Auswertung, sowie die Anpassung der Parameter erfolgt durch den Ingenieur. Diese Auswertung kann allerdings auch an gradientenbasierte oder evolutionäre Algorithmen übergeben werden, die Parameter anpassen, um das Optimum zu erreichen, [3]. Die für den Entwurf wichtigsten Parameter müssen hierfür identifiziert und gewichtet werden, außerdem muss das Optimierungsziel so definiert werden, dass die global beste Lösung unter Berücksichtigung aller physikalischen Randbedingungen gefunden werden kann. Potentielle Widersprüche in den Lösungen (z.B. Verringerung der Durchbiegung oder Ausnutzung bei gleichbleibender Geometrie erfordert mehr Material, Verringerung der Kosten weniger Material) und komplexe Anforderungen sind durch Kombinationen und/oder Verkettungen von Optimierungszielen abbildbar. Bei Verletzung fester Randbedingungen, die unter keinen Umständen verfehlt werden dürfen, wie z.B. die Einhaltung der Ausnutzungsgrade über alle Einwirkungskombinationen, wird der Zielwert mit einem Strafwert beaufschlagt, sodass der Algorithmus die Parameterkombination als Lösung verwirft.

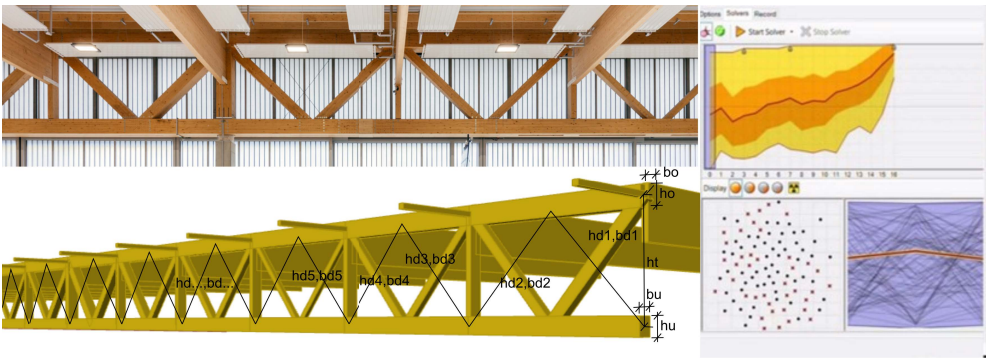


Abbildung 4: CAD-integrierte Optimierung der Querschnitte des Fachwerkträgers einer Hubschrauberhalle mit Galapagos [9].

Für den Optimierungsprozess ist es theoretisch möglich, alle Bauteilnachweise zu verknüpfen und in einer Optimierungsschleife zu vereinen. Bei dem in Abb. 4 gezeigten Fachwerkträger würde die Optimierung bspw. nicht nur die Spannungsnachweise der Holzbalken beinhalten, sondern auch die Detailnachweise der Fachwerkknoten. Hierbei würden dann auch die Bolzennachweise und deren geometrische Randbedingungen berücksichtigt, sodass eine baubare Struktur entsteht.

Deswegen wurde beim Fachwerkträger die minimalen Höhen der Querschnitte so gewählt, dass mindestens zwei Reihen Verbindungsmittel Platz finden und die Ausnutzung auf 85% beschränkt. Das Material sollte für unterschiedliche Lastfälle minimiert werden. Nach einem ersten Lauf wurden die Intervalle der Parameter entsprechend dem Ergebnis eingegrenzt und verfeinert, sowie weitere Lastfälle hinzugenommen.

Tragwerke können allerdings nicht nur auf ihren Materialeinsatz optimiert werden. Eine häufige Anwendung ist auch die Optimierung zur erleichternden Baubarkeit [12]. Repetitive Tragwerke können in Module eingeteilt werden und diese Module so angepasst, dass die neue Struktur so nah wie möglich an der ursprünglichen Idee liegt, es aber nur noch wenige Typen gibt, was wiederum die Kosten bei der Herstellung und Bauwerkslogistik reduziert, [7].

3 Fazit

Der parametrische Tragwerksentwurf ist aufgrund der Verknüpfung von Geometrie und Analysen eine Bereicherung für den gesamten Planungsprozess. Er erlaubt die automatisierte Untersuchung einer Vielzahl von Varianten und hilft so dem Ingenieur, seine Idee umzusetzen und das bestmögliche aus dem Entwurf herauszuholen. Für die Optimierung und Feinjustierung der Systeme können Strukturparameter, aber auch Geometrie- und Umweltvariablen herangezogen werden. Das Einbinden verschiedenster Randbedingungen fördert durch das Durchdringen der Disziplinen zudem die Zusammenarbeit und das Verständnis für andere Planungsaufgaben im Bauwesen.

Literatur

[1] AUTODESK: *Revit*. https://www.autodesk.com/products/revit/. – (accessed: 27.10.2023)

[2] DLUBAL: *RFEM*. https://www.dlubal.com/de/. – (accessed: 27.10.2023)

[3] GAGANELIS, G. ; MARK, P. ; FORMAN, P. : *Optimization Aided Design*. Ernst und Sohn, Berlin, 2022. – ISBN: 978-3-433-61071-8

[4] GOLDBACH, A.-K. ; BAUER, A. ; WÜCHNER, R. ; BLETZINGER, K.-U. : CAD-Integrated Parametric Lightweight Design With Isogeometric B-Rep Analysis. In: *Frontiers in Built Environment* (2020). http://dx.doi.org/https://doi.org/10.3389/fbuil.2020.00044. – DOI https://doi.org/10.3389/fbuil.2020.00044

[5] KIWI3D: *Kiwi3d*. https://www.kiwi3d.com/. – (accessed: 27.10.2023)

[6] MAFFEIS, M. ; BIASI, A. ; CECCATO, F. ; MAZZAROLO, E. ; MICHELINI, L. : One Single Model: a New Parametric Approach to Megastructures. In: *IABSE Symposium, Nantes 2018: Tomorrow's Megastructures* (2018). http://dx.doi.org/10.2749/nantes.2018.s13-35. – DOI 10.2749/nantes.2018.s13–35

[7] MENGES, A. ; KNIPPERS, J. ; WAGNER, H. J. ; ZECHMEISTER, C. : Pilotprojekte für ein Integratives Computerbasiertes Planen und Bauen. In: *Baustatik – Baupraxis 14, Universität Stuttgart* (2020). – ISBN: 978-3-00-064639-3

[8] PREISINGER, C. : *Karamba3D*. https://karamba3d.com/. – (accessed: 27.10.2023)

[9] ROBERT MCNEEL ASSOCIATES: *Rhino3D*. https://www.rhino3d.com/. – (accessed: 27.10.2023)

[10] ROLVINK, A. ; MUELLER, C. ; COENDERS, J. : State on the Art of Computational Tools for Conceptual Structural Design. In: *Proceedings of the International Association for Shell and Spatial Structures (IASS) Symposium* (2014)

[11] ROMBOUTS, J. ; GUIDET, O. ; REGNAULT, L. ; DE RYCKE, K. : Computational design workflow for a complex cable network. In: *Proceedings of the Tensinet Symposium* (2023)

[12] SCHLAICH, M. e. a.: *Methoden und Werkzeuge für Entwurf und Herstellung schalenartiger und dünnwandiger Betonbauteile mit Regelflächengeometrie*. TU Dresden, 2022 (SPP 1542: Leicht Bauen mit Beton | Concrete Light.)

[13] SIEMENS: *Siemens NX*. https://plm.sw.siemens.com/de-DE/nx/. – (accessed: 27.10.2023)

[14] SOFISTIK: *SOFiSTiK*. https://www.sofistik.de/. – (accessed: 27.10.2023)

[15] TRIMBLE SOLUTIONS GERMANY GMBH: *Tekla Structures*. https://www.tekla.com/de/. – (accessed: 27.10.2023)

Baustatik – Baupraxis 15, © 2024, Technische Universität Hamburg

Neue Hybride - Formfindung und Konstruktionsentwicklung des Turms des Bauhaus-Archivs Berlin

Christoph Gengnagel[1,2], Moritz Heimrath[3]

[1]*Fachgebiet für Konstruktives Entwerfen und Tragwerksplanung UdK Berlin,*
[2]*B+G Ingenieure Bollinger und Grohmann GmbH, Berlin*
[3]*Bollinger und Grohmann ZT GmbH, Wien*

Zusammenfassung: Bei der Entwicklung und Realisierung des 20m hohen Turms des Bauhaus Archivs wurde das Tragwerk in einer hybride Formfindung mit Hilfe einer teilautomatisierten multiobjektiven Optimierung generiert. Das betraf vor allem die Entwicklung von geometrischen Regeln als auch die Analyse für die 670 „leicht tanzenden Stahlstützen“ des außen liegenden Primärtragwerks, die mit einem maximalen Außendurchmesser von 100 mm das wesentliche Gestaltungselement des Turms sind.

1 Einleitung

Das Gebäudeensemble des Bauhaus-Archiv in Berlin bedurfte nach vielen Jahren intensiver Nutzung, vielen Reparaturen und kleinen Veränderungen einer umfassenden Instandsetzung und Modernisierung. Den dafür ausgeschriebenen Architekturwettbewerb konnten Staab Architekten 2015 für sich entscheiden. Der vollständige Abschluss des Projekts wird noch bis 2025 dauern. Fertiggestellt ist aber schon ein wichtiges Element des Gesamtentwurfs: der Turm auf dem neuen Vorplatz des Museums. Das 20m hohe, fünfgeschossige Gebäude erschließt auf einer Grundrissfläche von 14x14m in Zukunft das Museum im Erdgeschoss und bietet in den darüber liegenden Geschossen ein digitales Studio, Flächen für die Museumspädagogik sowie einer Lounge Raum (siehe Abb. 1). Volker Staab sah in dem Baukörper das komplexeste Bauteil des Gesamtprojekts. Entsprechend intensiv begann schon in der Wettbewerbsphase die Auseinandersetzung mit Form und Konstruktion des Bauwerks. Am Ende einer umfangreichen Variantenstudie entstand das Konzept eines gläsernen Turms, mit stützenfreien Innenräumen, der von sehr schlanken, “leicht tanzenden Stahlstützen” umgeben ist (siehe Abb. 2). Die kontrollierte Unregelmäßigkeit dieses außenliegenden Stahltragwerks sollte die neuen Planungs- und Gestaltungsmöglichkeiten eines computergestützten experimentellen Arbeitsprozesses widerspiegeln [1].

2 Computergestütztes Entwerfen - hybride Formfindung

Um die unterschiedlichen Strukturkonzepte einerseits spielerisch, aber auch rasch und effizient auf ihre Anwendbarkeit und ihr Gestaltungspotential zu untersuchen, wurde die Werkzeugumgebung von McNeel Rhino (Rhino3d), Grasshopper (GH) und Karamba3d verwendet, die es erlaubt Strukturen in Echtzeit zu generieren, statisch zu berechnen und zu bewerten. Die grafische Programmierumgebung von GH erlaubt dabei, ohne die Kenntnisse von Skript- oder Programmiersprachen, eindeutige Abfolgen von Funktionen zu definieren. die mit veränderten Eingangsparameter die gesamte Entwicklung von statischer Modellierung, Simulationen von Lasteinwirkung und Reaktion sowie die entsprechende Bemessung automatisieren.

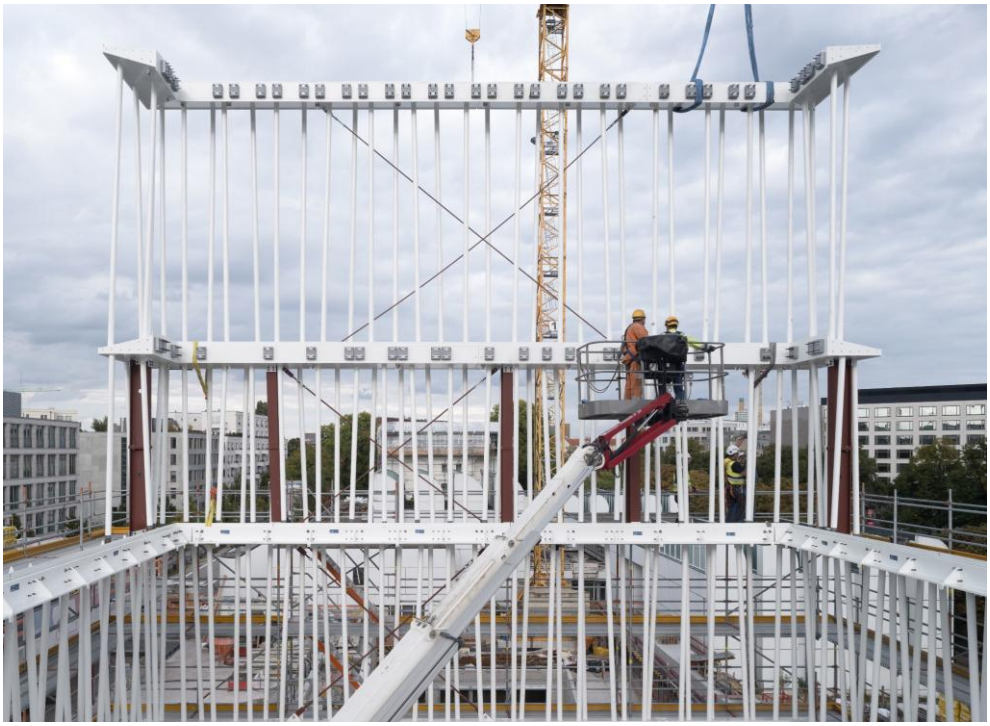


Abbildung 1: Realisierung des Turms der Erweiterung des Bauhaus Archivs 2022, Foto: Marcus Ebner

Der Aufbau eines statischen Berechnungsmodells in Karamba3d über GH erfolgt durch vordefinierte Komponenten, die aus geometrischen Objekten wie Linien, Kurven oder Flächen statische Elemente wie Stäbe oder Schalen erzeugen. Dabei werden für Elemente und Elementgruppen Querschnitte mit dazugehörigem Material definiert. Elemente können weiter modifiziert und durch zusätzliche Eigenschaften wie Gelenke und Federsteifigkeiten konfiguriert werden. Ein Modell in Karamba3d wird aus den Elementen zusammengesetzt und um für eine statische Berechnung notwendige Konditionen wie Auflager, Lasten, Lastkombinationen erweitert. Integrierte Bemessungsroutinen für die Querschnittszuweisung anhand von Schnittkräften und zu definierenden Profilgruppen

sorgen dafür, dass aus annähernd jeder Geometrie eine "tragfähige" Struktur entsteht. Effekte aus der Berechnung nach Theorie II können dabei berücksichtigt werden. Der Vorteil dieser Arbeitsweise besteht darin, dass die zeitaufwendigen Prozesse einer manuellen Strukturgenerierung durch automatisierte Prozesse ersetzt werden und damit Freiräume für vergleichende Parameterstudie und einen kreativen Entwurfsprozess entstehen. Das Ziel dieses “Mensch- Maschine- Dialogs” ist dabei weniger die Entwicklung eines umfassenden computergestützten Optimierungsprozesses als vielmehr die Erzeugung eines experimentellen Aufbaus, der durch iterative Exploration Erfahrungswissen für kombinierte Fragestellungen vermittelt. Aus der Kombination von explizitem und implizitem Wissen entstehen dann ganzheitliche und gestalterische Entwurfsentscheidungen.

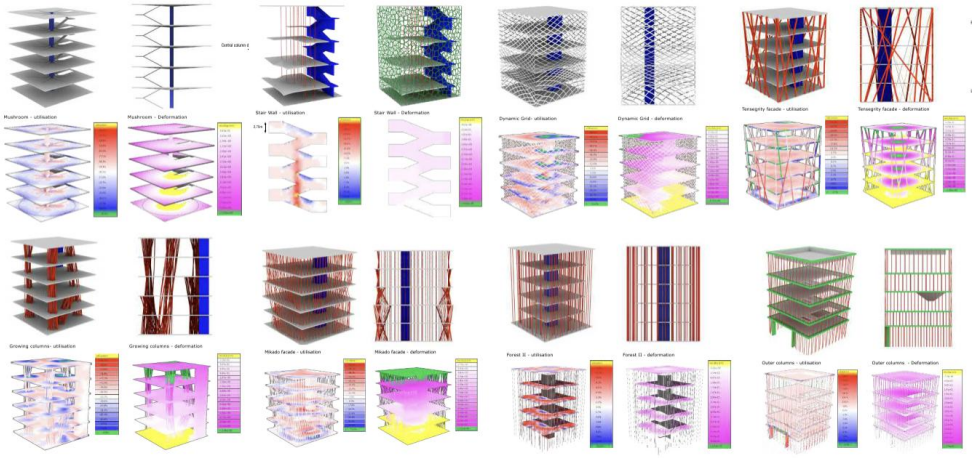


Abbildung 2: Tragwerksvarianten aus der Wettbewerbsphase, Werkzeugumgebung Rhino3d/GH/Karamba3d, Grafik: B+G

Für das Grundkonzept der Turmkonstruktion, einer durch das außenliegende filigrane Tragwerk hinreichend ausgesteiften und standsicheren Struktur, stellt z.B. bei Einhaltung aller zulässigen Verformungen der Vergleich der Gesamtmassen der Tragwerke ein maßgebendes Kriterium für die Effizienz in Hinblick auf Kosten und GWP [2] dar, das über Einheitspreise und generische EPD [2] quantifiziert werden kann. Aber selbst bei dieser sehr fokussierten Betrachtung verhalten sich die Kriterien in der Regel reziprok. So wird z.B. durch eine starke Differenzierung der Stabquerschnitte entsprechend ihrer Beanspruchung die Gesamtmasse des Tragwerks und damit der Wert des GWP maßgeblich reduziert. Gleichzeitig entstehen durch eine fehlende Rationalisierung aber höhere Fertigungskosten oder das GWP erhöht sich durch längere Beschaffungsketten.

Im Projekt Bauhaus-Archiv war insbesondere die variable Verteilung der außenliegenden Fassadenstützen mit unterschiedlichen Neigungswinkeln und Abständen eine entscheidende Gestaltungsaufgabe mit wesentlichen Auswirkungen auf das Tragverhalten der Gesamtstruktur. Das Zusammenspiel von wahrnehmbarer Ordnung und Unordnung der sichtbaren Tragelemente prägt maßgeblich das Erscheinungsbild des Gebäudes und stellt einen spannenden Aspekt in der kollaborativen Entwicklung der Architektur und des Tragwerks dar.

3 Formoptimierung und Konstruktionsentwicklung

Das für den Wettbewerbsbeitrag entscheidende Tragwerkskonzept, bestand aus einer außerhalb der Fassade liegenden Doppel-Stützenreihe. Dabei sind alle Stützen als schlanke Rundrohre konzipiert, welche sich in der Achse orthogonal zur Fassade alternierend neigen. Entgegen den Erwartungen wirkt eine Gebäudeseite also nicht nur entlang ihrer Achse aussteifend, sondern quer dazu. Die Effektivität dieses Tragkonzepts entsteht somit durch die Tiefe der Fassadenkonstruktion und durch einen effizienten Rhythmus abwechselnder und unterschiedlich geneigter Elemente.

Dem Wettbewerb folgte ein VgV- Verfahren für die Fachplaner, in dem B+G Ingenieure nicht erfolgreich waren. Die beauftragten Tragswerkplaner scheiterten in der Weiterentwicklung des experimentellen und spielerischen Charakters des Entwurfskonzepts. Nach mehr als 3 Jahren kam es zu einem grundsätzlichen Diskurs über die Machbarkeit der Wettbewerbsidee, die mehrfach durch die Prüfingenieure für Standsicherheit Schlaich Bergermann & Partner bestätigt wurde. Am Ende entschied sich 2019 der Auftraggeber für eine Neuvergabe der Tragwerksplanung des Turms an B+G Ingenieure und ermöglichte damit die Fortsetzung der Entwurfsarbeit von 2015 durch die Verfasser.

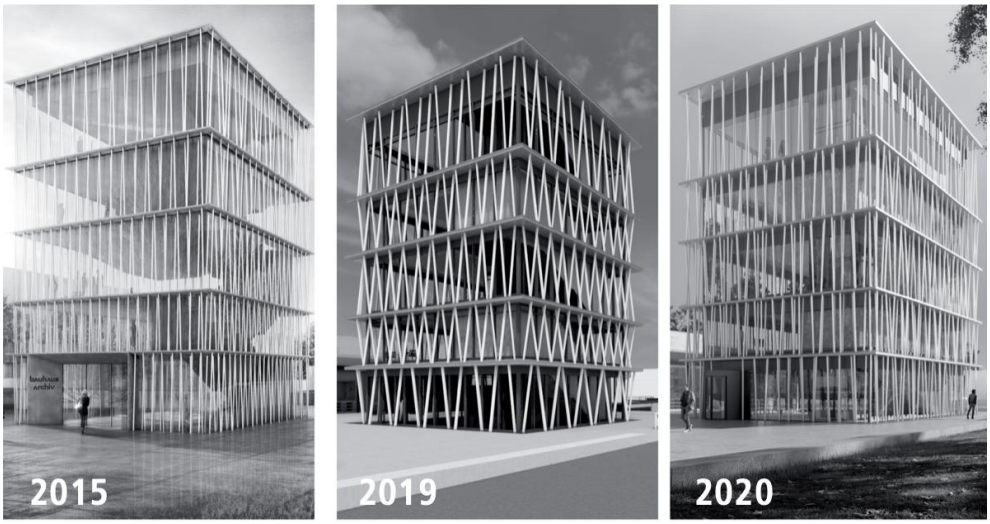


Abbildung 3: Entwicklung der Konstruktion des Turms: Wettbewerb 2015, Bearbeitung 2015 bis 2019, “Neuentwurf” 2019 bis 2020. Grafik : Staab Architekten

3.1 Geometrie- und Formoptimierung

Die intensive Phase der Geometrie- und Formoptimierung in tragwerksplanerischer und gestalterischer Hinsicht fokussierte sich zu Beginn im Wesentlichen auf d as außenliegende Stabwerk. Ziel war die Realisierung des Grundkonzepts der “tanzenden schlanken Stützen” mit möglichst geringem Materialaufwand. Entscheidend dafür war das Schwingungsverhalten und damit die Größe der ersten Eigenfrequenzen (EF) der Gesamtstruktur. In ersten Studien wurden deshalb folgende Parameter auf ihre Auswirkung auf die ersten drei Eigenfrequenzen untersucht

- unterschiedliche Stützenstellungen, -Querschnitte und -Verteilungen
- Laufplatten der Treppenanlage
- Wandscheiben der Treppenanlage
- Reduzierung des Eigengewichts der Deckenkonstruktion

Die Basisvariante entstand aus architektonischen Vorgaben. Der Stützen wurden als Vollquerschnitte mit einem Durchmesser von 100mm, die Deckenkonstruktion als Stahlbetonplatte mit 35cm Stärke angenommen. Die Sensitivitätsanalysen erfolgten für den Lastfall Eigengewicht mit FE- Modellen, die in Karamba3d generiert wurden. Für die weiterführenden Analysen (Stützenkräfte, Stützenbemessung, Optimierung Profile, Auswirkung weiterer Bauteilmassen für die Eigenfrequenz, Einfluss Deckenkonstruktion auf Tragverhalten des Gesamtsystems) wurde die Software RFEM eingesetzt.

Für die Variationen der Stützenstellungen wurden maximale Neigungen in x- und y -Richtung und die Fusspunkte definiert. Das Basis FE-Modell (ohne Treppenanlage) wies für die 1. und 2. Eigenfrequenz (Mx, My) Werte deutlich unter 1,0 Hz auf. Die 3. Eigenfrequenz (Torsion) lag bei ca.1,0 Hz. Als erste mögliche Variation wurde eine Anpassung der Stützenpositionen in den Eckbereichen des Erdgeschoßes vorgenommen, so dass durchgehende Stützenverläufe zwischen EG und OG1 gewährleistet sind. Dadurch wird eine geringe Erhöhung der Eigenfrequenz um ca. 8 % erreicht. Durch eine zusätzliche Verdichtung dieser Bereiche (zusätzliche Stützen) kann eine Erhöhung der Eigenfrequenz um insgesamt 13 % erreicht werden. Wir die Verdichtung mit über den Geschossen durchlaufenden Stützenverläufe kombiniert erhöht sich die Eigenfrequenz weiter.

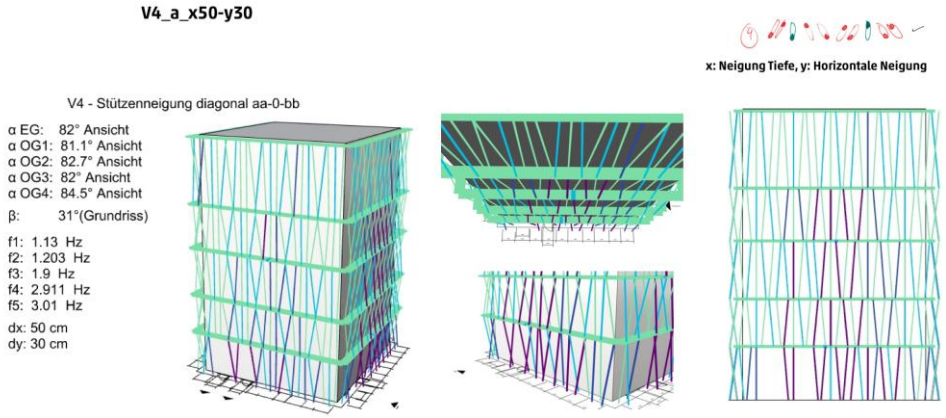


Abbildung 4: Sensitivitätsanalyse Einfluss der Stützenstellungen auf die Eigenfrequenz des Hauptragwerks, Werkzeugumgebung Rhino3d/GH/Karamba3d, Grafik: B+G

In weiteren Variationen wurden unterschiedliche Neigungen, Positionen bzw. Verteilungen der Stützen und die Erhöhung der Stützenquerschnitte untersucht. Zunächst wurden die Stützen des Basismodells stärker geneigt, wodurch ein um 150 mm vergrößerter Hebelarm entsteht. Diese Variation hat keinen Einfluss auf die Eigenfrequenz. Dagegen verursacht eine Verkleinerung der Stützenabstände zu den Ecken gegenüber einer Aufweitung in den Mittelbereichen eine Erhöhung der Eigenfrequenz um 14 %. Eine Erhöhung der Steifigkeit

der Stützen durch um 30% vergrößerte Stützenquerschnitte führt zu einer deutlichen Erhöhung der Eigenfrequenz um ca. 18 %.

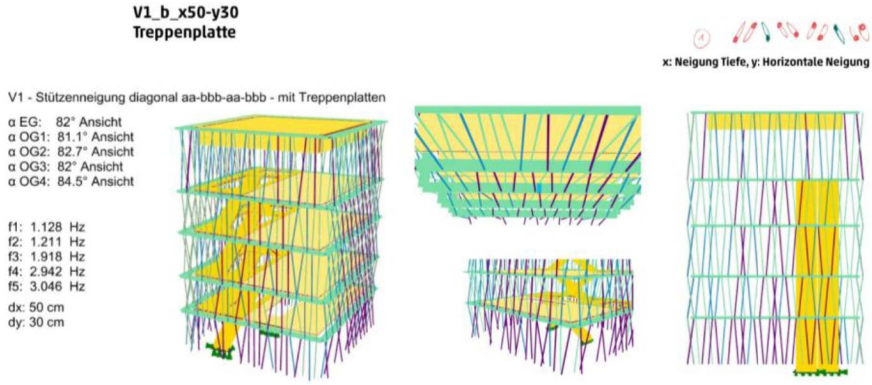


Abbildung 5: Sensitivitätsanalyse Einfluss der Treppenläufe auf die Eigenfrequenz des Hauptragwerks, Werkzeugumgebung Rhino3d/GH/Karamba3d, Grafik: B+G

Im nächsten Schritt wurden die Möglichkeiten der Erhöhung der Gesamtsteifigkeit der Struktur und damit der Eigenfrequenzen durch die Berücksichtigung weiterer Konstruktionselemente analysiert. Die Aktivierung der Laufplatten der gegenläufigen Treppe als Tragelemente im Strukturmodell erzeugt eine X-förmige Verbindung zwischen den Geschoßdecken (siehe Abb. 5) und erhöht die Eigenfrequenz gegenüber der Basisvariante um ca. 20%.

Die Mittelwand zwischen den Treppenläufen stellt eine Z-förmige vertikale Scheibe dar (siehe Abb. 7). Ein zusätzliches Heranziehen dieser Scheibe erhöht die Eigenfrequenz um bis zu 45,0%. Die Außenwände des Treppenanlage bilden ähnlich zur Mittelwand vertikale Z-förmige Scheiben. Werden diese ebenfalls in das Tragwerk integriert, erhöht sich die Eigenfrequenz weiter deutlich.

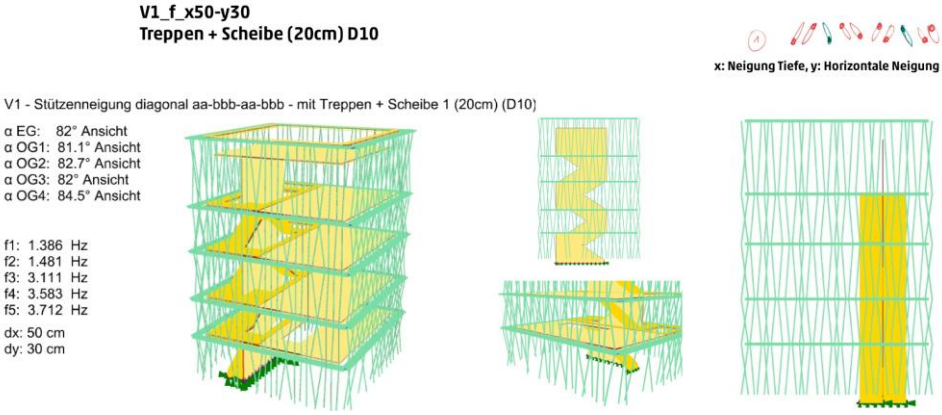


Abbildung 6: Sensitivitätsanalyse Einfluss der Wände Fluchtreppen auf die Eigenfrequenz des Hauptragwerks, Werkzeugumgebung Rhino3d/GH/Karamba3d, Grafik: B+G

Verschiedene Kombinationen das Schwingungsverhalten verbessernder Maßnahmen zeigen, dass nicht alle Effekte synergetisch wirken können. Durch die Konzentration von Stützen zu den Gebäudeecken wird das Trägheitsmoment insbesondere gegenüber der Torsion verbessert. Unter Einbeziehung der Wandscheiben des Treppenhauses verlagert sich der Schubmittelpunkt exzentrisch, so dass der Effekt aus der Konzentration der Stützen in den Gebäudeecken vernachlässigbar ist. Interessant ist, dass bei der Konstruktion, welche in ihrem Prinzip schwingungsanfällig ist, eine Erhöhung der Stützenquerschnitte im Vergleich zu geometrischen Änderungen, geringen Einfluss auf die Eigenfrequenz hat.

Auf der Grundlage aller Studien entstanden geometrische Grundregeln für die Positionierung und Ausrichtung der “tanzenden” Stützen” (max 87° Neigung der Stützen, Ausrichtung auf 4 Grundrisslinien mit einem Versatz von 45°oder 90° zueinander) die statischen, gestalterischen und baukonstruktiven Fragen miteingeschlossen. Die finale Form des Stabwerks wurde über diese Regeln generiert und bildete die Basis der Optimierung zum Erreichen einer ausreichend hohen Eigenfrequenz des Gesamtragwerks.

Zur Reduzierung der aufgehenden Bauwerksmasse, welche maßgebend das Schwingungsverhalten bestimmt, wurden verschiedene Stahlbetonvarianten der Deckenkonstruktion (Hohlkörperdecken, Rippendecken etc.), Stahlbaulösungen und schlussendlich Holzbausysteme untersucht. In allen Variationen zeigte sich eine sehr positive Beeinflussung der Eigenfrequenzen durch die Reduktion des Konstruktionsgewichts der Deckenkonstruktion.

3.2 Konstruktionsentwicklung

Der Wettbewerbsentwurf hatte als Deckenkonstruktion eine von Randträger zu Randträger freitragende vorgespannte Stahlbetonplatte vorgesehen. Die Formfindungsstudien für das Stabwerk (siehe 3.1) und die allgemeine entwurflichen Weiterentwicklung stellten dieses Konstruktionsprinzip grundsätzlich in Frage. Neben der Frage, ob eine monolithische Stahlbetonkonstruktion für ein so exemplarisches Bauwerk ein zukunftsweisendes Tragsystem in Hinblick auf GWP und Zirkularität ist, entwickelte sich auch aus den baukonstruktiven und bauphysikalischen Detailfragen sowie Fragen des Bauablaufs die Suche nach Konstruktionsweisen mit hohem Vorfertigungsgrad und Präzision. Die Lösungsmöglichkeiten für diese Multikriterien- Fragestellung entstanden durch den gedanklichen Sprung zum Werkstoff Holz als Material für die Deckenkonstruktion und letztendlich aller tragenden Innenbauteile. Für die Deckenkonstruktion reduzierte die relativ große Spannweite von ca. 12m die Auswahlmöglichkeit an Bauweisen. Die ersten Überlegungen fokussierten sich deshalb auf eine 40cm starke Kastendecke. Aufgrund der fehlenden ausreichenden zweiachsigen Lastabtragung und den sich daraus ergebenden notwendigen Abfangekonstruktionen um die großen Öffnungen des Treppenhauses (siehe Abb. 7) entstand die Notwendigkeit einer weiteren wichtigen Entwurfsentscheidung oder gedanklichen Sprung. Aus der Interpretation des schmalen Haustechnikschachts als Tragelement, mit Holzstützen als Querwände entstand die Möglichkeit eines Abfangeträgers mit geringer Bauhöhe und die Reduktion der max. Spannweite der Deckenplatten auf 7m. Dadurch wurde der Einsatz einachsig gespannter Brettsperrholzplatten für beide Hauptragrichtungen der Deckengrundrisse möglich. Auch die Realisierung der Öffnungen für den Aufzug und das Treppenbauwerk ließen sich sehr einfach lösen (siehe Abb. 7).

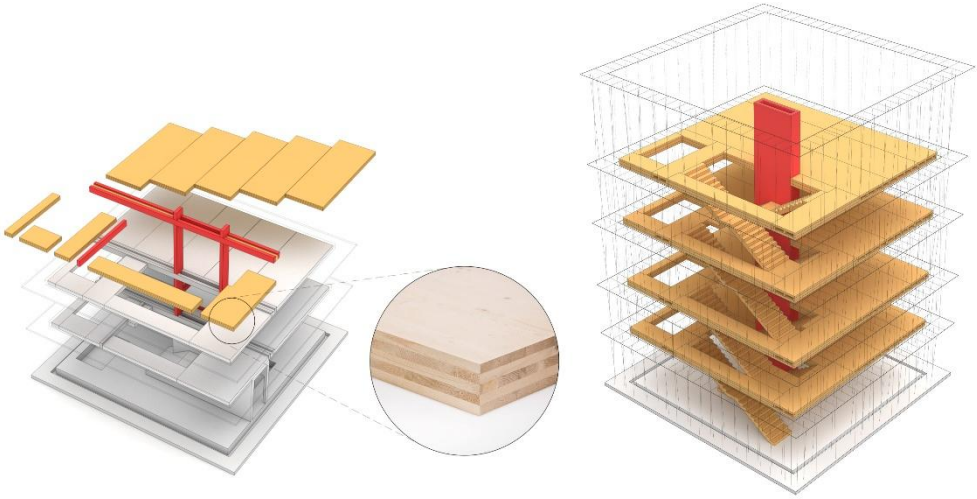


Abbildung 7: Tragelemente der Deckenkonstruktion: Deckenplatten aus Brettsperrholz (BSP), Trägern und Stützen aus Baubuche, Grafik: B+G

Das ursprüngliche Konzept der Abtragung der horizontalen Einwirkungen aus Wind und Imperfektionen beruhte auf der Aktivierung der lokal und global aussteifenden Rahmentragwirkungen der unterschiedlich geneigten und zueinander versetzten Stahlstützen. Ein aussteifender Kern war explizit nicht vorgesehen. Im Rahmen der Sensitivitätsanalyse zur Formfindung des Stabwerks (siehe 3.1) hatte sich der erhebliche Einfluss der Treppenläufe und eventueller Treppenhauswände gezeigt. Mit der Entscheidung, alle inneren Bauteile aus Holzwerkstoffen auszuführen, ergaben sich auch für die Elemente der Treppenanlage neue statische Potentiale. Da ein Teil der Treppenanlage als Fluchtraum mit Wänden von den freien Grundrissen der Geschosse getrennt werden musste, konnten Wandscheiben aus CLT-Elementen geplant werden. Entsprechend ihrer Steifigkeit (unter Berücksichtigung ihres nachgiebigen Verbunds) übernehmen diese Elemente einen Teil der Lastabtragung der horizontalen Einwirkungen in beide Gebäuderichtungen. Allerdings schränken die geometrischen architektonischen Randbedingungen ihre aussteifende Wirkung deutlich ein. Die Wandscheiben parallel zu den Treppenläufen sind nicht durchgehend in einer Länge gehalten, sondern folgen der Treppe in einem z-förmigen Verlauf. Die fassadenseitige Südwand läuft vertikal nicht durch, sondern bildet nur geschossweise einen Raumabschluss. Das Treppenhaus stellt ein hybrides räumliches Flächentragwerk dar, das mit dem außenliegenden Stabtragwerk interagiert.

Die entstehende hybride Tragwirkung des Stahl- Holztragwerks wurde in einem FE-Gesamtmodell in RFEM simuliert, das zur Ermittlung von Schnittgrößen und Verformungen in unterschiedlichen Grenzwertbetrachtungen diente (siehe Abb. XX). Die Bemessung der einzelnen Tragelemente erfolgte über teilautomatisierte Routinen in einem Tabellenkalkulationsprogramm (EXCEL). Für die Modellierung in RFEM aus einem in Rhino erzeugten Geometriemodell wurde erneut ein GH-Plug-In genutzt. Das hybride Gesamtmodell diente auch der Bestimmung der Eigenfrequenzen zur Ermittlung der Windlasten durch den Windgutachter. Die final ermittelten Werte nach Abschluss der Ausführungsplanung lagen etwas über den im Entwurf ermittelten und dem Windgutachten zu Grunde liegenden Werten. Schlussendlich wurde durch den Materialwechsel für die

Deckenkonstruktionen und die Treppenanlage das Eigengewicht des Gesamttragwerks deutlich reduziert, die Eigenfrequenzen positiv beeinflusst und damit das Erreichen des Entwurfsziels der “tanzenden” schlanken Außenstützen ermöglicht (siehe Abb. 3).

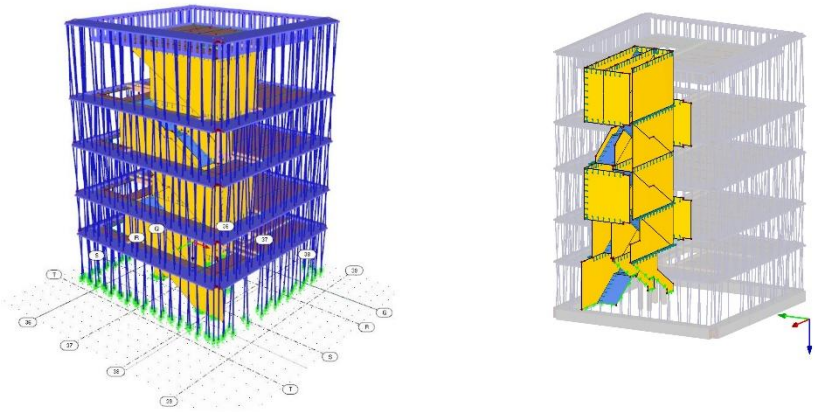


Abbildung 8: Gesamtmodell der Tragkonstruktion. Modellierung in Dlubal RFEM über ein GH-Plug-In aus dem Geometriemodell, Grafik: B+G

4 Schlussfolgerung

Die Entwicklung der Gesamtkonstruktion demonstriert sehr anschaulich die Möglichkeiten eines computergestützten Konstruktionsentwurfs, aber auch seinen grundsätzlich hybriden Charakter als Dialog zwischen Menschen und Maschine. Ausgangspunkt ist das der Entwurf von Architektur oder Baukunst nicht nur ein technischer, sondern auch ein kultureller Prozess ist, der nur abschnittsweise algorithmisch zu lösen ist. Im Fall des neuen Turms des Bauhaus Archivs entstand die Inspiration zum Gestaltungskonzept durch die Möglichkeiten aus einer großen Anzahl computeranalysierter Tragwerksvarianten. Die Möglichkeit durch computergestützte Experimente explizites und implizites Wissen als Lösungsmethode zu kombinieren, fand seine Fortsetzung bei weiteren Konstruktionsentwicklung. Die dabei programmatisch entstehende Komplexität einer Mehrfachzieloptimierung wurde dabei erfolgreich mit „sprunghafte“ Entscheidungen aufgrund der experimentell ermittelten Erfahrungen beantwortet. Grundvoraussetzung war eine sehr intensive und konstruktive interdiszplinäre Zusammenarbeit aller Planungspartner, bis hin zum Prüfingenieur für Standsicherheit (sbp vertreten durch Thomas Schoknecht) und den ausführenden Firmen.

Literatur

[1] Gengnagel C. und Débonnaire M.: Der Turm des Bauhaus-Archivs – die Entwicklung eines hybriden Stahl- Holztragwerks. Bauingenieur Nr. 06 (2023), S. 179- 187

[2] Gengnagel, C Apellaniz D.: LCA im Konstruktiven Entwurf – aktuelle Praxis und Ausblick, nbau - Nachhaltig Bauen Nr. 3(2023), Ernst & Sohn, S. 23-31

Baustatik – Baupraxis 15, © 2024, Technische Universität Hamburg

Ringträgerkonstruktionen in Theorie und Praxis

Katharina Kunz[1], Roman Kemmler[2]

[1] *Ingenieurin bei schlaich bergermann partner (sbp se)*
[2] *Fakultät Bauingenieurwesen der HTWG Konstanz, Gesellschafter isea tec GmbH, Friedrichshafen*

Zusammenfassung: Der nachfolgende Beitrag verbindet theoretische Grundlagen der Formfindung mit Beispielen aus der Praxis. Der Fokus liegt auf Ringträgerkonstruktionen, wie sie bei Stadiondächern eingesetzt werden. Anhand von zwei gebauten Beispielen werden die Besonderheiten und Herausforderungen der Verbindungselemente erörtert.

1 Einführung

1.1 Motivation

Angesichts der weltweit wachsenden Herausforderungen und den damit verbundenen Erfordernissen nach neuen nachhaltigen Konzepten und Ansätzen, auch in der Bauindustrie, werden sich die Prinzipien des Leichtbaus durchsetzen. Sie führen nicht nur zu einer Verringerung des Ressourcenverbrauchs – denn es wird weniger Material verwendet, leichtere Bauteile ermöglichen einen besseren Transport, die Montage wird vereinfacht – sondern am Ende des Lebenszyklus werden auch Demontage und Recycling erleichtert. Insofern leisten Leichtbaukonstruktionen über den gesamten Lebenszyklus hinweg einen doppelten Beitrag zur Nachhaltigkeit.

Im Sinne dieser Mission hat sbp bereits viele Speichenrad-Dachkonstruktionen weltweit geplant und realisiert. Eine Abwandlung davon ist die Ringträgerstruktur. Dabei werden die Vorteile der normalen Ringseildächer genutzt mit dem Unterschied, dass die äußere Form und Hülle des Daches sowie des Bauwerks variieren und nahezu jeder architektonischen Form folgen können.

Die Geometrie der Dachkonstruktion und die Anordnung der Elemente sind dabei so gewählt, dass die äußeren Lasten nur durch Druck und Zug abgetragen werden. Die Vermeidung von Biegeeffekten ist der Schlüssel zum erfolgreichen Entwurf von Leichtbaukonstruktionen.

1.2 Vom Ringseildach zum Ringträgerdach

Seit einigen Jahrzenten kommt das Konstruktionsprinzip Ringseildach häufig bei der Überdachung von Sportstätten zum Einsatz. Aufgrund der geschlossenen Struktur eines Stadions eignet sich das mit mehreren Ringen ausgebildete Tragwerk ideal, um leichte und transparente Dächer auszuführen. Frühe und bekannte Vertreter dieser Konstruktionsart sind die Dächer der heutigen MHP-Arena (ehemals Mercedes-Benz Arena) oder das Stadion in Kuala Lumpur (siehe Abb. 1).

Abbildung 1: MHP-Arena und Stadion Kuala Lumpur
Foto links © swencarlin.com / rechts © schlaich bergermann partner

Mit den angeordneten Ringen wird die Übertragung des Momentes, welches aus den auf die Dachfläche wirkenden, vertikalen Kräften entsteht und mit den außenliegenden, vertikalen Stützenkräften im Gleichgewicht steht, in den Untergrund vermieden. Über Vorspannung werden die äußeren Ringe in einen Druck- und die inneren Ringe in einen Zugzustand versetzt. Durch die in den Achsen der Radialbinder vorhandenen Knicke der Ringelemente werden Umlenkkräfte hervorgerufen (siehe Abb. 2). Zur Erzielung von unter Zug stehenden, radialen Bindern muss die Anzahl der Ringe mindestens drei sein.

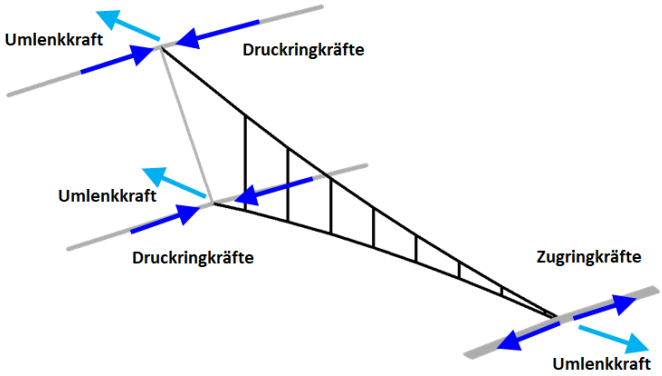


Abbildung 2: Ringelemente unter Vorspannkräften und deren Umlenkkräfte
© Kemmler

Die Ringe werden so angeordnet, dass die resultierende Kraft auf einen Radialbinder am inneren Rand unterhalb der resultierenden Kraft am Außenrand zum Liegen kommt. Das dadurch hervorgerufene Moment steht im Gleichgewicht zu dem Moment des vertikalen Kräftepaars, bestehend aus Einwirkung und Stützenkraft.

Mit zwei äußeren Druckringen und einem inneren Zugring (siehe Abb. 1) ist die ursprüngliche Dachkonstruktion der früheren Mercedes-Benz Arena (heute: MHP-Arena) ein klassischer Vertreter dieser Variante. Die resultierende Umlenkkraft des inneren Zugringes auf den Radialbinder liegt dabei unterhalb der resultierenden Umlenkkraft der außenliegenden Druckringe (siehe Abb. 3).

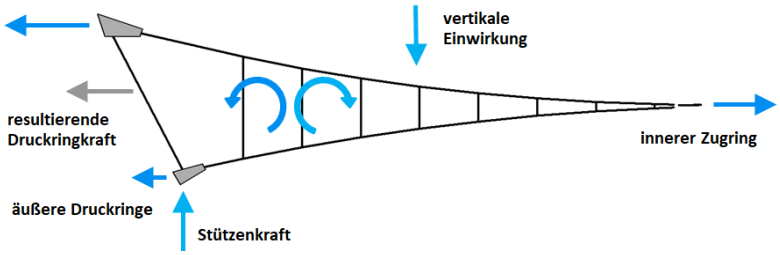


Abbildung 3: Ringseildach in der Variante mit zwei Druck- und einem Zugring
© Kemmler

Eine weitere Variante sieht die Anordnung eines äußeren Druckrings und zwei inneren Zugringen vor. Die resultierenden Kräfte weisen wie die oben erläuterte Charakteristik auf (siehe Abb. 4).

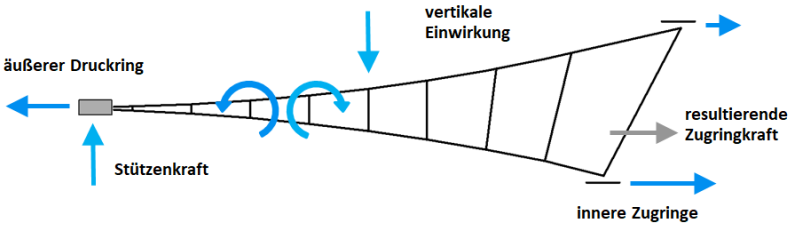


Abbildung 4: Ringseildach in der Variante mit einem Druck- und zwei Zugringen
© Kemmler

Infolge veränderlicher, vertikaler Einwirkungen verformt sich das Dachtragwerk und ruft eine Kraftänderung in den doppelt vorhandenen Ringelementen hervor. Durch Erhöhung bzw. Verringerung der Ringkräfte werden die daraus resultierenden Umlenkkräfte vertikal verschoben und das dadurch hervorgerufene Moment an die Einwirkungen angepasst.

Das Konstruktionsprinzip des Ringseildaches bedingt, dass die Ringelemente in jeder Radialbinderebene einen Knick aufweisen. Folgt die Begrenzung der Dacheindeckung den

Ringelementen, so sind lediglich runde bzw. ovale Dachformen im Grundriss möglich. Davon abweichende Dachformen sind nur durch von der Dachhaut abgesetzte Ringelemente möglich (siehe Abb. 5).

Abbildung 5: Ringseildach des Volksparkstadions in Hamburg
© Euroluftbild

Ein weiteres restriktives Kriterium für die Dachgeometrie ist, dass bei Ringseildächern die Höhenlage des einzelnen Ringelementes zwischen den doppelt vorkommenden Ringelementen zum Liegen kommen muss.

Abb. 3 und 4 verdeutlichen, dass für das ebene Gleichgewicht eines Radialbinders vier Kraftgrößen (drei Umlenkkräfte und eine Stützkraft) bestehen. Somit steht für die drei Gleichgewichtsbedingungen eine zusätzliche Kraftgröße zur Verfügung, wodurch das System radial vorgespannt werden kann.

Die Einschränkungen der Geometrie kann man umgehen, indem auf das Vorspannen der Radialbinder und damit auf die Verwendung von reinen Zugelementen innerhalb des äußeren Druckrings verzichtet wird. Verwendet man lediglich zwei Ringelemente, eines davon unter Zug und das andere unter Druck, so entsteht durch die Umlenkkräfte ein Kräftepaar, welches ein gegendrehendes Moment aus Einwirkung und Stützkraft hervorruft (siehe Abb. 6). Damit bilden die Ringelemente ein Ringträgersystem mit positivem Biegemoment. Die Radialelemente können nun als Biegeträger oder als Fachwerkträger mit aufgelösten Gurten ausgebildet werden.

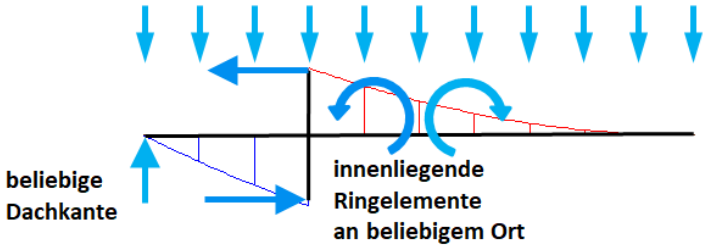


Abbildung 6: Funktionsprinzip Ringträgerdach
© Kemmler

Das Moment aus dem Kräftepaar der Ringelemente kann über die Kräfte und dem Hebelarm eingestellt werden. Das bedeutet, dass über die Größe der Knickwinkel bei den Ringelementen in den Radialachsen und der Höhendifferenz der Ringelemente zwei variablen Größen vorhanden sind, mit denen sich die Geometrie des Daches einstellen lässt (siehe Abb. 7).

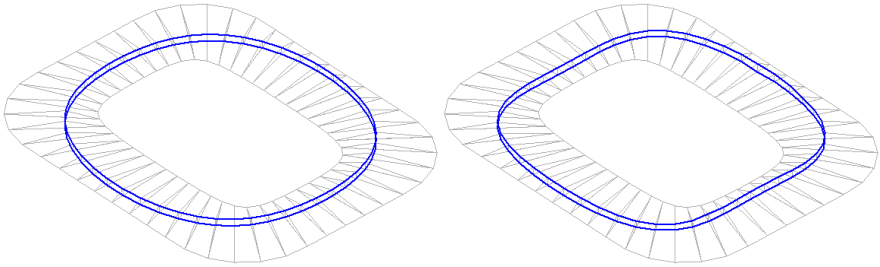


Abbildung 7: Interaktion zwischen Knickwinkel und Abstand Ringelemente
© Kemmler

Durch die variable Höhendifferenz weisen die Ringelemente neben radialen auch vertikalen Komponenten der Umlenkkräfte auf. Im Weiteren ist die Beanspruchung der Radialbinder aufgrund ihrer Anordnung im Dachtragwerk ungleichmäßig. Aus diesem Grund ist bei der Geometrieentwicklung das Gesamtsystem zu berücksichtigen.

2 Ansätze der Formfindung

Die Formfindung ist eine Disziplin, die ihren Ursprung bei biegeweichen, zugbeanspruchten Tragwerken hat. Für diese Bauweise ist eine Formfindung unablässig und wurde bereits in den 1970er Jahre intensiv diskutiert. Neben physikalischen Modellen wurden auch numerische Methoden entwickelt. Mit dem Ansatz der Kraftdichtemethode von Prof. Linkwitz [1] wurde die Geometrie vorgespannter Seilnetzkonstruktionen gefunden. Ein

weiterer, verbreiterter Ansatz ist die Dynamische Relaxation [2]. Dieser Ansatz löst das Problem einer statischen Gleichgewichtsgeometrie mittels einer stark gedämpften, dynamischen Analyse. Bei beiden Ansätzen werden geometrische Nebenbedingungen durch Veränderung der initialen Konfiguration des numerischen Modells eingearbeitet.

In [3] wurde ein weiterer Ansatz aufgezeigt. Wie bei der Kraftdichte-Methode wird bei der SGC-Methode (statically-geometrically coupled method) keine Materialisierung des Problems vorgenommen. Führt man nun die Kräfte der eindimensionalen Elemente ebenfalls als variable Größe ein, so können aus mathematischer Sicht neben den Gleichgewichtsbedingungen die Einhaltung weiterer Bedingungen gefordert werden. So entsteht ein gekoppeltes Problem aus Gleichgewicht und Geometrievorgaben. Da dem Verfahren, wie bei der Kraftdichte-Methode, keine Energieformulierung zugrunde liegt (keine Formulierung energetisch konjungierter Größen aus Kraft und Verschiebung) und überzählige Variablen vorhanden sind, gelingt eine Entkopplung der Geometrievorgabe und der Gleichgewichtserfüllung.

Durch diese Entkopplung können – trotz Vorgabe der Geometrie – Gleichgewicht und – trotz variabler Geometrie – Reaktionskräfte für die einzelnen Knoten und Richtungen formuliert werden. Gegenüber der Kraftdichte-Methode erhält man nun allerdings ein hochgradig nichtlineares Problem. Analog zur nichtlinearen Strukturanalyse kann das Formfindungsproblem mittels Newton-Raphson-Verfahren gelöst werden. Hierzu muss aus mathematischer Sicht ein reguläres Problem definiert werden. Dies stellt die wesentliche Anforderung einer konkreten Formfindungsaufgabe dar, da die formulierten Kraft- und Geometrienebenbedingungen sich nicht widersprechen und nicht mehrdeutig sein dürfen, um eine Jacobimatrix zu erhalten, welche einen vollen Rang aufweist. In der Regel gelingt dies nur anhand eines sukzessiven Aufbaus des Modells.

3 Das Ahmed bin Ali-Stadion

3.1 Allgemeines

Das Ahmed bin Ali-Stadion gehört zu Al-Rayyan City und liegt 20 km westlich von Doha. Das Stadion wurde 2003 erbaut und im Jahr 2014 für die Fußball-Weltmeisterschaft 2021 umgebaut. Im Interesse der Nachhaltigkeit wurde das vorhandene Material so weit wie möglich wiederverwendet.

Für die Konstruktion schlug sbp ein Ringträgerdach vor, das im Vergleich zum ursprünglichen Entwurf mit vier großen Fachwerkträgern signifikante Einsparungen in der Stahltonnage des Dachtragwerks ermöglichte.

3.2 Beschreibung der Dachkonstruktion

Die Hauptabmessungen im Grundriss betragen 225 m x 194 m mit einer ovalen Rundöffnung von 125 m x 85 m über dem Spielfeld und umfassen eine Fläche von 32.700 m².

Das Dach besteht aus 48 Radialbindern, die sich von den Stützen zu einem inneren Ringbinder mit einem oberen Druckring und einem unteren Zugring erstrecken. Tangentiale Pfetten spannen sich zwischen den Untergurten der Radialbinder und tragen gedämmte

Metallpaneele. Horizontale und vertikale Aussteifungselemente stabilisieren das System gegen ungleichmäßig verteilte Lasten und bilden eine steife Dachkonstruktion (Abb. 8).

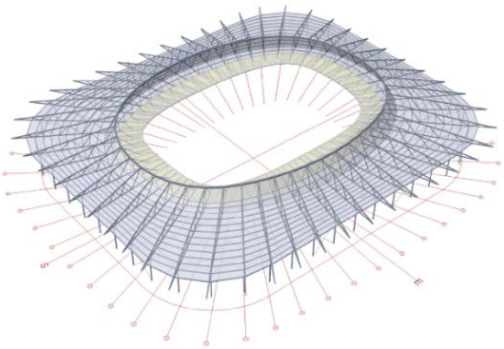


Abbildung 8: Isometrischer Schnitt des Daches
© schlaich bergermann partner

3.3 Das Ringträgersystem

Im Rahmen der Optimierung des Dachtragwerks und der Formfindung wurden zunächst zahlreiche Optionen untersucht und verglichen. Hier wurden beispielsweise Ondulationen des Druckrings, der zwei Zugringe und verschiedene statische Höhen zwischen Druck- und Zugring analysiert, hinsichtlich statischer und architektonischer Wirkung ausgewertet und ein Optimum an Effizienz weiterverfolgt.

Die Strukturtiefe zwischen Druckring und Zugring variiert zwischen 13 m und 15 m in Abhängigkeit der Spannweiten, bzw. Dachtiefen. Radialbinder leiten die vertikalen Lasten durch Druck in den Obergurten und Zug in den Untergurten in die Stützen ab (Abb. 9).

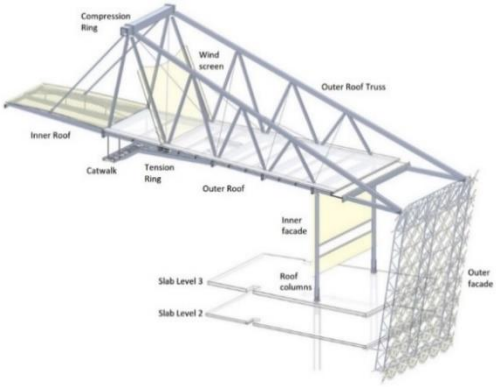


Abbildung 9: Isometrischer Schnitt durch ein Dachfeld
© schlaich bergermann partner

3.4 Installation des Dachtragwerks

Eine Herausforderung für die Konstruktion ist die Installation des Dachtragwerks, welche in allen Sequenzen detailliert berechnet wurde.

Das Dach wird in einzelnen Stahlmodulen, bestehend aus zwei Radialbindern, Druckring und Tangentialträgern sowie temporären Stabilisierungselementen am Boden vormontiert und auf die Dachstützen sowie temporäre Turmstützen gehoben. Sobald zwei Module installiert sind, wird die Zwischenlücke mit Einzelelementen geschlossen.

Nach dem Schließen des Druckrings wird das Dach für den Einbau des Zugrings durch Pressen nach oben gedrückt, um die verkürzten Stabelemente und Einbautoleranzen geometrisch auszugleichen. Sobald der Spannring geschlossen ist, werden die Stützen wieder abgesenkt und die restlichen Elemente installiert.

4 Die VTB Arena

4.1 Allgemeines

Die VTB Arena befindet sich im Nordwesten Moskaus. Das Konzept sah ein Fußballstadion und eine Indoor-Arena unter einem Dach vor. sbp entwickelte einen Sondervorschlag für die bereits bestehende Planung des Daches, der sowohl in wirtschaftlicher als auch in gestalterischer Hinsicht überzeugte. Um die vom Architekten vorgegebene Dachhaut möglichst wirtschaftlich zu realisieren, wurde für den Stadion-Bereich ein Ringträgerdach realisiert.

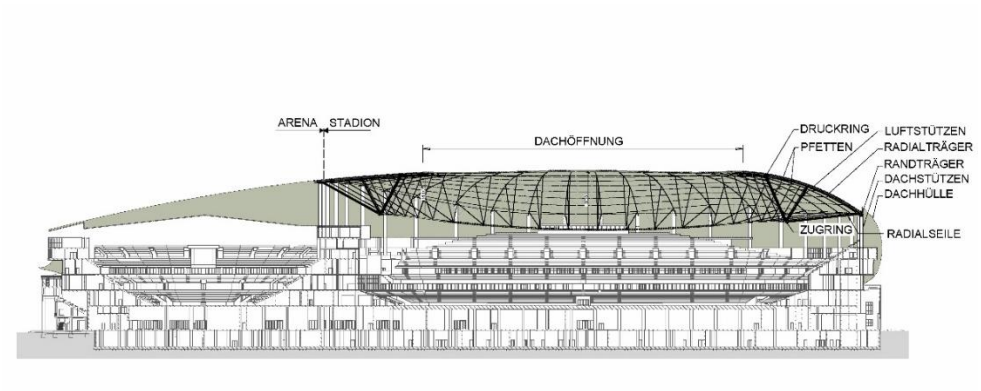


Abbildung 10: Längsschnitt
© schlaich bergermann partner

4.2 Randbedingungen des Entwurfs und Tragwerk

Das klassische Ringseildach musste aufgrund verschiedener Randbedingungen als Dachkonstruktion ausgeschlossen werden. Auch ein gewöhnliches Kragdach konnte die vorgegebenen Randbedingungen nur schwer erfüllen. Das geplante und ausgeführte Ringträgerdach erlaubt jedoch eine flexible Auflagerlinie ohne rückwärtige Abspannung, da die Kräfte im innenliegenden Zug- und Druckring kurzgeschlossen werden.

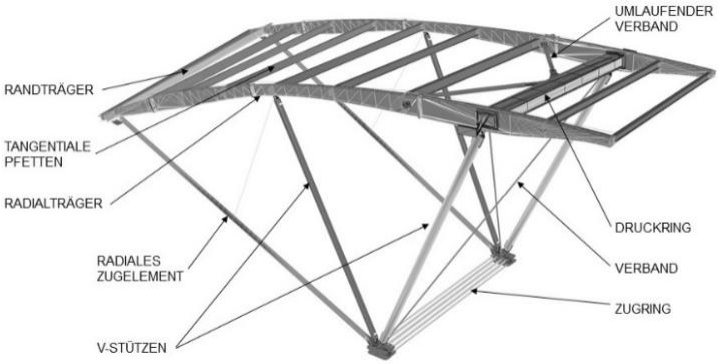


Abbildung 11: Hauptelemente Ringträgerdach
© schlaich bergermann partner

Geschweißte I-Profile mit gevoutetem Querschnitt spannen radial zwischen den äußeren, umlaufend angeordneten Betonstützen und dem fliegenden inneren Druckring.

Zwischen Zugring und Druckring sowie zwischen Zugring und Radialträgermitte sind V-förmige Rohrstützen angeordnet. Radiale Zugelemente aus Flachstählen zwischen dem Zugring und Auflagerpunkt schließen die Kräfte im System kurz. Tangentiale Pfetten stabilisieren die Radialträger und dienen als Auflager für die Unterkonstruktion der Dachhaut.

Während der Druckring konstant auf einer Höhe liegt, ergibt sich aus der Formfindung für den Zugring eine Ondulation. Die Höhe des Zugrings berücksichtigt dabei die Sichtlinienanforderung aller Zuschauerplätze.

4.3 Montage

Jeweils zwei am Boden vormontierte Druckringelemente mit Anschlussstücken für die Radialträger wurden zusammen auf Stützen und Hilfstürme gehoben. Darauf folgten die vormontierten Radialträgerpaaren mit Pfetten, die Zugringknoten und die Luftstützen. Mit dem Einbau der beiden radialen Zugelemente wurde die Montage eines Feldes abgeschlossen. Nach der Montage des übernächsten Feldes auf die gleiche Weise konnten die Zwischenpfetten installiert werden.

Durch die Montage im Baukastenprinzip konnte damit bereits begonnen werden als die ersten Elemente gefertigt waren. Montage und Fertigung liefen also parallel.

Für das Schließen der Ringe (Zugring und Druckring) wurden Pressen auf den Hilfstürmen eingesetzt. Durch lokales Anheben konnten die letzten Zugringelemente installiert werden. Nach der vollständigen Montage wurde das Dach in vier Schritten von den Futterblechen auf den Türmen abgesenkt, sodass es sich selbst trägt.

5 Fazit

Das hier vorgestellte Ringträgerdach bietet durch seine Flexibilität der Auflagerlinie für bestimmte architektonische Randbedingungen eine gute Alternative zu den bei Stadiondächern oft eingesetzten Kragdächer oder Ringseildächer.

Der Bedarf an Hilfsstützen während der Installation wird durch die parallele Fertigung und Montage ausgeglichen. Während das Ringseildach in sich selbst vorgespannt ist, findet die Vorspannung beim Ringträgerdach nur durch Eigengewicht statt. Das macht es zu einer robusten Tragstruktur, die auf Toleranzen bei Fertigung und Montage flexibel reagiert.

Im Vergleich zu herkömmlichen Speichenradsystemen verhält sich die Struktur zwar steifer, allerdings dauert die Installation durch das mehrfache Anheben von schweren Stahlmodulen und den vielen erforderlichen temporären Stützen auch länger.

Mit einem leicht erhöhten Flächengewicht der Stahlkonstruktion im Vergleich zu einem klassischen Ringseildach konnte sowohl für das Ahmed bin Ali-Stadion wie auch die VTB Arena ein wirtschaftliches und zugleich ansprechendes Dachtragwerk realisiert werden.

Literatur

[1] LINKWITZ, K., SCHEK, H.-J. Einige Bemerkungen zur Berchnung von vorgespannten Seilnetzkonstruktionen. Ingenieur Archiv (1971), S. 145–158

[2] BARNES, M.R. Form-finding and analysis of prestressed nets and membranes. Computers & Structures 30 (1988), Nr. 3

[3] KEMMLER, R. Formfindung: Die Interaktion von Kraft und Geometrie. Stahlbau 81 (2012), Heft 6

[4] GÖPPERT, K. Unter großen Dächern. Interdisziplinäres Entwerfen von Stadien. Bautechnik 89 (2012), Heft 10, S.694-700

[5] GÖPPERT, K. Wheel of fortune. Innovative sports arena designs. Stadia show case special (2002)

Baustatik – Baupraxis 15, © 2024, Technische Universität Hamburg

Formen entwickeln

Julian Lienhard

FG Tragwerksentwurf, Universität Kassel

Zusammenfassung: Die Formfindung als deterministischer Optimierungsprozess von Tragwerksgeometrien ist in der Praxis nur in wenigen Sonder- und Leichtbaustrukturen relevant. Die Methoden und Softwarelösungen können jedoch vielfältig im Tragwerksentwurf eingesetzt werden, um den Form-Struktur-Dialog zwischen Architektur und Tragwerk zu befruchten. Nach einer grundlegenden Vorstellung von FE-basierten Formfindungsansätzen wird am Beispiel des Pneumatischen Daches am Sparkassenplatz Imst und dem Deutschen Pavillon für die Expo Osaka 2025 dargestellt, wie Tragwerksformen im Dialog gefunden werden können.

1 Einleitung

1.1 Formfindung und Leichtbau

Leichtbau als optimierte und materialsparende Typologie kann heutzutage nicht mehr ausschließlich auf strukturgetriebene Formen beschränkt werden. Digitale Fertigungsprozesse und die steigenden technischen Anforderungen in komplexen architektonischen und bauphysikalischen Randbedingungen spielen eine zu bedeutende Rolle, als dass allein strukturelle Aspekte den Entwurfsprozess dominieren könnten. Daher sollte das Zusammenspiel von Kraft und Form idealerweise innerhalb flexibler Parameter definiert werden, anstatt in einem starren Rahmen deterministischer Optimierungsprozesse.

Im klassischen Leichtbau ist die Konstruktion grundlegend von dem Prinzip geprägt, dass der Kraftfluss die Form bestimmt. Insbesondere bei Schalen- und Membranstrukturen wird der Begriff "Formfindung" verwendet, um einen Optimierungsprozess zu beschreiben, in dem physikalische Randbedingungen zu einer eindeutigen geometrischen Lösung führen. Im Gegensatz zur herkömmlichen Strukturanalyse handelt es sich bei der Formfindung um ein inverses Verfahren, bei dem der Endzustand der Spannungen vorgegeben und die zugehörige Gleichgewichtsform bestimmt wird. Anders als bei konventionellen Entwurfsverfahren handelt es sich bei der Formfindung um einen deterministischen Prozess, bei dem die Festlegung der physikalischen Randbedingungen zu einer einzigen Lösung führt. Aus einer

rein mechanischen Perspektive lässt sich die Formfindung somit als Optimierungsprozess definieren, bei dem ein vorgegebenes Sollspannungsfeld die Suche nach der entsprechenden geometrischen Form lenkt. Im Tragwerksentwurf wird der Begriff Formfindung in der Regel mit formaktiven Strukturen assoziiert, bei denen die Formfindung automatisch eine auf dem Strukturverhalten basierende Formoptimierung einschließt.

Im Gegensatz dazu zeigt das architektonische Entwerfen und das wachsende Interesse an parametrischen Entwurfsansätzen das Potenzial eines nicht-deterministischen Prozesses, bei dem die Form nicht durch strukturelle Kriterien vorgegeben, sondern informiert wird. Ein zeitgemäßer Ansatz im Leichtbau versucht daher, beide Perspektiven zu verbinden, indem Formfindungs- und Analysemethoden entwickelt werden, die das volle Potenzial sowohl der rechnerischen Analyse als auch des Entwurfes ausschöpfen [1].

1.2 Computerbasierte Methoden

Der Einsatz computerbasierter Analysemethoden bei der Formfindung von Leichtbaustrukturen ermöglicht eine nahtlose Integration der Formfindungsergebnisse in die nachfolgende Strukturanalyse sowie den computergestützten Entwurfs- und Fertigungsprozessen. Es existiert eine Vielzahl unterschiedlicher Analysemethoden die je nach Anwendungsbereich in verschiedenen Branchen eingesetzt werden. Hierbei bieten Finite-Elemente-Methode (FEM) und vektorbasierte Methoden, insbesondere Masse-Feder-Systeme (MSS), bewährte Ansätze. Die FEM ermöglicht durch ihre universelle Anwendbarkeit auf unterschiedlichste geometrische Formen und Lasten eine vollständige mechanische Beschreibung des Systems. Die Möglichkeit, Schalen-, Balken-, Seil-, Kopplungs- und Federelemente frei zu kombinieren, erlaubt eine präzise Simulation der physikalischen Eigenschaften des Systems, sofern nichtlineare Gleichungslöser und Materialansätze in der Software integriert sind.

Die FEM erweist sich insbesondere beim Entwurf von Leichtbaustrukturen als vorteilhaft, da sie eine umfassende mechanische Beschreibung des Systems ermöglicht. Die Möglichkeit, verschiedene Elemente frei zu kombinieren, eröffnet die Simulation exakter physikalischer Eigenschaften, vorausgesetzt, entsprechende Formfindungslöser sind verfügbar. Das Baukastenprinzip der FEM, bei dem eine kontinuierliche Struktur durch eine endliche Anzahl von Elementen dargestellt wird, gewährleistet ihre universelle Anwendbarkeit auf verschiedene geometrische Formen und Lasten.

Die Nutzung dieses Potenzials wirft neue Fragen zur Rolle des Bauingenieurs und seinen Arbeitsmethoden auf. Angesichts der Vielfalt an Möglichkeiten stellt sich die Frage, welche Kriterien für die Entwicklung eines funktionalen und effizienten Struktursystems gelten. Eine vielversprechende Lösung könnte in der Integration der FEM als Formfindungswerkzeug in frühen Entwurfsphasen liegen, was die Vereinigung mehrerer Entwurfs- und Simulationsumgebungen erfordert. Hier bieten isogeometrische Analysemethoden einen völlig neuen Ansatz für numerische Simulationswerkzeuge dar. Das Konzept der Isogeometrischen Analyse (IGA) basiert auf der direkten Nutzung der im CAD standardisierten NURBS (Non Uniform Rational B-Spline) Geometriebeschreibung für digitale Simulationsverfahren [2]. In der Tragwerksplanung bedeutet dies die Durchführung von Finite-Elemente-Analysen am CAD-Geometriemodell. Im Gegensatz zur klassischen FE-Analyse kann auf jegliche Methoden zur Überführung des Architekturmodells (CAD-Modell) in das Ingenieurmodell (i.d.R. FE-Polygonnetzmodell) - umgangssprachlich oft als

„Vernetzung“ der CAD-Geometrie bezeichnet - verzichtet werden und Entwurf (Architektur) und Analyse (Tragwerksplanung) erfolgen auf der gleichen mathematischen Grundlage. [3]

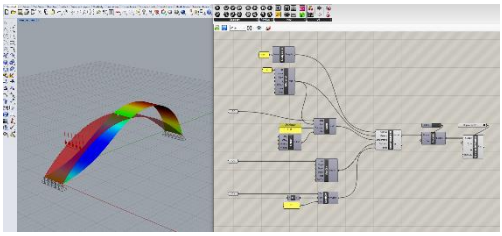


Abbildung 1: Isogeometrische Analyse (IGA) direkt auf der CAD-Geometrie (NURBS) innerhalb der CAD Softwareumgebung unter Verwendung des PlugIns Kiwi3d.

2 Geometrischer Steifigkeit

Ein fundamentales Prinzip der Formfindung in der FEM basiert auf der Möglichkeit, die Materialsteifigkeit einzelner Elemente und Elementgruppen vorübergehend zu verändern. Diese Methode, bekannt als Steifigkeitsmatrixmethode oder genauer als geometrische Steifigkeitsmethode, hat sich insbesondere bei der Formfindung von Membranstrukturen bewährt. Sie kann jedoch als allgemeiner Ansatz zur Formfindung in verschiedenen Kontexten verwendet werden. Ein Beispiel hierfür ist die Software Sofistik, ein implizites nichtlineares 3D-Finite-Elemente-Tool, das einen iterativen impliziten FEM-Ansatz mit Newton-Raphson-Iteration nutzt, um zu vorspannungsgesteuerten Formen zu konvergieren.

2.1 Formfindungsmethode mit geometrischer Steifigkeit

Geometrische Steifigkeitsmethoden sind materialunabhängig, wobei nur die geometrische Steifigkeit Kg in die Gleichgewichtsformel eingeht. Dies wird durch die Eliminierung der elastischen Steifigkeitsmatrix Ke erreicht, wenn der Elastizitätsmodul E vorübergehend auf Null gesetzt wird. Infolgedessen verschwindet die elastische Steifigkeit und die tangentiale Steifigkeit basiert ausschließlich auf dem Verhältnis von Vorspannung zu Länge. Dieser Effekt wird deutlich, wenn man die grundlegende Gleichung eines Stabelements betrachtet, welches in Gleichung (1) dargestellt ist.

$$\left(\cancel{\frac{EA}{l}\begin{bmatrix}1 & -1\\ -1 & 1\end{bmatrix}} + \frac{P_x}{l}\begin{bmatrix}1 & -1\\ -1 & 1\end{bmatrix}\right)\cdot \begin{bmatrix}u_1\\ u_2\end{bmatrix} = \begin{bmatrix}F_1\\ F_2\end{bmatrix} \tag{1}$$

Elastische Steifigkeit = 0 mit E = 0

Geometrische Steifigkeit mit $P_x > 0$

In dem in Gl. (1) dargestellten Stabelement hat die Materialsteifigkeit keinen Einfluss auf das Verhalten des elastischen Stabes, der somit nur durch seine Länge l und die Axialkraft P_x definiert ist. Als solches kann das Element als richtungslose Last verwendet werden, die durch die Größe der Vorspannung P_x und das Verhalten der benachbarten Elemente, mit

denen es verbunden ist, definiert ist. Ein solches Element kann zum Beispiel verwendet werden, um verzweigte Stabsysteme wie baumstützen zu bilden, welche wie in Abbildung 2 dargestellt zu druckoptimierten Lastpfaden führen.

Eingabeparameter:
□ : Auflager
6-4-2-1: Topologie
--- : Kraft 1,2,4,6

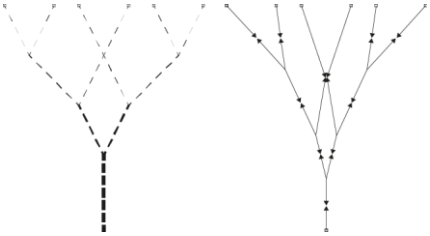


Abbildung 2: Formfindung einer Baumstütze mit der geometrischen Steifigkeitsmethode. Links: Eingabegeometrie mit Vorspannung (P_x) in den Stäben bemessen an der Summe der von oben anschließenden Stäbe. Rechts: Formfindungsergebnis. [4]

Die gleichen kontrahierenden Elemente können für die Formfindung von biegeaktiven Strukturen verwendet werden, bei denen die Biegeelemente durch elastische Seile verbunden sind. Wenn die Endlagen der Verschiebungen unbekannt sind, ist eine Definition der Biegeform über Knotenverschiebungen praktisch nicht möglich. Die hier verwendeten Seilelemente sind richtungslose Lasten, bei denen die Vorspannung durch Belastungsiterationen schrittweise erhöht wird, was eine einfache Möglichkeit zur komplexen Formfindung biegeaktiver Strukturen darstellt (siehe Abbildung 3).

Eingabeparameter:
□ : Auflager
‖: Balkenelement mit Länge L und Steifigkeit EI
__: Vorspannseil: richtungslose Last

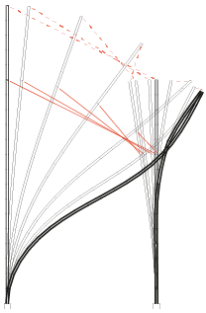


Abbildung 3: Formfindung eines biegeaktiven Systems aus unterschiedlich langen eingespannten Masten, welche an der Spitze und an einem zusätzlichen inneren Punkt verbunden sind. [4]

Für die Formfindung von Membranelementen werden Schalenelemente verwendet, die nur die Membrankräfte berücksichtigen. Auch hier wird bei der Methode der geometrischen Steifigkeit die elastische Steifigkeit der Schalenelemente vorübergehend auf Null gesetzt. Bei der Vorgabe einer isotropen Vorspannung wird diese Methode auch als Seifenfilmanalogie bezeichnet [5]. Flächen, die mit homogener isotroper Vorspannung geformt werden, sind Minimalflächen; ein Beispiel ist in Abbildung 4 dargestellt.

Eingangsparameters:
┃ : lineare Auflager
┼ : Schalenelemente; Vorspannung

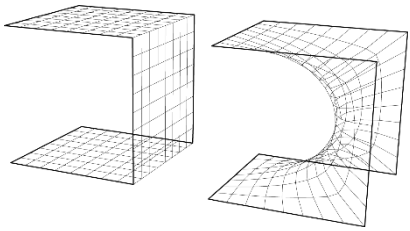


Abbildung 4: Formfindung einer isotropen Membranfläche mit Hilfe der geometrischen Steifigkeitsmethode in FEM am Beispiel der Scherk'schen Minimalfläche [4]

Die Methode der geometrischen Steifigkeit kann mit externen Lasten wie Luftdruck, Wasserdruck oder Eigengewicht kombiniert werden. Luftdruck führt zur Formfindung von klassischen pneumatischen Strukturen. Der Wasserdruck ist ein Sonderfall, bei dem die Last mit der Höhe zunimmt, wie bei dem textilen Wassersack in Abbildung 5 zu sehen ist. Sowohl der Luft- als auch der Wasserdruck stehen immer senkrecht zur Oberfläche, so dass eine Aktualisierung der lokalen Koordinatensysteme während der Formfindungsiterationen erforderlich ist.

Eingangsparameter:
□ : Auflager
┼ : Schalenelemente; Vorspannung
↓↓: Druck

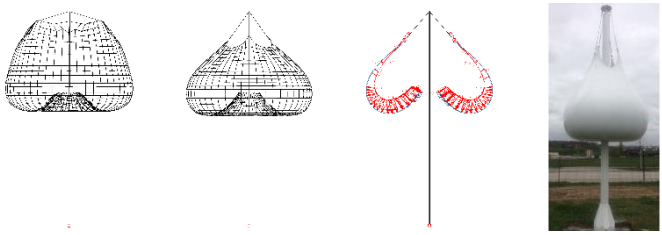


Abbildung 5: Formbestimmender Lastfall: Wasserinnendruck eines textilen Wassersacks [4]

Formaktive Druckschalen können durch die Kombination von verteilten Flächenlasten (z. B. Eigengewicht) und Vorspannung formgefunden werden. Für die Formfindung der Druckschale in Abbildung 6 wurde eine Schleife mit inkrementellen Lastschritten verwendet, um das Eigengewicht des Systems schrittweise zu erhöhen und gleichzeitig die Materialsteifigkeit der Schalenelemente zu steigern. So wird nur in der ersten Iteration die Methode der geometrischen Steifigkeit für die großen Verformungen im System verwendet und konvergiert dann zu einer Kompressionsschale mit realen Materialeigenschaften. Dieser Formfindungsansatz für Druckschalen auf der Grundlage des Eigengewichts ist möglich, weil doppelt gekrümmte Schalen eine Vielzahl von äußeren Lasten durch reine Membranwirkung tragen können, wobei formgebende und real auftretende Lastfälle unterschiedlich sein können [6].

Eingangsparameter:
□ : Auflager
┼ : Schalenelemente, Vorspannung
↑: Richtung des Eigengewichtes

↑EGZ

Abbildung 6: Formfindung einer Druckschale mit der Methode der geometrischen Steifigkeit in Kombination mit dem Eigengewicht [4]

3 Fallbeispiele

3.1 Dach am Sparkassenplatz Imst, A

Das pneumatische Dach am Sparkassenplatz Imst (Österreich) von Architekturhalle und str.ucture GmbH ist eine 350 Quadratmeter große, freistehende pneumatische Dachkonstruktion, die für die extrem hohen Schneelasten des alpinen Standortes ausgelegt ist. Das Dach besteht aus pneumatisch vorgespannten Membranen, die mit einem Seilnetz kombiniert sind, um die Form und die maximalen Membrankräfte in der ETFE-Folie zu kontrollieren. Die innere Balkenstruktur wurde zur Minimierung der Biegung optimiert, indem Länge und Richtung der Balken im verzweigten System mit der Methode der geometrischen Steifigkeit bestimmt wurden. Für den Entwurf des Daches und der inneren Balkenstruktur wurden mehrere Formfindungsroutinen in ein parametrisches Modell integriert (siehe Abbildung 7). Die Stützengeometrie und Trägerorientierung basiert hier auf dem Prinzip der Baumstütze analog zu Abbildung 2. Die Formfindung des Pneus wird mit innerem Luftdruck analog zur Methode in Abbildung 5 durchgeführt.

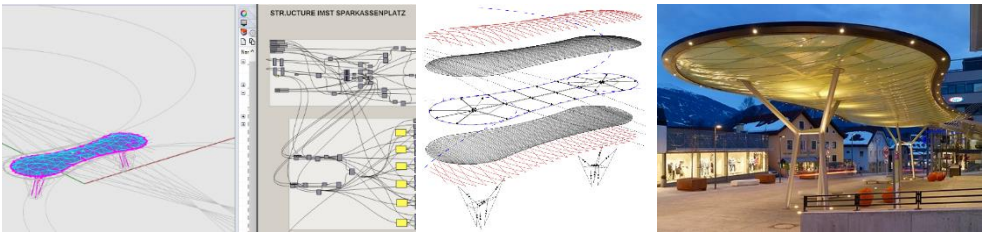


Abbildung 7: Parametrische Formfindung und Analyse **von Stahltragwerk und** TFE-Kissens mit beidseitigem Seilnetz

3.2 Deutscher Pavillon Expo Osaka 2025

Gemeinsam mit den Architekten von LAVA Berlin und der str.ucture GmbH wurde die Holzkonstruktion für die ineinander greifenden Zylinder des deutschen Expo Pavillons Osaka 2025 entwickelt. Aufgrund der hohen Erdbebenlasten in Japan wurde besonderes Augenmerk auf eine möglichst leichte Dachmitte gelegt. Es wurde eine Reihe von

Formfindungsansätzen getestet, um pneumatische Dächer, Stabwerksschalen und ebene Dächer mit möglichst gleichmäßigen Balkenabständen zu vergleichen (Abbildung 8). Nach mehreren Iterationen entwickelte sich das Dach zu einem reziproken Tragwerk mit ETFE-Pneu in der zentralen Öffnung (Abbildung 9).

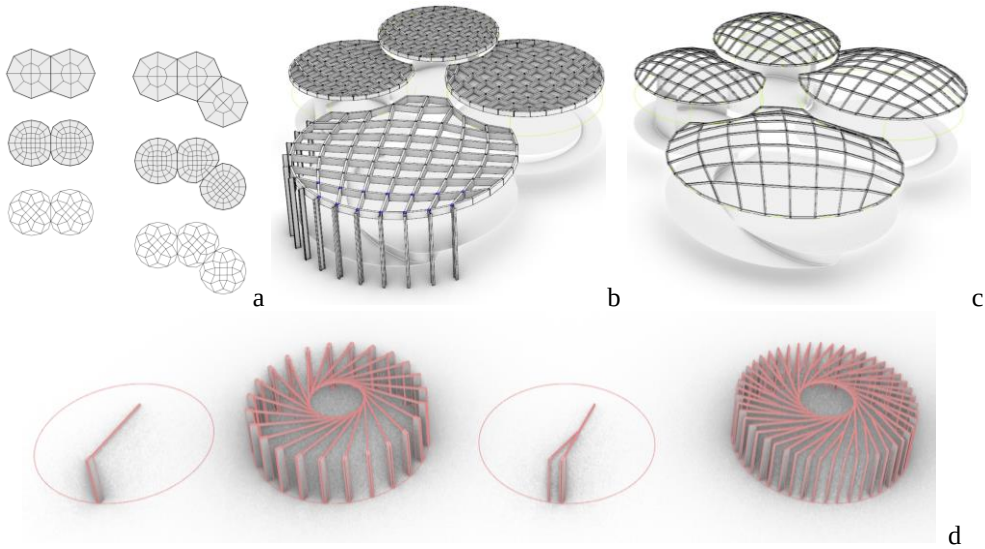


Abbildung 8: Auswahl aus der Form- und Sturkturentwicklung des Dachtragwerkes. a: Vernetzung verschnittener Zylinder mit ähnlichen Stablängen, b: Trägerrost, c: Stabwerksschale, d: Entwicklung von reziproken Rahmen.

Abbildung 9: Verschnittene Zylinder des Zentralen Ausstellungsbereiches mit reziproker Dachstruktur

4 Ausblick

Die häufig geäußerte Befürchtung, dass die Integration von Ingenieursoftware in digitale Entwurfswerkzeuge die Arbeit des Ingenieurs entbehrlich machen könnte, scheint unangebracht. Vielmehr stehen Ingenieure vor spannenden neuen Herausforderungen, indem sie ihr Basiswissen über Struktur und Form in parametrische Entwurfsprozesse einerseits und die Simulation hochkomplexer Strukturen und Details andererseits integrieren. Im Idealfall kann dies zu natürlich integrierten Struktur-Formbildungs- und Produktionsbeziehungen bei Entwurf und Detaillierung von Strukturen führen: beide Aspekte waren schon immer wesentlich für den Leichtbau.

Die rechnergestützte Analyse ist dann nicht mehr nur ein notwendiges Werkzeug, um komplexe Architektur zu analysieren und ihr eine Dimension zu geben, sondern kann vielmehr ein integraler Bestandteil des Entwurfsprozesses sein, wenn die Form zumindest in einigen grundlegenden Aspekten durch die in der Softwareumgebung des Ingenieurs simulierte Physik beeinflusst werden kann.

Literatur

[1] Lienhard, J. (2016): The Potentials of Parametrics in the Design of Modern Lightweight Structures. GAM 12, pp. 40–55.

[2] T. J. R. Hughes, J. A. Cottrell, and Y. Bazilevs, ‘Isogeometric analysis: CAD, finite elements, NURBS, exact geometry and mesh refinement’, Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, vol. 194, no. 39–41, pp. 4135–4195, Oct. 2005.

[3] P. Längst, A. M. Bauer, A. Michalski, and J. Lienhard, ‘The Potentials of Isogeometric Analysis Methods in Integrated Design Processes’, in Interfaces: architecture.engineering.science, Hamburg, 2017.

[4] Lienhard, J. Herrmann, M. (2016): Finding Form. In Boegle (ed.) Perspectives in Metropolitan Research 2: Passion for Built Environment, JOVIS 2017

[5] Bellmann, J. (1998): Membrantragwerke und Seifenhaut – Unterschiede in der Formfindung Bauingenieur 73, pp. 118–123.

[6] Bletzinger K.U. et al. (2005): Computational methods for form finding and optimization of shells and membranes. Computational Methods Applied Mechanical Engineering. 194, pp. 3438–3452.

Baustatik – Baupraxis 15, © 2024, Technische Universität Hamburg

Geometrische Optimierung von Gitterschalen

Eike Schling[1]

[1]*Institut für Entwerfen und Konstruieren, Leibniz Universität Hannover*

Zusammenfassung: Die Baukomplexität von Gitterschalen hängt stark von der Geometrie der Knoten, Stäbe und Eindeckung ab. Durch das kontrollierte Entwerfen der Netzgeometrie, können die Anschlusswinkel, Krümmung und Form der Bauelemente rationalisiert oder sogar standardisiert werden. Gleiche, wiederverwendbare Elemente vereinfachen wiederum die Herstellung, Logistik und Montage, und ermöglichen zirkuläres Bauen. Diese Herangehensweise führt zu Wechselwirkungen zwischen Form und Struktur von Gitterschalen, und begründet eine eigene Ästhetik in der Baugleichheit der Elemente. Die enge Kooperation zwischen Architekten, Mathematikern und Bauingenieuren führt zu einer Symbiose von Form, Herstellung und Tragwerk, welche anhand von vier Forschungsprojekten dargestellt wird.

1 Einführung

Digitale Werkzeuge erweitern die architektonische Formensprache. Allzu oft führt dies zu einer Beliebigkeit der Entwurfsform. Doch alles ist baubar. Der digitale Planungsprozess ermöglicht die präzise Modellierung, dreidimensionale Fertigung, Logistik und Montage komplexe, individueller Bauteile. Es stellt sich die Frage: Warum ist überhaupt noch eine Rationalisierung der Form und Struktur nötig?

Ein klares Verständnis der geometrischen Komplexität zielt nicht nur auf die Vereinfachung der Konstruktion und die damit verbundene Kostenreduzierung. Architekten und Ingenieure gewinnen die Kontrolle über den Bauprozess zurück, indem sie sich über die Abhängigkeiten von Form, Segmentierung und Bauteilen bewusstwerden. So kann früh im Entwurfsprozess entschieden werden, welche Werkzeuge für die Fertigung eingesetzt werden sollen, welche Auswirkungen die Bauteile auf den Bauablauf haben und wie diese sich später wiederverwerten lassen. Auch das Tragverhalten wird durch die rationale Wahl der Geometrie beeinflusst, und ermöglicht eine homogene Ausnutzung gleicher Bauteile.

Die Kombination von geometrischem und mechanischem Fachwissen erschließt neue Konstruktionsweisen, und führt zu einer Symbiose von Form, Herstellung und Tragwerk.

Mit dieser Herangehensweise haben die Autoren in den vergangenen 5 Jahren einen Beitrag für den Entwurfsprozess von Gitterschalen geleistet. In den folgenden zwei Abschnitten stellen wir geometrische Methoden (2) für die Vereinfachung von Knoten, Stäben, Paneelen und Tragstruktur dar, und geben anschließend einen Ausblick (3) auf die Anwendung der Architekturgeometrie, mit dem Ziel nachhaltige Bauprozesse zu unterstützen.

Abbildung 1: Holzkuppel aus baugleichen Teilen. Die Gitterschale wurde aus gleichförmigen Eschenlatten, hexagonalen Knotenstäben und abwickelbaren Polycarbonatplatten konstruiert.

2 Geometrische Methoden

Die Komplexität von Knoten, Stäben und Paneelen einer Gitterschale, sind stark von der Ausformung des Gitters selbst abhängig. In einer diskreten Aufteilung sind die Stäbe grundsätzlich gerade. Dafür sammelt sich die Komplexität in den Knoten, in denen neben dem Kreuzungswinkel auch Torsionswinkel und seitliche (geodätische) und lotrechte (normale) Winkel berücksichtigt werden müssen. Sind die Stäbe kontinuierlich gekrümmt, so treffen sie sich eben im Knotenpunkt, in dem lediglich der Kreuzungswinkel abgebildet werden muss (Abb. 1). Die Komplexität verlagert sich in diesem Fall in die Stäbe, welche entweder elastisch gebogen oder dreidimensional hergestellt werden müssen, um die Verdrillung, sowie zweiachsige Krümmung abzubilden. Die Eindeckung folgt dann entlang der glatten Fläche, und kann zu abwickelbaren oder zylindrischen Paneelen vereinfacht werden.

Diese glatten und diskreten Formen werden in gängigen 3D Programmen als NURBS-Flächen (Non-Uniform Rational B-Spline Surface) oder Mesh modelliert. Die Differentialgeometrie ermöglicht es die Netze auf bestimmte Eigenschaften zu optimieren und so Bauteile zu rationalisieren. In der Geometrie kann dabei leicht zwischen diskreter und glatter Darstellung gewechselt werden, um bestimmte Regelmäßigkeiten einzuführen und auf den architektonischen Entwurf anzuwenden. Im Folgenden wird anhand vier Beispielen beschrieben, wie durch das Einprägen inhärenter geometrischer Eigenschaften eine Vereinfachung der Gesamtstruktur geschaffen, und eine Entwurfs-logik und Ästhetik erreicht wird.

2.1 Stäbe

Durch das Biegen gerader Stäbe, lassen sich zweifach gekrümmte Gitterschalen einfach bauen. Diese Technik wurde bereits in den 70er Jahren von Frei Otto und seinem Team vorangetrieben [1]. Möchte man statt runden, oder doppeltsymmetrischen Stäben, breite Holzlatten verwenden, so muss berücksichtigt werden, dass die Latten sich nicht, oder nur sehr wenig, um die starke Achse verbiegen lassen. In einem Forschungsprojekt an der Technischen Universität München, wurden spezielle „asymptotische“ Gitter entwickelt, deren Bauteile nur um eine Achse gebogen und tordiert werden [2]. Diese Gitterschalen lassen sich aus stehenden Profilen zusammenfügen und schaffen so lokal eine hohe Biegesteifigkeit, während sie global eine effiziente Schalentragwirkung ermöglichen. Es entstanden mehrere Bauten die, durch ihre schlanken Lamellenträger, eine ganz eigene Ästhetik, einer geschwungenen Wabenstruktur aufweisen. Die Lamellengitter lassen sich eben zu einem Gitterrost vorfertigen, und anschließend in eine negative gekrümmte Form biegen, ohne dass eine zusätzliche Schalung nötig ist (Abb. 2).

Abbildung 2: Asymptotisches Gitter des Hotel Intergroup in Ingolstadt. Die geraden Stahllamellen wurden eben ineinandergesteckt und anschließend in die räumliche Form gebogen [3].

Um eine solche Stabgeometrie zu finden, werden die drei Krümmungen entlang den theoretischen Kurven der Entwurfsfläche gemessen. Diese sind die Normalkrümmung, die geodätische Krümmung und die geodätische Torsion. Wenn die Normalkrümmung im ganzen Netz unveränderlich null bleibt, ist eine geraden Abwicklung der aufrechten Lamellen möglich (Abb. 3, links). Asymptotische Gitter lassen sich durch eine einfache Regel als diskrete Vierecksnetze generieren. Die vier Nachbarpunkte jedes Knotens müssen dafür in einer lokalen Ebene liegen (Abb. 3, rechts). Dies stellt sicher, dass die Flächenkurve sich lokal weder auf- noch abkrümmt. Durch diese diskrete Optimierung entstehen

sogenannte A-Netze, die später in glatte Kurven übersetz werden können. Die Regel lässt sich auch verallgemeinern: Liegen die benachbarten Punkte jeweils auf einer Kugel dessen Radius vorgegeben ist, so lassen sich Gitter erzeugen, dessen Lamellen kreisförmig abwickelbar sind [4].

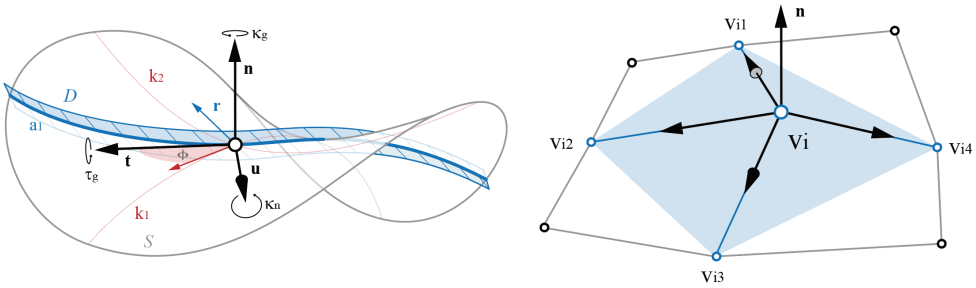


Abbildung 3: *Links:* Abwickelbarer Streifen entlang einer Kurve mit konstanter Normalkrümmung. Ist diese Null, so lassen sich Asymptotische Gitter aus geraden Lamellen entwerfen [4]. *Rechts*: die entsprechende diskrete Optimierung beruht auf der einfachen Regel, dass die vier benachbarten Punkte eines Knotens auf derselben Ebenen liegen [5].

2.2 Knoten

Die Knotenpunkte einer Gitterschale, übertragen die Kräfte und legen die Ausrichtung der angrenzenden Bauteile fest. Die Bautoleranzen sind hier üblicherweise gering, da eine kraftschlüssige Verbindung gewährleistet werden muss, die die Gesamtgeometrie festlegt, und an die weiteren Bauteile, wie Fassade oder Auflager, passgenau angeschlossen werden.

Für kontinuierlich gekrümmte Gitterstrukturen wird die Geometrie des Knotens maßgebend vom Kreuzungswinkel bestimmt. Es lassen sich gezielt glatte Netze entwerfen, die einen konstanten Kreuzungswinkel aufweisen. So bilden beispielsweise die Hauptkrümmungslinien einer Fläche - also die Kurven die stets der höchsten, k_1, bzw. niedrigsten, k_2, Normalkrümmung der Fläche folgen - ein orthogonales Netz. Die gleiche Eigenschaft haben die Spannungstrajektorien eines Schalentragwerkes - also die Richtungen in der die Normalspannung maximal, oder minimal ist (siehe auch Abschnitt 2.4). Auch diese Vektoren stehen immer im 90-Grad-Winkel zueinander.

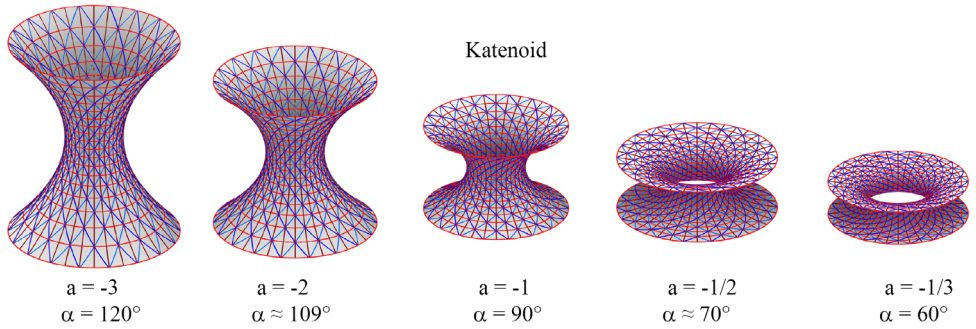


Abbildung 4: Asymptotisches Gitter des Hotel Intergroup in Ingolstadt. Die geraden Stahllamellen wurden eben ineinandergesteckt und anschließend in die räumliche Form gebogen.

Betrachten wir nun die Asymptoten-Bauweise aus Abschnitt 2.1: Um hier gleiche Winkel einzuführen, muss die Entwurfsfläche selbst eine Regelmäßige Krümmung aufweisen. Die beiden Hauptkrümmungen der Fläche müssen überall in einem konstanten Verhältnis, $a = k_1/k_2$, stehen [6]. Ist a = -1, so ergeben sich 90-Grad-Winkel der Asymptotischen Lamellenträger. Bei a = -1/3, sind die Kreuzungswinkel überall 60° (Abb. 1). Diese Formeigenschaft lässt sich anhand von Drehflächen gut veranschaulichen (Abb. 4), ist aber auf eine Vielfalt an Formen anwendbar. Flächen mit dem Krümmungsverhältnis a = -1 heißen Minimalflächen und lassen sich in der Natur als Seifenhäute nachformen. Sie bilden zwischen einem vorgegebenen Rand immer die Form mit dem geringsten Flächeninhalt.

Digital kann diese Krümmungseigenschaft entweder mechanisch über das Spannungsverhältnis, oder geometrisch über die Krümmung modelliert werden. Manche Flächen, wie z.B. der Katenoid, lassen sich auch explizit mathematisch beschreiben. Im Falle der Gitterschale am Stammgelände der Technischen Universität München, wurde das mechanische Simulationstool, Kiwi3D [7], eingesetzt, um eine freie Minimalfläche zu entwerfen, die sich an der Bepflanzung des Innenhofes orientiert. Die gleichmäßige Krümmung vereinfacht nicht nur die Knoten. Sie wird als sehr ästhetisch wahrgenommen und schafft ein äußerst homogenes Gitter mit fast quadratischen Zellen (Abb. 5). Die rechtwinkligen Knoten wurden seriell gelasert und gestanzt, und fixieren das Gitter während dem Bauprozess in der räumlich gekrümmten Form [2].

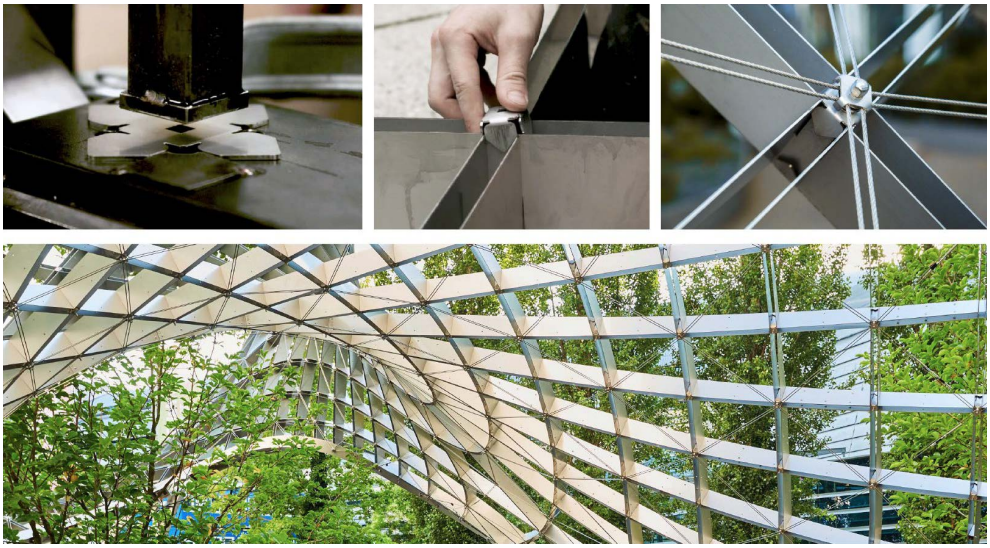


Abbildung 5: Alle Knoten der Stahlgitterschale an der Technischen Universität München sind rechtwinklig [4]. Der Entwurf folgt einer Minimalfläche mit dem Krümmungsverhältnis a = -1.

2.3 Paneele

Das Fertigen gekrümmter Fassadenelemente ist oft mit hohen Kosten verbunden. Man unterscheidet zwischen einfacher und doppelter Krümmung. Einfache gekrümmte Paneele, wie z.B. Zylindern oder Kegeln lassen sich in die Ebene abwickeln, und entsprechend aus

Plattenmaterial zuschneiden und biegen. Um ein zweifach gekrümmtes Paneel herzustellen, muss das ebene Ausgangsmaterial entweder durch plastische Streckung und mithilfe von Schablonen in die gewünschte Form gezogen oder gegossen werden, oder aus einem größeren Block gefräst werden.

Abbildung 6: Gitterschale aus Eschenlatten. Die abwickelbaren Polycarbonat-paneele lassen sich mit geraden Pressleisten auf dem doppelt gekrümmten Gitter anbringen [5].

Allerdings lassen sich auch zweifach-gekrümmte Gitterschalen mit einfach-gekrümmten Paneelen eindecken, wenn man gewisse Knickwinkel zwischen angrenzenden Paneelen zulässt (Abb. 6). Diese „semi-diskrete“ Strategie wurde für die Holzgitterschale der University of Hong Kong angewendet [5]. Ziel war es, die ebenen Polycarbonat-platten nur geringfügig zuzuschneiden, und standardisierte Aluminiumpressleisten zu benutzen. Die Fassade muss dafür einer Geodäte folgen – also einem Pfad der nur geradeaus verläuft ohne sich nach links oder rechts zu krümmen. Die diskrete Optimierung für die Holzgitterschale beruht auf drei Knotenbedingungen (siehe Abb. 7, links): Dem ebenen Knotenstern aus Abschnitt 2.1 (blau, Asymptotische Lamellen), gleichwinkligen Kreuzungswinkel aus Abschnitt 2.2 (grün), und einer geodätischen Diagonale. Das bedeutet, dass die diagonalen Punkte jedes Knotens in derselben Ebene wie die Flächennormale liegen (rot) [8].

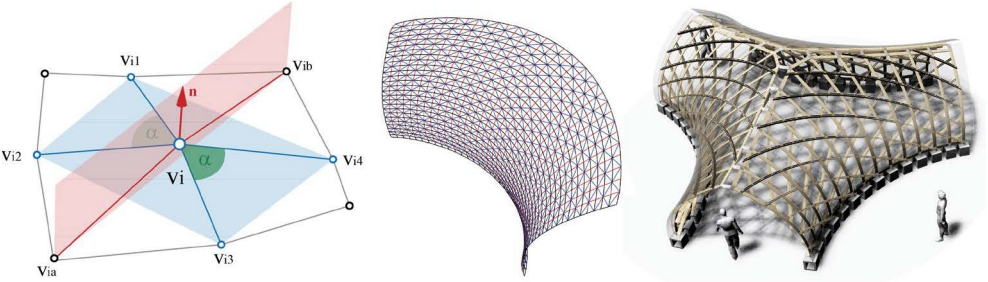


Abbildung 7: Digitale Methode *Links:* Es werden drei Bedingungen an jedem Knoten gestellt: Ebene (blau) und gleichwinklige (grün) Kreuzung der Hauptrichtungen, und eine Diagonale entlang der lotrechten Ebene (rot). *Mitte:* Diese diskrete Optimierung schafft ein gleichmäßiges Dreiecksnetz. *Rechts:* Durch Interpolation wird ein architektonisches Modell erzeugt [5].

So lassen sich drei Scharen gerader Lamellen in einem Netz gleichwinklig verweben – zwei stehend, und eine liegend. Diese liegende geodätische Lamelle trianguliert die Gitterschale und wird für die Eindeckung und Aussteifung genutzt. Alle Elemente sind ohne viel Verschnitt herzustellen und können nach dem Gebrauch wiederverwendet oder recycelt werden.

2.4 Tragwerk

Eine Standardisierung der Bauteile kann auch durch eine homogene Lastverteilung erreicht werden. In jedem Schalentragwerk lassen sich, für einen bestimmten Lastfall, die Trajektorien der maximalen und minimalen Spannungspfade berechnen. Ist das Netz einer Gitterschale symmetrische zu diesen Haupttrajektorien angeordnet, dann tragen benachbarte Stäbe die gleiche Druck-, oder Zugkraft ab. Das Prinzip lässt sich anschaulich auf Drehflächen anwenden [9]. Ein Vierecksnetz wird dabei so optimiert, dass unter Eigengewicht keine weitere Auskreuzung notwendig ist, da die diagonale Schrägstellung der Stäbe zu einem Gleichgewicht von Meridian- und Ringkräften führt (Abb. 8). Diese Principal-Symmetric Structures sind nur in Bereichen reiner Druck- oder Zugspannung möglich. Sobald Meridian- und Ringkräfte unterschiedliche Vorzeichen haben, ist das diagonale Gleichgewicht gestört, und Zug- bzw. Druckringe (grün) müssen eingeführt werden.

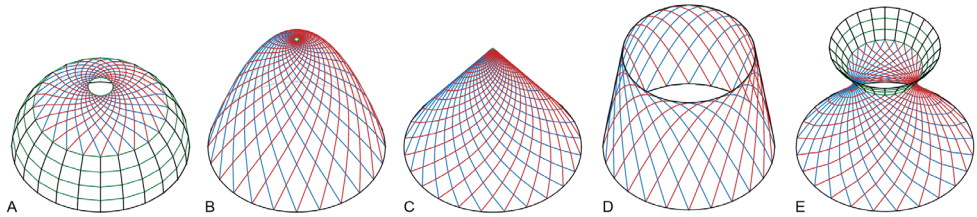


Abbildung 8: Drehflächen mit diagonalen Gleichgewichtsnetzen [9].

Das Prinzip wurde auf Freiformflächen angewandt (Abb. 9) [10, 11]. Durch eine Formfindung, Trajektorienberechnung und anschließende Netzoptimierung lassen sich vielfältige diagonale Druck- bzw. Zugsnetze entwerfen, die im Gleichgewicht stehen und eine homogene Kräfteverteilung aufweisen. Die Ergebnisse sollen im kommenden Jahr in einer großmaßstäblichen Konstruktion angewandt werden.

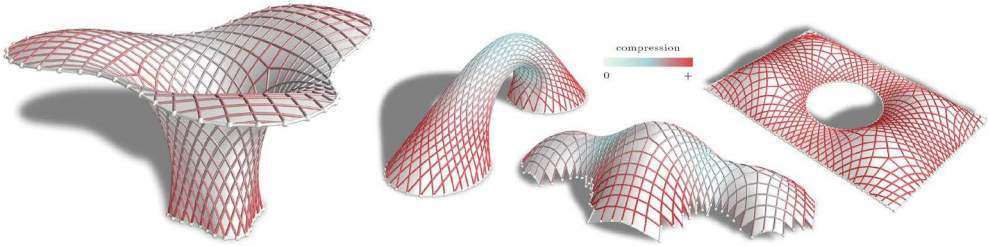


Abbildung 9: Principal Symmetric Structures weisen eine homogene Auslastung der Stäbe auf und benötigen unter Eigengewicht keine Auskreuzung [11].

3 Ausblick

Die Konstruktion von Gitterschalen kann, durch geometrische Optimierung stark vereinfacht werden. Dies kehrt den herkömmlichen Entwurfsprozesses um, da zuerst die Bauteileigenschaften festgelegt, und dann die Form entwickelt wird. Diese

Herangehensweise ist besonders im Anbetracht der aktuellen Diskussion des zirkulären Bauens von Bedeutung. Das Entwerfen mit recycelten Stoffen, oder standardisierten Bauteile, setzt voraus, dass die mechanischen und geometrischen Eigenschaften früh im Planungsprozess einbezogen werden. Neben den hier gezeigten Eschenlamellen, Stahlknoten, Aluminiumleisten und Polycarbonat-paneelen, lässt sich die Forschung auf jegliches seriell produzierte Produkt anwenden. Der Entwurf wird durch diese Bedingungen zwar eingeschränkt, weist aber dennoch eine große Formenvielfalt auf. Die Restriktion kann sogar zu einer eigenen Entwurfssprache und Ästhetik führen. Die dargestellten Entwurfsprojekte zeigen wie selbst komplexe Gitterschalen mit hoher Rationalisierung von Stäben, Knoten, Paneelen und Kraftfluss, gestaltet werden können. Es lassen sich neue Konstruktionsmethoden entwickeln, die mit einfachen Herstellungsmethoden, höchste anspruchsvolle und effiziente Tragwerke schaffen.

Literatur

[1] *Hennicke, J. (Hrsg.):* IL10 Gitterschalen. Sonderforschungsbereich Weitgespannte Flächentragwerke, Mitteilungen des Instituts für Leichte Flächentragwerke (IL) Heft 10, Krämer, Stuttgart, 1974.

[2] *Schling, E.; Hitrec, D.; Barthel, R.:* Designing Grid Structures using Asymptotic Curve Networks. *In: Rycke, K.* de*; Gengnagel, C.; Baverel, O. et al.* (Hrsg.): Design Modelling Symposium Paris 2017 – Humanizing Digital Reality. Springer, 2017, S. 125-140.

[3] *Schikore, J.; Schling, E.; Oberbichler, T. et al.:* Kinetics and Design of Semi-Compliant Grid Mechanisms. *In: Baverel, O.; Pottmann, H.; Mueller, C. et al.* (Hrsg.): Advances in Architectural Geometry 2020, 2020, S. 108-129.

[4] *Schling, E.; Kilian, M.; Wang, H. et al.:* Design and Construction of Curved Support Structures with Repetitive Parameters. *In: Hesselgren, L.; Olsson, K.-G.; Kilian, A. et al.* (Hrsg.): Advances in Architectural Geometry 2018. Klein Publishing, 2018, S. 140-165.

[5] *Schling, E.; Wan, Z.; Wang, H. et al.:* Asymptotic Geodesic Hybrid Timber Gridshell. *In: Dörfler, K.; Knippers, J.; Menges, A. et al.* (Hrsg.): Advances in Architectural Geometry 2023. de Gruyter, 2023, S. 97-110.

[6] *Wang, H.; Pottmann, H.:* Characteristic parameterizations of surfaces with a constant ratio of principal curvatures. *In:* Computer Aided Geometric Design 93 (2022), S. 102074. https://doi.org/10.1016/j.cagd.2022.102074.

[7] *Bauer, A.M.; Längst, P.:* Kiwi3d! – Meshfree, Isogeometric FE Analysis integrated in CAD. Chair of Structural Analysis, TU Munich, 2019, https://www.kiwi3d.com/ [Zugriff am: 27.05.2020].

[8] *Schling, E.; Wang, H.; Hoyer, S. et al.:* Designing asymptotic geodesic hybrid gridshells. *In:* Computer-Aided Design 152 (2022), 0010-4485, S. 103378.

[9] *Schling, E.; Schikore, J.; Oberbichler Thomas:* D-Nets – Equilibrium gridshells symmetric to the principal stress directions. *In: :* Inspiring the next generation. International Association for Shell and Spatial Structures, Surrey, 2021.

[10] *Pellis, D.; Pottmann, H.:* Principal symmetric structures. *In: Gabriele, S.; Bertetto, A.M.; Marmo, F. et al.* (Hrsg.): Shell and Spatial Structures - Proceedings, S. 359-368.

[11] *Pellis, D.; Pottmann, H.:* The Geometry of Principal Symmetric Structures – submitted, 2023.

Minisymposium Holztragwerke

Organisator:

- **Michael Kaliske**
  Institut für Statik und Dynamik der Tragwerke, Technische Universität Dresden

Baustatik – Baupraxis 15, © 2024, Technische Universität Hamburg

Bäume statt Beton - Realisierung von Wohnkörpern im Baumbestand

Simon Loske, Ingo Münch

Institut für Baumechanik, Statik und Dynamik, Technische Universität Dortmund

Zusammenfassung: Wohnkörper können durch Bäume unter Berücksichtigung baurechtlicher und konstruktiver Vorgaben gegründet werden. Wir stellen konkrete Projekte dazu vor und erläutern konstruktive Besonderheiten. So kann sowohl der Einsatz von Beton als auch die Versiegelung von Flächen umgangen bzw. minimiert werden. Derartige Bebauung ist z.B. für den Tourismus oder die Erschließung suburbaner Räume interessant. Die damit verbundenen Chancen und Risiken der unkonventionellen Bauweise werden ebenfalls besprochen.

1 Motivation und Allgemeines

1.1 Motivation und Vorbemerkungen

Die Nutzung bestehender Bäume zur Gründung von Wohnkörpern gestaltet neue Möglichkeiten zur Einsparung von Ressourcen sowie zur Verwirklichung naturschonender Zivilisation. Während konventionelle Erschließung von Bauland ggf. die vollständige Entwaldung vor der Bebauung vorsieht, kann die hier vorgeschlagene Methodik zumindest zur Erhaltung eines Teilbestandes beitragen. Derartige Baugebiete sind bis dato Vision, was nach Meinung der Autoren u.a. darin begründet ist, dass den damit verbundenen Chancen und Risiken bisher keine Notwendigkeit und Motivation gegenüberstand. Mit Blick auf die globalen Nachhaltigkeitsziele der Agenda 2030[1] ist die Vision durch den verantwortungsvollen Umgang mit natürlichen Ressourcen motiviert, vgl. die Ziele 11-13 und 15 der Agenda.

Die Medien präsentieren bereits laienhaft erstellte Bauwerke an Bäumen, welche Risiken und ggf. sogar das Bauordnungsrecht übersehen. Beidem möchte der vorliegende Artikel entgegenwirken, indem genehmigte Projekte sowie Maßnahmen zur Minimierung des

[1] Umsetzung der 17 globalen Nachhaltigkeitsziele der Weltgemeinschaft aus dem Jahr 2015 durch die Bundesregierung

Risikos vorgestellt werden. Dazu gehört die Einordnung solcher Tragwerke in das bestehende Baurecht sowie eine Liste konstruktiver Maßnahmen. Diese sollten beinhalten:

1. Baumschonende und dauerhafte Anbindung an Tragbäume
2. Statisch überzählige Lagerung innerhalb der Baumgruppe
3. Ggf. Rückverankerung von Tragbaum zu Tragbaum
4. Ggf. Verlagerung von Gewichtskräften auf eine/mehrere technische Stütze(n)

Punkt 1 resultiert aus der Tatsache, dass es sich bei dem Tragelement Baum nicht um einen technischen Baustoff, sondern um ein vitales und komplexes Lebewesen mit Wachstumseigenschaften handelt. Eine dauerhafte Anbindung muss z.B. das Dickenwachstum konstruktiv berücksichtigen, vgl. Kap 1.3.
In Punkt 2 wird der Tatsache Rechnung getragen, dass das Tragelement „Baum“ mit bestimmtem Stammquerschnitt etc. eine Vorgabe darstellt und im Gegensatz zu einer konventionellen Bemessung, die Anpassung der Schnittkräfte (und nicht des Querschnitts) erfordert. Durch überzählige Lagerung innerhalb der Baumgruppe können Schnittkräfte so justiert werden, dass schwächere Bäume weniger und starke Bäume mehr Last übernehmen. Sollte die Biegetragfähigkeit einzelner Tragbäume dennoch unter einem geforderten Niveau liegen, kommt Punkt 3 zum Tragen. So können z.B. Horizontallasten an benachbarte Bäume über entsprechende Seile weitergeleitet werden (Rückverankerung), vgl. auch Kap 2. Reichen die Maßnahmen in Punkt 2 und 3 nicht aus, muss die Verwendung zusätzlicher Stützen in Betracht gezogen werden, siehe Punkt 4. Genügt die Baumgruppe zur Aussteifung des Tragwerks (Windlasten etc.), können zusätzliche Stützen querkraftfrei und mit einem entsprechend kleinen Fundament ausgeführt werden, vgl. Kap 2.2.

Die Erhaltung von Tragbäumen in Baumgruppen zur Gestehung von Wohnraum bietet folgende Chancen:

1. Sommerlichen Wärmeschutz durch Verschattung und Transpiration von Wasser
2. Erhöhte Artenvielfalt besonders in Kombination mit Freiflächen z.B. für Garten und konventionelle Bebauung
3. Erosionsschutz und ggf. Stabilisierung von Hanglagen durch tiefgehendes Wurzelsystem
4. Erhaltung von Waldoberfläche inkl. Bodenökosystem
5. Indirekter Hochwasserschutz durch entsiegelte Fläche und erhöhte Speicherkapazität des Waldbodens

Diesen Chancen stehen folgende Risiken gegenüber:

1. Astbruch, Stammbruch, Wurzelversagen und Grundbruch bei Starkwind
2. Verlust der Baumvitalität durch Trockenheit und/oder Schädlingsbefall
3. Angriff des Wurzelsystems und/oder der Holzmatrix durch Pilze und Viren
4. Bodenverdichtung und mechanische Beschädigung des Stammes und oberflächennaher Wurzeln beim Bau und der späteren Nutzung
5. Schädigende Verbindung zwischen Tragbaum und technischen Elementen

Durch pflegerische Maßnahmen (Asteinkürzung, Bewässerung) kann den ersten beiden Punkten effektiv entgegengewirkt werden. Die Kürzung von Ästen ist eine etablierte Methode der Baumpflege und verringert die Windangriffsfläche sowie den Wasserbedarf des Baumes [1]. Das Verhältnis von Wurzelvolumen zu Kronenvolumen steigt an, so dass

Trockenperioden besser überstanden werden. Für extreme Trockenperioden können Regenauffangbecken als Wasserspeicher zur künstlichen Bewässerung vorgesehen werden, um auch diesem Risiko entgegen zu wirken. Eingehende Untersuchung der Tragbäume können auch Punkt 3, den Befall durch Pilze und Viren, in dessen Risiko abschätzen und sollten ggf. von der Bebauung abraten. Die Punkte 4 und 5 obliegen der Planung und Bauausführung, welche das Risiko durch entsprechende technische Maßnahmen minimieren oder völlig umgehen können.

Unsere Beispiele in Kap. 2 sind mit Rotbuchen (Fagus sylvatica) realisiert, welche Tiefwurzeln ausbilden. Im Zuge des Klimawandels sind anpassungsfähige Baumarten mit möglichst hoher Wärme- und Trockenresistenz zu bevorzugen, was i.d.R. mit einem tieferen Wurzelsystem einhergeht. Flachwurzler wie z.B. Fichte (Picea abies) sind zudem auf Grund des hohen Risikos durch Schädlingsbefall als riskant einzustufen.

1.2 Betrachtungen zum Bauordnungsrecht

Das Bauordnungsrecht wird nun in Anlehnung an die Musterbauordnung (MBO) der Fassung 2022 im vorliegenden Kontext einer Analyse unterzogen. Auch wenn derartige Wohnkörper vollständig über dem Boden gegründet sind, liegt gemäß MBO §2(1) eine aus Bauprodukten hergestellte Anlage vor, welche auf ortsfesten Bahnen begrenzt beweglich ist oder nach ihrem Verwendungszweck dazu bestimmt ist, überwiegend ortsfest benutzt zu werden.[2] Die Verbindung zum Erdboden wird über Bäume hergestellt [2], deren Einordnung in die MBO im Zuge dieser Analyse noch genauer vorgeschlagen wird.

Weiterhin definiert MBO §2 Satz 2 derartige Anlagen als Gebäude, da sie von Menschen betreten werden können und geeignet oder bestimmt sind, dem Schutz von Menschen, Tieren oder Sachen zu dienen. Somit greift auch §2 Satz 3 zur Einteilung der Gebäudeklasse und das mittlere Maß der Fußbodenoberkante des höchstgelegenen Geschosses, in dem ein Aufenthaltsraum möglich ist, über der Geländeoberfläche. Die Objekte in Kapitel 2 sind so angelegt, dass freistehende Gebäude mit einer Höhe bis zu 7 m und Gebäudeklasse 1 vorliegen. Höhere Bebauung impliziert eine höhere Gebäudeklasse, z.B. GKL 4 bis 13 m, woraus sich entsprechend höhere Anforderungen an den Brandschutz etc. ergeben.

Gemäß MBO §61 Satz 1 sind nur sehr kleine, eingeschossige Wohnkörper bis zu einer Bruttogrundfläche von 10 m^2 in verfahrensfreie Bauvorhaben einzustufen, was in den Landesbauordnungen allerdings variiert. Dennoch sind i.d.R. bautechnische Nachweise gemäß MBO §66 für die hier angesprochenen Gebäude zu erbringen.

Aus der MBO §16a Absatz 1 (Bauarten) wird deutlich, dass die Planung eines Bauvorhabens die Funktionalität, eine angemessene Nutzungsdauer, sowie Möglichkeiten zur Instandhaltung vorsehen muss. Diese Anforderungen sind im Sinne der Nachhaltigkeit im Bauwesen von hoher Bedeutung und sollen durch ein Beispiel in Kap. 1.3 unterlegt werden.

[2] In NRW haben sich Verwaltungsgerichte mit der Frage befasst, ob Baumhäuser der Legaldefinition „bauliche Anlage“ nach Landesbauordnung unterfallen. Diese Frage wurde in streitbefangenen Fällen mit Ja beantwortet, siehe z. B. Beschlüsse der Verwaltungsgerichte Aachen (Beschluss vom 14.9.2018 – 5 L 1377/18) und Köln (Beschluss vom 13.9.2018 – L 2056/18).

Da die Holzmatrix der Bäume in ihrer ursprünglichen, unverarbeiteten Form und Morphologie genutzt wird, ist weder eine Bauartgenehmigung noch die Einstufung in ein Bauprodukt zu erwarten. Die Vitalität, der Wuchs und ggf. Schädigungen in Tragbäumen müssen durch ein eingehendes Baumgutachten validiert werden, welches u.a. die Vitalitätsstufe nach Roloff [3], Kriterien der FLL [4], die maximale Anschlaghöhe von Verankerungen und auch die Beurteilung des Bodens enthalten sollte bzw. durch ein Bodengutachten zu ergänzen ist. So werden Risiken durch Bodenschichtungen erkennbar, welche die Ausprägung des Wurzelwerks ungünstig beeinflussen können. Tonböden oder auf Grund von Staunässe schlecht durchlüftete Böden führen zu einer Verflachung des Wurzelsystems und erhöhen die Windwurfgefahr [1, 5].

1.3 Konstruktive Umsetzung der Verankerung

Die Übertragung von Lasten in die Holzmatrix des Baumes erfordert eine stammnahe Anbindung technischer Tragelemente, z.B. Seile oder Träger, um Exzentrizitätsmomente zu minimieren. Exzentrizitätsmomente belasten insbesondere die äußeren Fasern der Holzmatrix und können zur Aufspaltung der Matrix führen. Da der Baum in jeder Wachstumsperiode einen neuen Jahresring generiert und damit seinen Querschnitt vergrößert, besteht die Gefahr, dass schon nach wenigen Jahren technische Tragelemente weggedrückt oder umwachsen werden. Für dauerhaft funktionale Anschlüsse sind daher spezielle Bauteile zu konzipieren [2,6], ein Beispiel ist in Abb. 1 zu sehen.

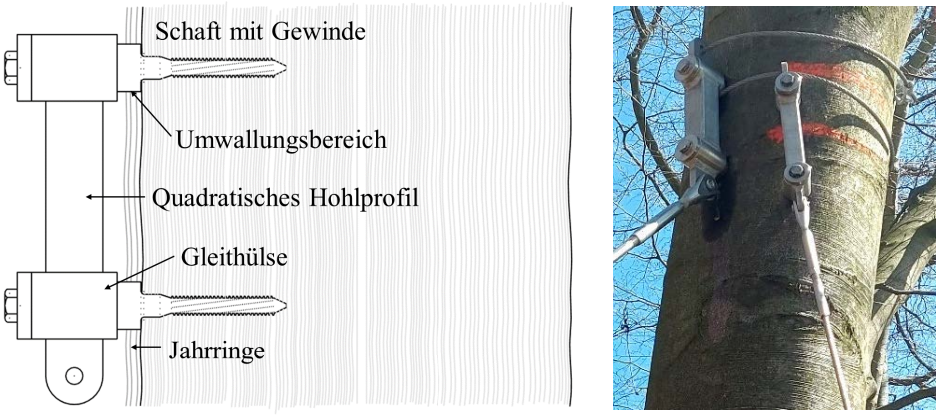


Abbildung 1: Übertragung einer Seilkraft in die Holzmatrix über Anschlussbauteile, welche für die Instandhaltung verlängert werden können und das Dickenwachstum des Stammes nutzen

Der Anschluss in Abb. 1 basiert auf zwei parallel ausgerichteten Gleithülsen, welche durch ein Hohlprofil biegesteif gekoppelt sind. Die Hülsen nehmen Baumanker auf, welche im Baum so verankert sind, dass sie im Laufe der Zeit im sogenannten Umwallungsbereich umwachsen werden. Dadurch steigt deren Belastbarkeit an, was z.B. für zukünftige Erweiterungen sehr vorteilhaft ist. Die Baumanker sind aus Edelstahl gefertigt und können durch Adapterstücke verlängert werden. Das Anschlussbauteil stellt ein statisch unbestimmtes System in Kombination mit den beiden Baumankern her, so dass im Falle einer Überlastung plastische Tragreserven aktivierbar sind.

2 Beispiele aus der Praxis

Nachfolgende werden zwei Bauprojekte vorgestellt, welche ganz oder teilweise über Tragbäume gegründet sind. Die Projekte wurden bauaufsichtlich überwacht und wenden die Verankerungstechnik aus Kap. 1.3 in zwei Varianten an: Zur Anbindung bauaufsichtlich zugelassener Seile und zur Auflagerung einer Umreifung aus Walzprofilen. Die Wohnkörper werden ganzjährig für touristische Zwecke genutzt und sind Teil eines ganzheitlichen Konzepts, den Waldbestand nachhaltig und über Generationen hinweg zu nutzen. Eine zentrale Anlage versorgt die Gebäude mit Nahwärme.

2.1 Freihängender Wohnkörper

Das im Jahr 2022 errichtete, ca. 8.4 Tonnen schwere Objekt befindet sich 3.5 m über dem Waldboden und ist durch eine ebenfalls frei hängende Treppe begehbar, vgl. Abb. 2. Das Tragwerk wurde auf einem Traggerüst montiert und nach Fertigstellung mit Hilfe der Seilspannschlösser wenige Millimeter angehoben, um das Gerüst zu entlasten, vgl. Abb. 3. Hierbei ist zu bemerken, dass die dafür notwendigen Seilkräfte nur dann eindeutig wären, wenn die Seile den Wohnkörper statisch bestimmt lagern würden, was hier nicht vorliegt.

Liegt eine überzählige Lagerung vor, können die Seilkräfte z.B. an die prognostizierbare Biegetragfähigkeit der jeweiligen Tragbäume angepasst werden, was hier zur Anwendung kam. Zur Erstellung des Berechnungsmodells wurde eine Positionsaufnahme der zum Baukörper zugewandten Stammoberflächen sowie die Vermessung der dort vorliegenden Querschnittsdurchmesser in mehreren Abschnitten durchgeführt.

In der bebaubaren Baumgruppe variiert der Durchmesser der Tragbäume in 1.3 m Höhe über Grund zwischen 37 und 85 cm und die damit prognostizierbare Biegetragfähigkeit je nach Baum zwischen 160 und 2000 kNm. Da beim Holz die Zugfestigkeit in Faserrichtung i.d.R. über der Druckfestigkeit liegt, so auch hier, kann das elastische Biegewiderstandsmoment über die Druckfestigkeit der vitalen, wassergesättigten Holzmatrix in Faserrichtung ermitteln werden und liegt für Rotbuchen bei $f_{c,k} = 27.6$ MN/m^2. Dieser Wert ist den Angaben in [7] entnommen und durch eigene Druckversuche an Vollquerschnitten, Teilquerschnitten sowie aus unseren Schadensbeobachtungen in Biegeversuchen an Vollquerschnitten der Rotbuche abgesichert [8,9].

Abbildung 2: Bauzustand sowie fertiggestellter, freihängender Wohnkörper mit Treppenaufgang

Abbildung 3: Tragseile mit Spannschlössern am Wohnkörper sowie am Baum

Insgesamt laufen 9 Seile vom Baukörper schräg nach oben, wo sie in bis zu 11 m Höhe an 7 verschiedenen Tragbäumen verankert sind, vgl. Abb 4. Hinzu kommen 8 horizontal verlaufende Seile, welche an jeder Seite des Gebäudes mit je einem Baum verbunden sind. Stellt man die Zahl der Seile mit den 6 Gleichgewichtsbedingungen am ausgedehnten Körper im Raum gegenüber, wird leicht ersichtlich, dass das System äußerlich 11-fach statisch unbestimmt ist. Sollte der hoch belastete Tragbaum B2 ausfallen, was einen sehr ungünstigen Lastfall darstellt, steigen die verbleibenden Seilkräfte durch das Eigengewicht um maximal 16 kN auf bis zu 40 kN an, was durch die Bemessung der Seile abgedeckt ist.

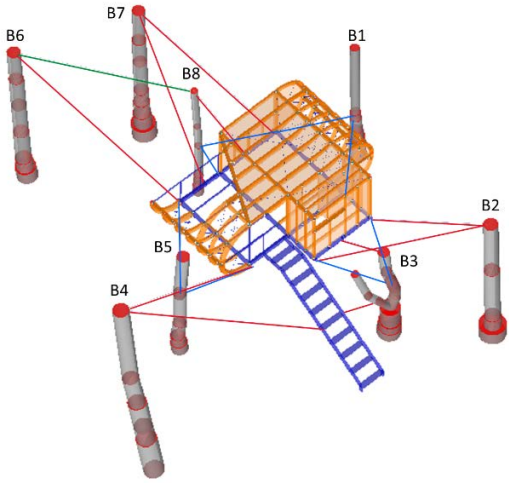


Abbildung 4: Schema der Lastabtragung über geneigte Seile (rot) und eine Rückverankerung (grün) für Gewichtskräfte sowie über horizontale Seile (blau) für Windlasten

2.2 Wohnkörper mit zusätzlicher Pendelstütze

Das im Jahr 2023 errichtete ca. 12 Tonnen schwere Objekt befindet sich ebenfalls 3.5 m über dem Waldboden und integriert im Bereich der Terrasse einen Baum vollständig, vgl. Abb. 5. Dennoch verläuft der gesamte Schaft dieses Tragbaums im Außenbereich, also seiner

natürlichen Wachstumsumgebung. Man findet in den Medien immer wieder Tragwerke, welche den Baum auch in den beheizten Bereich eines Wohnkörpers integrieren, was im Winter hohe Temperaturinhomogenität im Schaft impliziert. Da deren Auswirkung auf die Vitalität unbekannt aber von der Ursache her unnatürlich ist, wollte dies umgangen werden.

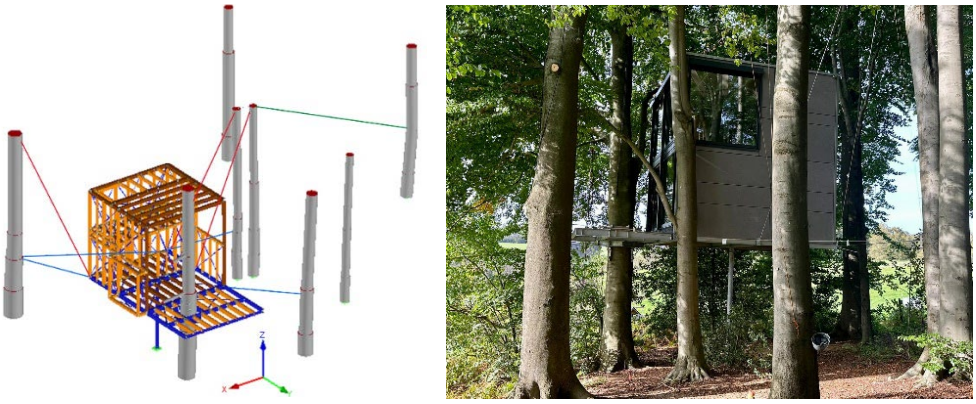


Abbildung 5: Wohnköper mit zusätzlicher Pendelstütze und Integration eines Tragbaums als Rechenmodell (links) und nach Fertigstellung (rechts)

Nachdem die Anordnung und Belastbarkeit der Baumgruppe als nicht ausreichend befunden wurde, konnte mit einer zentralen Stahlstütze ein Großteil der vertikalen Lasten (ca. 60%) übernommen und so das Projekt ermöglicht werden. Durch die Umreifung des Tragbaums im Außenbereich, vgl. Abb. 6, kommt eine in alle Richtungen aussteifende Verbindung zum Gesamttragwerk zustande, welche durch horizontale Seile zu weiteren Bäumen ergänzt wird. Diese Maßnahmen genügen zur Aussteifung und Abtragung von Windlasten, so dass die zentrale Stahlstütze beidseitig gelenkig und damit querkraftfrei ausführbar ist. Dies minimiert das Volumen des Betonfundaments auf lediglich 0.4 m^3.

Abbildung 6: Umreifung zur Integration des Tragbaumes

Die Umreifung des Baumes wird durch einen geschlossenen Rahmen aus U-Profilen realisiert, auf welchem Träger aufliegen und verschraubt sind. Durch die lösbare Verbindung

ist langfristig eine Weitung der Umreifung möglich, sollte das Dickenwachstum des Stammes dies erforderlich machen. Auch hier können leicht modifizierte Anschlusselemente aus Abb. 1. verwendet werden, um die Umreifung am Baum zu fixieren.

3 Zusammenfassung und Ausblick

Die vorgestellten Projekte zeigen, wie sich Wohnkörper mit Hilfe von Tragbäumen in erhöhter Lage bauen lassen. Damit wird der Baugrund (nahezu) vollständig freigehalten, was zahlreiche Vorteile mit sich bringt. Die damit verbundenen Risiken lassen sich mit Hilfe von Voruntersuchungen, versierter Planung, Statik sowie konstruktiver Maßnahmen verantworten und mit dem Baurecht vereinbaren. Dennoch handelt es sich um eine innovative Bauweise, welche erst in neuerer Zeit aus ökologischen Gesichtspunkten und aus der Einsparung von Ressourcen motivierbar ist.

Die Wohnfläche der Projekte ist im vorliegenden Fall durch das Planungsrecht beschränkt und geringer als technisch möglich. Ausblickend wird auf eine höhere Akzeptanz dieser Bauweise hingearbeitet, um zukünftig die Umsetzung größerer Objekte zu ermöglichen.

Literatur

[1] BERNATZKY, A. Baumkunde und Baumpflege. Bernhard Thalacker Verlag, Braunschweig, 1994

[2] LOSKE, S., MUENCH, I., SPYRIDIS, P., ZELLER, M.: A Minimal Invasive Anchoring Technique for the Foundation of Technical Structures in Trees. In: Amziane, S., Merta, I., Page, J. (eds) Bio-Based Building Materials. ICBBM 2023. RILEM Bookseries, vol 45, Springer, Cham., 2023

[3] ROLOFF, A.: Kronenentwicklung und Vitalitätsbeurteilung ausgewählter Baumarten der gemäßigten Breiten. Sauerländer, Frankfurt a.M., 1989

[4] FORSCHUNGSGESELLSCHAFT LANDSCHAFTSENTWICKLUNG LANDSCHAFTSBAU E.V.: Baumuntersuchungsrichtlinien- Richtlinien für eingehende Untersuchung zur Überprüfung der Verkehrssicherheit von Bäumen. 2013

[5] KOZLOWSKY, T. T. Growth and development of trees. Volume II. Cambial growth, root growth, and reproduction growth. Adademic Press, New York & London, 1971

[6] ZELLER, M., MÜNCH, I.: Befestigung von Bauwerken in Bäumen mit Baumanker und doppelter Umreifung. Bautechnik 99, 13-22, 2022

[7] NIKLAS, K. J., SPATZ, H.-CH.: Worldwide Correlations of Mechanical Properties and Green Wood Density. American Journal of Botany 97(10), 1587-1594, 2010

[8] MUENCH, I., LOSKE, S.: A deterministic model combining NDT to estimate permissible bending loads on trees. ce/papers, 6(5), 258-263, 2023

[9] LOSKE, S., MUENCH, I.: Experiments and Modelling of the Load Capacity of Green Wood. Proc. Appl. Math. Mech., 22(1), 1-6, 2022.

Baustatik – Baupraxis 15, © 2024, Technische Universität Hamburg

Statik und konstruktive Details einer Gitterschale aus Holz

Ingo Münch, Simon Loske

Institut für Baumechanik, Statik und Dynamik, Technische Universität Dortmund

Zusammenfassung: Der Beitrag thematisiert die konkrete Umsetzung einer Gitterschale, welche sich aus vorgefertigten Dreiecksmodulen aus Holz zusammensetzt. Hierbei wird insbesondere auf die Übertragung von Zugkräften in den Knotenpunkten der Gitterschale eingegangen, welche je nach statischen Erfordernissen vorspannbar sind. Im vorliegenden Fall lagert die Gitterschale auf einem Stahlrahmen, der wiederum über Seile an Bäumen verankert ist und das Tragwerk über den Boden hebt.

1 Motivation und Allgemeines

1.1 Motivation und Vorbemerkungen

Die notwendige Einsparung von Ressourcen und der Mangel an Wohnraum [1] sind einerseits aktuelle und dringende Themen im Bauwesen, andererseits eine Wiederauflage dessen, was den Architekten und Stadtplaner Friedrich Zollinger (1880-1945) vor ca. 100 Jahren u.a. dazu bewog, das nach ihm benannte Zollingerdach zu entwickeln. Dabei standen kostensenkende Faktoren wie z.B.

1. zügiger Baufortschritt durch Standardisierung
2. Vorfertigung und leichte Montage
3. Materialverfügbarkeit
4. Materialeffizienz

im Zentrum seiner Bestrebungen [2]. Diese konnten durch die rautenförmige Anordnung kurzer Brett- bzw. Bohlenstücke erreicht werden, vgl. Abb. 1. Aber auch ästhetische und stützenfreie Raumgestaltung wurden bei der Entwicklung des Zollingerdaches adressiert.

Abbildung 1: Mit Ausnahme einzelner Träger z.B. in First und Traufe, finden im Zollingerdach kurze Bretter Anwendung. Der Innenraum lässt sich stützenfrei und damit variabel gestalten.

Zur Beurteilung der Effizienz wird in [3] ein Spitzbogendach in Zollingerbauweise mit einem Mansarddach verglichen. Hierbei kann das Zollingerdach ca. 50% Material einsparen, was zudem durch kürzere Bretter und kleinere Querschnitte leichter verfügbar ist und weniger Verschnitt generiert.

Dieser historische Rückblick motiviert den vorliegenden Artikel, welcher das Bauvorhaben einer Gitterschale aus Holz vorstellt, die ebenfalls kurze Bretter für die Vorfertigung leichter Grundmodule vorsieht. Diese dreiecksförmigen Module lassen sich im freien Vorbau zügig zu einer räumlichen Tragstruktur verbinden, welche sowohl flächige als auch einzelne Lasten effizient abträgt. Allerdings handelt es sich bei dem vorliegenden Tragwerk um eine geodätische Kuppel, welche über Seile an eine Gruppe von Bäumen verankert ist und dadurch auf die Verwendung von Beton zur Fundamentierung vollständig verzichtet, vgl. Abb. 2.

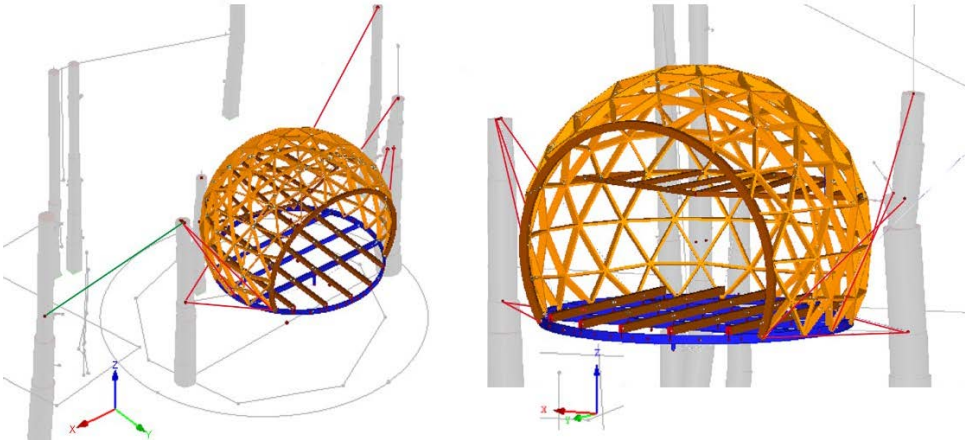


Abbildung 2: Tragwerkmodell der Gitterschale, welche über einen unteren, kreisrunden Randträger (blau) und Seile (rot) an Bäumen (grau) verankert ist.

Wichtige Aspekte bei der Verwendung vitaler Bäume als Tragelemente sind in [4-6] beschrieben und durch einen weiteren Artikel im vorliegenden Band unter dem Titel „Bäume statt Beton - Realisierung von Wohnkörpern im Baumbestand“ zu finden, weshalb hier nicht näher darauf eingegangen wird.

Erwähnenswert ist, dass sich der kreisförmige Randträger durch die punktuelle Abspannung über Seile verbiegt, was im Falle einer kontinuierlichen Fundamentierung am Boden nicht auftreten würde. Da sich die Gitterschale dieser Biegelinie widersetzt, was den Randträger unterstützt, entstehen lokal hohe Zug- und Drucknormalkräfte in deren Stäbe. Diese sind mit anderen Längskräften der Gitterschale ins Gleichgewicht zu stellen, was kraftschlüssige Druck- und Zugverbindung erfordert. Die konstruktive Umsetzung dieser Anforderung wird in Kap. 2 unter Beachtung des Holzbaus betrachtet. In Kapitel 3 wird die Tragwirkung der Gitterschale besprochen sowie weitere Hinweise zur Planung und Umsetzung gegeben. Der Beitrag schließt mit der Zusammenfassung und einem Ausblick in Kapitel 4.

2 Die Gestaltung der Grundmodule und der Gebäudehülle

Die Grundmodule der Gitterschale sind so gestaltet, dass zwei bekannte Schwächen des Zollingerdaches umgangen werden:

1. Die dünnen und hohen Bretter liegen beim Zollingerdach unter der Verschalung und somit frei im Innenraum. Sie sind bei Ausbruch eines Feuers sofort komplett den Flammen ausgesetzt.
2. Die Bolzenverbindung zwischen den Stäben des Zollingerdaches wird bei ungünstiger Laststellung auf Biegung beansprucht, was zu großer und bleibender Verformung des Daches führt.

Punkt 1 wird dadurch umgangen, dass die raumabschließende Verschalung über eingefräste Nuten mit den drei Randbrettern des Dreieckelementes fest verbunden wird, vgl. Abb. 4. So bleibt der Verlauf der Gitterschale zwar sichtbar, aber im Falle eines Feuers ist nur die schmale Brettseite sofort den Flammen ausgesetzt. Im vorliegenden Grundmodul wird die innere, raumabschließende Verschalung aus 8 mm dickem Sperrholz ausgeführt, da keine erhöhten Anforderungen an den Brandschutz gestellt sind. Ansonsten kann hier auf entsprechend dickere oder widerstandsfähigere Verschalung zurückgegriffen werden.

Sobald die Gitterschale erstellt ist, werden Installationen (Licht, Kabel, etc.) Dampfbremse und Dämmung in den Hohlraum der Grundmodule eingebracht, bevor eine diffusionsoffene Membran als winddichter Abschluss folgt. Durch unterbrochene, 3 cm hohe Distanzleisten auf den Stäben der Gitterschale wird eine durchgängige Hinterlüftungsschicht realisiert, bevor 12 mm dickes Sperrholz die Grundmodule als äußere Schalung vervollständigt. Es folgt eine Folie zur Abdichtung und die Bedachung aus Blech. Die Randbretter der Grundmodule sind durch die innere und äußere Schalung gegen Ausknicken um die schwache Achse gestützt, so dass deren Schlankheit unproblematisch ist.

Die Mittelfuge zwischen benachbarten Modulen wird verleimt oder verschraubt, was bereits eine zusammenhängende Struktur ergibt. Zudem sind die Module am Knotenpunkt ineinander verzahnt. Für die Weitergabe von Druckkräften oder geringen Zugkräften sind daher weitere Verbindungsmittel an den eigentlichen Knotenpunkten nicht erforderlich.

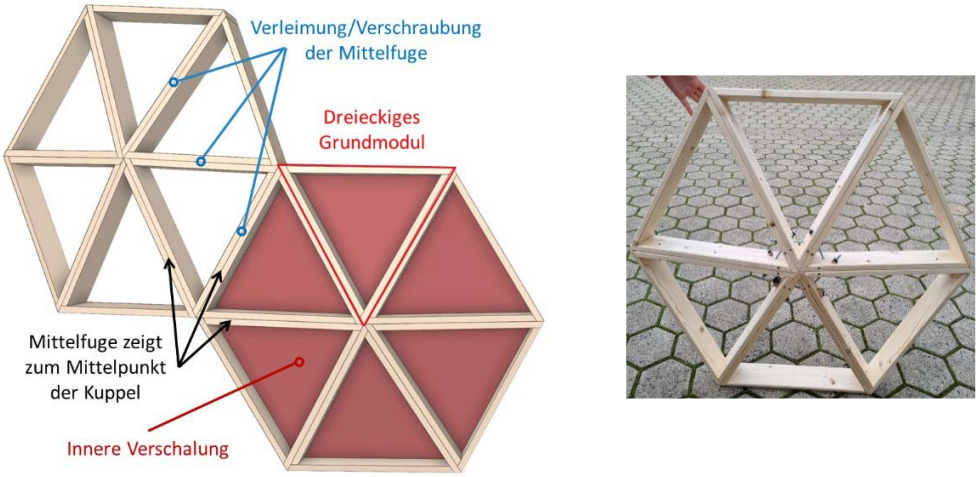


Abbildung 4: Schema des Grundmoduls sowie Prototyp im Maßstab 1:2.

Liegen jedoch in einzelnen Stäben nennenswerte Zugkräfte vor, können diese über den Knotenpunkt hinweg, z.B. mittels aufgenageltem Windrispenband, übertragen werden. Möchte man dies umgehen, oder genügen Windrispenbänder nicht den statischen Anforderungen, schlagen wir die Verstärkung des Knotenpunktes wie in Abb. 5 gezeigt vor.

Dazu werden die Stäbe der angrenzenden Grundmodule paarweise über einen diskreten Ring aus Bolzen so verschraubt, dass sie mit einer Drucknormalkraft vorspannbar sind. Die Bolzen lassen sich an erforderlichen Stellen nach der Erstellung der Gitterschale passgenau einbringen. Die Anwendung einer Bohrschablone ist hilfreich, um die Bolzen dicht aneinander vorbeizuführen, ohne sich zu kreuzen.

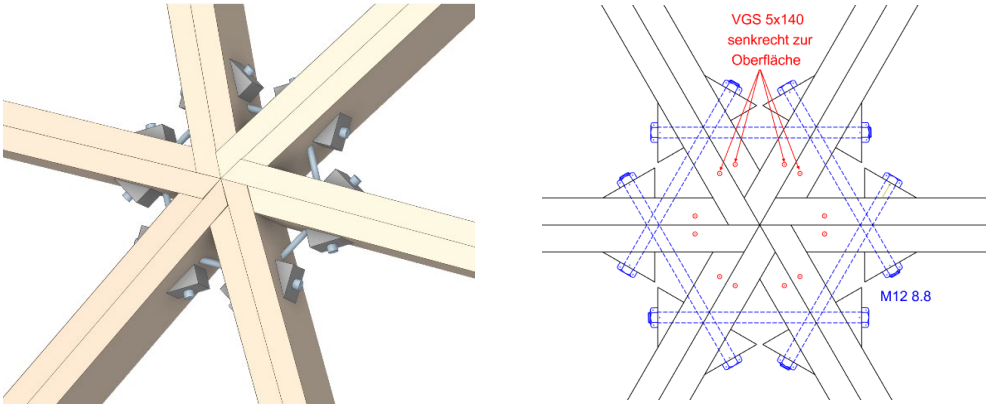


Abbildung 5: Knotenpunkt der Gitterschale zum Anschluss stark zugbeanspruchter Stäbe

Zur Einhaltung der bautechnischen Nachweise ist es notwendig, die entsprechenden Grundmodule im Bereich der vorgespannten Knoten zu verkleben, damit die für die Verschraubung notwendige Mindestholzdicke erreicht wird. Weiterhin sind Randabstände der Bolzen zum Hirnholz einzuhalten, um das Aufspalten der Bretter zu verhindern. In Abb. 5 sind zusätzliche Vollgewindeschrauben als Querzugbewehrung vorgesehen, welche vor Einbringung unbedingt vorzubohren sind.

3 Tragwirkung und Hinweise zur Gitterschale

Im Bauwesen wird die geodätische Kuppel bereits für den Bau des provisorischen Planetariums auf dem Dach der Zeiss-Werke in Jena im Jahr 1922 erwähnt [7]. Dort folgt ein engmaschiges Netz an Bewehrungsstäben einem Ikosaeder hoher Frequenz, vgl. Abb. 6 links. So konnte die Kuppel mit ca. 16 m Durchmesser mit lediglich drei Zentimeter dicker Betonschale realisiert werden. Heute basieren viele Tragwerke auf der Form des Ikosaeders oder des Dodekaeders, letzteres z.B. im Eden-Project in Cornwall [8], siehe Abb. 6 rechts.

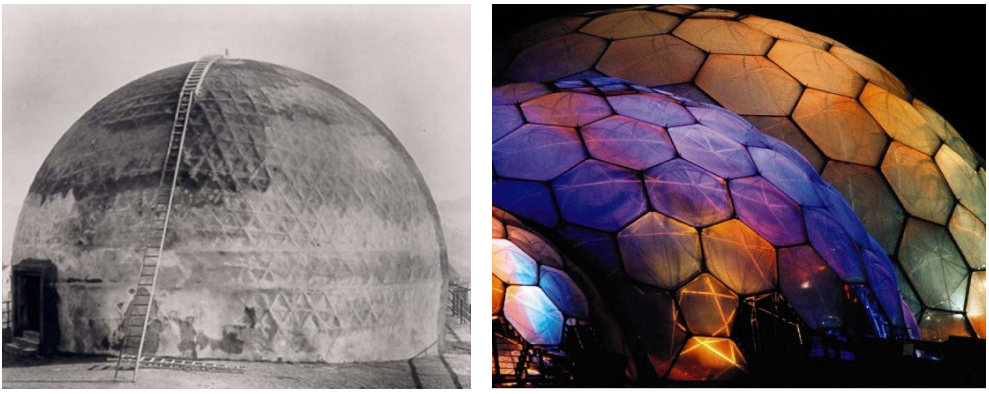


Abbildung 6: Historisches Bild des provisorischen Planetariums auf dem Dach der Zeiss-Werke in Jena 1922 (links) sowie Kuppeln des Eden-Projects in Cornwall (rechts).

Im hier vorliegenden Projekt beschreiben die Stäbe der Gitterschale dreiviertel einer vollen Kugel als Ikosaeder mit angepasster, horizontaler Standfläche an die Grundebene, vgl. Abb. 7. Blickt man auf den Pol der Kuppel, erkennt man die pentatonische Rotationssymmetrie der Struktur. Es handelt sich weiterhin um ein Ikosaeder der Frequenz 4, was die Anzahl der Dreiecke in Meridianrichtung spezifiziert [9].

Das einfachste Ikosaeder der Frequenz 1 besteht aus 20 Dreiecken. Im hier vorliegenden Projekt sind es $\frac{3}{4} \cdot 20 \cdot 4^2 = 240$ Dreiecke. Da es sich um einen platonischen Körper handelt, haben alle Knoten der Gitterschale gleichen Abstand zum Mittelpunkt der Kugel.

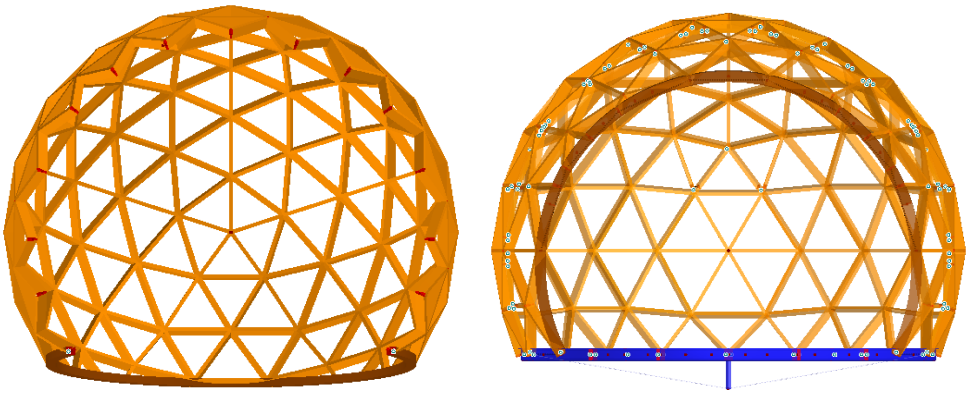


Abbildung 7: Blick von oben auf den Pol des Ikosaeders (links) sowie in horizontaler Richtung in die vordere Öffnung der Gitterschale (rechts).

Mit Ausnahme der Standfläche und des Äquators verlaufen Breitenkreise der Gitterschale keineswegs horizontal. Für die kugelseitige Berandung der Zwischenebene sind daher zusätzliche Randstäbe erforderlich, was auch für die vertikale Glasfassade im Übergang vom Wohnraum zur Terrasse zutrifft, vgl. Abb. 8 links.

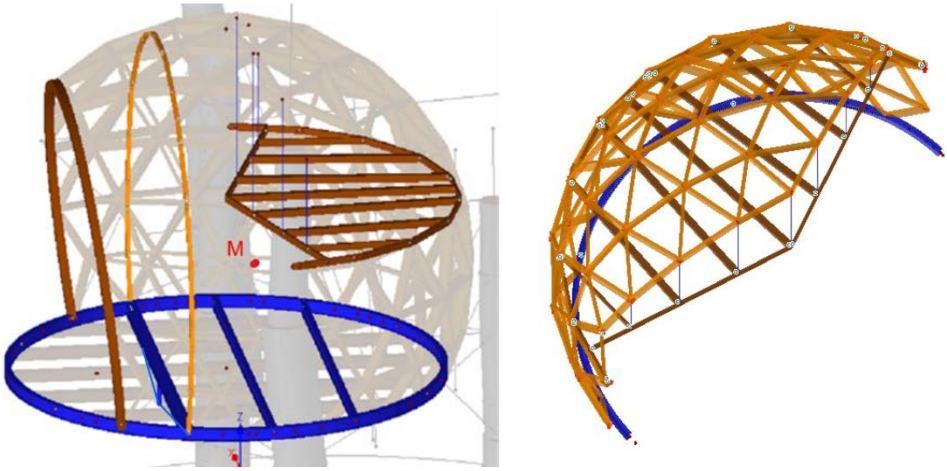


Abbildung 8: Links: Biegefester Randbogen der Gitterschale (dunkelbraun), Randbogen der Glasfassade (hellbraun), Zwischenebene (dunkelbraun) sowie Grundebene mit Unterspannung (blau). Rechts: Schnitt durch die Gitterschale zur Darstellung der Zugstangen von der Zwischenebene zu zwei pentatonisch symmetrischen Meridianlinien.

In Abb. 8 rechts ist zu erkennen, dass die Brüstung der Zwischenebene mit Hilfe von Zugstangen an der Gitterschale hängt, um die Grundebene frei von Stützen bzw. Wänden zu halten. In der Aufsicht verläuft die Brüstung der Zwischenebene genau unterhalb zweier Meridianlinien der pentatonischen Rotationssymmetrie, was für die Statik der Gitterschale vorteilhaft ist.

Da die Kuppel zur Terrasse hin offen ist und einen erheblichen Teil ihrer Stäbe dafür reduziert, ist ein biegefester Randbogen für die Brauchbarkeit des Systems notwendig. Dieser Sachverhalt wird bereits mit Hilfe der Abzählformel für Fachwerkstäbe offenbar, siehe Gl. (1). Betrachtet man die Stäbe der Gitterschale als Fachwerkstäbe, was selbst für vorgespannte Knoten der konstruktiven Ausführung entspricht, liefert die Abzählformel für die 268 Stäbe und 105 Knoten

$$n_{KV} = \mathrm{a} + \mathrm{s} - 3 \cdot \mathrm{k} = 45 + 268 - 3 \cdot 105 = -2 \qquad (1)$$

wobei 15 Knoten auf dem unteren Ring liegen und somit gelagert sind, vgl. Abb. 9 (links). Ergänzt man diese unvollkommene Struktur mit vier Zusatzstäben, um offene Dreiecke (Grundmodule) zu schließen, erhält man zwar $n_{KV} = +2$, dennoch bleibt das System unbrauchbar, vgl. Abb. 9 Mitte.

Ein biegefester Randbogen sowie vier Zusatzstäbe pro Seite sind notwendig, um den Bogen durchgängig mit der Gitterschale zu verbinden und damit ein tragfähiges System zu erhalten, welches äußere Einwirkung vornehmlich durch Membrankräfte und somit geringer Verformung ins Gleichgewicht stellt.

Im vorliegenden Projekt sind lediglich 2.64 m^3 Nadelholz C24 für die Gitterschale notwendig, welche ein Volumen von 113 m^3 sowie 110 m^2 Oberfläche umfasst.

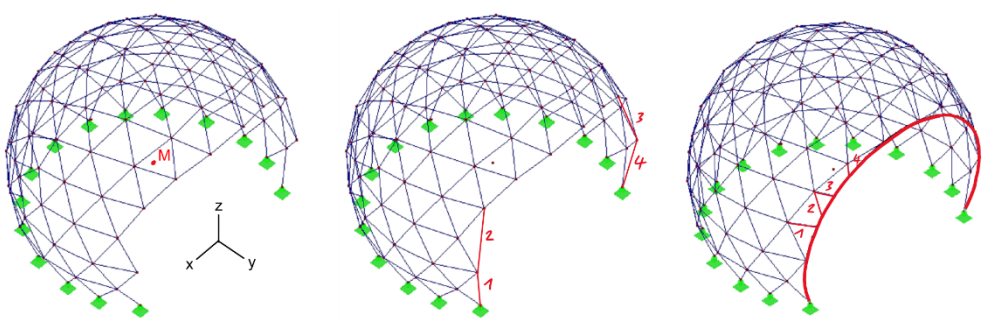


Abbildung 9: Links: Untaugliche Gitterschale ohne vorderen Randbogen. Mitte: Untaugliche Gitterschale mit vier Zusatzstäben (rot). Rechts: Taugliche Gitterschale mit Randbogen und vier Zusatzstäben pro Seite (rot).

Hohe Anforderungen an die Verformungsbegrenzung ergeben sich für die Ebene der Glasfassade, weshalb der darunterliegende Querträger unterspannt und zur Kompensation von Durchbiegung aus Eigenlast vorgespannt wird.

4 Zusammenfassung und Ausblick

Der vorliegende Artikel motiviert das Tragwerk eines kleinen Wohnkörpers als Gitterschale einer geodätischen Kuppel. Hinweise zur konstruktiven Durchbildung sowie zur Gestehung mit vorgefertigten Modulen werden gegeben. Aufgrund der besonderen Bauaufgabe, den

Wohnkörper mittels Abspannungen an einem biegeweichen Stahlrahmen über Grund zu heben, treten in der Gitterschale lokal große Zugkräfte auf. Dies stellt aber kein unüberwindbares Hindernis für den Einsatz von Holz für dieses hocheffiziente Tragwerk dar.

Einerseits lassen sich die Grundmodule über deren Seitenflächen kontinuierlich verschrauben, sodass Zug- und Druckkräfte aus der Membranwirkung der Gitterschale über die Grundmodule hinweg übertragbar sind. Andererseits wird auch für die Knotenpunkte der Gitterschale eine konstruktive Lösung vorgestellt, welche die ankommenden Stäbe im Knotenpunkt auf ein gewünschtes Niveau vordrückt und damit den Knoten zusammenhält.

Aus den konstruktiven Details ist auch erkennbar, dass die Gitterschale als Raumfachwerk mit gelenkigen Knotenpunkten zu modellieren ist. Werden große Teile der Gitterschale für Öffnungen entfernt, ist die Brauchbarkeit des Systems z.B. mit vereinfachten Untermodellen zu prüfen. Im vorliegenden Fall ist die Anordnung eines biegefesten Randbogens unerlässlich.

Abschließend und Ausblickend sei gesagt, dass für den hier vorgestellten, kleinen Wohnkörper, die Tragwirkung der Gitterschale derart effizient ist, dass bei der Dimensionierung der Holzquerschnitte konstruktive oder bauphysikalische Vorgaben wie Mindestholzdicke oder Dämmschichthöhe maßgebend sind. Die Gestehung steht kurz bevor und wird zeigen, ob die hier kommunizierten Ziele zur Kosten- und Ressourceneffizienz erreicht werden. Diese abschließenden Sätze deuten aber auch darauf hin, dass die Ziele für größere Wohnkörper einfacher zu erreichen sind.

Literatur

[1] Pestel Institut gGmbH & Arbeitsgemeinschaft für zeitgemäßes Bauen e. V.: Bauen und Wohnen in der Krise, 2023 https://bauen-und-wohnen-in-deutschland.de/wp-content/uploads/2023/01/Studie-Bauen-und-Wohnen-in-der-Krise.pdf

[2] HEISE, K.: Friedrich Reinhardt Balthasar Zollinger. Städtebauer und Konstrukteur des gewölbten Lamellendachs. Deutsche Bauzeitung, Heft 2, S. 68–73, 2004

[3] WINTER, K., RUG, W.: Innovationen im Holzbau – Die Zollinger-Bauweise. Bautechnik 69(4), S. 190–197, 1992#

[4] ZELLER, M., MÜNCH, I.: Befestigung von Bauwerken in Bäumen mit Baumanker und doppelter Umreifung. Bautechnik 99, 13-22, 2022

[5] LOSKE, S., MUENCH, I.: Experiments and Modelling of the Load Capacity of Green Wood. Proc. Appl. Math. Mech., 22(1), 1-6, 2022.

[6] MUENCH, I., LOSKE, S.: A deterministic model combining NDT to estimate permissible bending loads on trees. ce/papers, 6(5), 258-263, 2023

[7] KURRER, K-E.: Die Geschichte der Baustatik. 2. Auflage. Ernst & Sohn, Berlin, 2016

[8] KNEBEL, K., SANCHEZ, J., ZIMMERMANN, S.: Das Eden-Projekt. Stahlbau 70(8), S. 3–15, 2001

[9] KLIMKE, H., SANCHEZ, J.: Design, Analysis and Construction of Space Structures: The Mero Legacy. Independently published, ISBN 979-8575474326, 2021

Baustatik – Baupraxis 15, © 2024, Technische Universität Hamburg

Numerische Versagensanalyse von Holzkonstruktionen unter hygro-mechanischer Kurz- und Langzeitbelastung

Josef Stöcklein, Daniel Konopka, Marcel May, Diah Puspita Rahmi, Michael Kaliske

Institut für Statik und Dynamik der Tragwerke, Technische Universität Dresden

Zusammenfassung: Aktuelle Entwicklungen der hygro-mechanischen Finite-Elemente-Analyse von Holzkonstruktionen unter Kurz- und Langzeitbelastung mit Berücksichtigung ihres Versagensverhaltens werden präsentiert. Dabei werden innovative und effiziente Bruchmodelle (anisotroper Eigenfracture-Ansatz) sowie die Anwendung von Kriech- und Mechanosorptionsmodellen auf die multiphysikalisch gekoppelte Analyse komplexer dreidimensionaler Strukturen vorgestellt.

1 Einleitung

Holz erfährt in den letzten Jahren als architektonisch ansprechender, gesunder und regenerativer Werkstoff eine Renaissance. Zwar wird es seit Jahrtausenden als Baumaterial genutzt – leichte Verarbeitbarkeit, gute Verfügbarkeit und Tragfähigkeit machen es attraktiv –, aber die Verwendung und Dimensionierung der Holzbauteile beruht vor allem auf praktischer, bzw. empirischer Erfahrung. Ein effizienter Tragwerksentwurf und möglichst umfassende Beurteilung der Dauerhaftigkeit der Tragstrukturen und die Verhinderung von irreversiblen Schäden erfordern eine detaillierte Prognose des Material- und Strukturverhaltens unter realistischen Einwirkungen. Für eine solche Analyse komplexer hölzerner Strukturen bieten sich numerische Methoden wie die Finite-Elemente-Methode (FEM) oder die Materialpunktmethode (MPM) in Verbindung mit geeigneten Materialmodellen an.

Um die dauerhafte Standsicherheit und Erhaltung von Holztragwerken zu gewährleisten, müssen multiphysikalische Beanspruchungen aus zeitlich veränderlichen mechanischen Kräften und Klimabedingungen berücksichtigt und beurteilt werden. Eine umfassende Materialmodellierung beinhaltet daher das mechanische Kurz- und Langzeitverhalten, sowie die hygromechanische Kopplung. In diesem Beitrag werden aktuelle Entwicklungen von Materialmodellen zur Analyse des Materialverhaltens und verschiedener Versagensmechanismen vorgestellt und Anwendungen präsentiert. Die Material- und FE-Modelle sowie die Analysen basieren auf

aktuellen Forschungsarbeiten des Instituts für Statik und Dynamik der Tragwerke (ISD) der TU Dresden. Ziel ist die Entwicklung eines allgemeinen Simulationswerkzeugs mit konsistenter und umfassender multiphysikalischer Modellierung des Material- und Strukturverhaltens, welches allgemein für beliebige Holzstrukturen und Bauwerke einsetzbar ist.

2 Materialmodellierung

Auf dem Gebiet der Materialmodellierung von Holz sind in den letzten Jahren am ISD umfangreiche Forschungsarbeiten entstanden, die zum Beispiel in [2] zusammengefasst sind. Hierbei werden die werkstoffspezifischen Charakteristiken von Holz realitätsnah modelliert. Das schließt das drei-dimensionale, anisotrope Materialverhalten, die unterschiedlichen Versagenszustände unter Druck (duktil) und Schub bzw. Zug (spröde), feuchte- und zeitabhängige Diffusions- bzw. Kriechprozesse im Langzeitbereich sowie die Berücksichtigung von Strukturinhomogenitäten (z.B. Äste) mit ein.

Für die Modellierung des spröden Versagens werden verschiedene bruchmechanische Ansätze verwendet (kohäsive Interface-Elemente, Extended Finite Element Method (XFEM), Phasenfeldmethode). Alle drei Ansätze wurden am ISD für anisotrope Werkstoffe und multiphysikalische Prozesse entwickelt. Besonders vielversprechend ist die neuartige Methode der Eigenerosion von Elementen, die beim Versagen erodieren und sich somit dem Lastabtrag entziehen.

Im Folgenden werden neue Entwicklungen im Bereich des multiphysikalisch, zeitlich gekoppelten Langzeitverhaltens und der Bruchversagensmodellierung vorgestellt.

2.1 Langzeitverhalten

Das Langzeitverhalten bezeichnet Prozesse im Material infolge einer andauernden Einwirkung. Dazu gehören die zeitliche Änderung von Deformationen aus statischer Ermüdung, z.B. viskoses Kriechen, transienten Feldgrößen (Feuchte- und Wärmetransport und physikalischer Alterung), genauso wie die chemische Alterung des Materials.

Als hygroskopischer Werkstoff reagiert Holz stark auf Änderungen klimatischer Umweltbedingungen. Eine realitätsnahe Beschreibung feuchteabhängiger Materialparameter und des Feuchtetransports ist entscheidend. Insbesondere bei großen Feuchtegradienten, die im anisotropen Holz signifikante Eigenspannungen aus behindertem Quellen und Schwinden bewirken, sind komplexere Modelle für die transiente Feldgröße der Materialfeuchte nötig. Der Feuchtetransport wird als zweiphasige Diffusion des gebundenen Wassers in der Zellwand und des Wasserdampfs in den Lumen mittels des FICK'schen Gesetzes modelliert. Die parallelen Potentiale werden mit einem hysteretischen Sorptionsansatz gekoppelt. Für die Holzfeuchte, und somit die Kopplung mit der Mechanik, ist das gebundene Wasser maßgebend. Der Ausgleich mit der Umgebungsluft wird über Wasserdampfemission durch eine Oberflächen-Grenzschicht gewährleistet. Die Wärmeausdehnung von Holz spielt eine untergeordnete Rolle. Zur vollständigen energetischen Betrachtung der Diffusion kann die Berücksichtigung des Wärmetransports nach FOURIER's Gesetz in Einzelfällen sinnvoll sein [5].

Zeitabhängige Kriechprozesse zeigen im Allgemeinen drei Phasen auf, die als viskoelastisch, viskoplastisch und Kriechversagen modelliert werden können. Schon die zweite Kriechphase ist irreversibel, führt also zu bleibenden Deformationen. Die verwendete rheologische Modellierung nach [3] sieht eine Kopplung eines Standard-Festkörper-Modells, bestehend aus elastischer Feder und eines KELVIN-Elements, mit einem BINGHAM-Element vor. Weiterhin finden die Abhängigkeit vom Beanspruchungsniveau und der Holzfeuchte Berücksichtigung. Die Mechano-Sorption, welche bei gleichzeitiger mechanischer Beanspruchung und Feuchtewechseln zu zusätzlichen bleibenden Deformationen führt, wird als Vergrößerung gleichsinniger viskoelastischer Deformationen modelliert.

2.1.1 Numerisches Beispiel Historisches Tafelbild

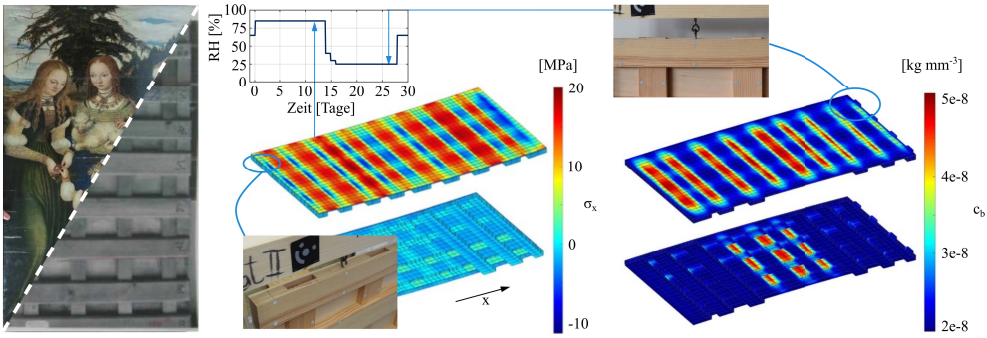


Abbildung 1: Holztafelbild mit historischer Parkettierung unter Feuchtebelastung, Auswertung der Spannungen in Tafellängsrichtung nach zweiwöchiger Befeuchtung, Konzentrationsverteilung des gebundenen Wassers nach anschließender zweiwöchiger Trocknung.

Neben Anwendungen im Bauwesen können numerische Analysen von Holzstrukturen im Kulturgüterschutz genutzt werden, um das Schädigungspotential in der Tragstruktur und in ästhetischen Bestandteilen durch mögliche Einwirkungen abzuschätzen. Herausfordernd ist, dass oft Materialien mit unbekannten Eigenschaften berücksichtigt werden müssen – neben Holz auch Leime und Beschichtungen, die Einfluss auf das Strukturverhalten haben. In mehreren Projekten am ISD wurden zu Valdierungszwecken Repliken von Holztafelbildern angefertigt, deren Materialien verschiedenen Tests unterzogen wurden, um elastische, viskose, Bruch- und Diffusionseigenschaften als Eingangsgrößen numerischer Analysen klimatischer Belastungsszenarien zu ermitteln. Abb. 1 zeigt Ergebnisse der Simulation eines Holztafelbilds unter starker Änderung der Umgebungsluftfeuchte in einer Klimakammer. Dargestellt sind Spannungen in der Tafel und der Beschichtung in Tafellängsrichtung nach zweiwöchiger Befeuchtung sowie die Feuchteverteilung nach zweiwöchiger Trocknung, außerdem die Verformungen in beiden Lastfällen. Es wird deutlich, dass sich die klimatischen Einwirkungen auf den Spannungszustand auswirken und so Schädigung verursachen können. Abb. 2 zeigt die Enwicklung der Gesamtdehnungen und der (visko-) elastischen und mechanosorptiven Dehnungsanteile an einem Punkt auf der unbeschichteten Rückseite und an einem Punkt unter der Malschicht des Holztafelbilds. Ein hoher Anteil der von Quellen und Schwinden dominierten Gesamtdehnung entfällt auf irreversible mechano-sorptive Dehnung.

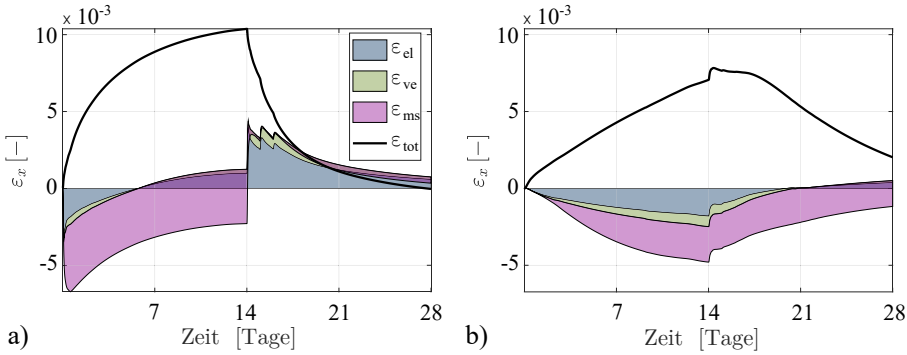


Abbildung 2: Zeitliche Entwicklung der Gesamtdehnungen und der elastischen, viskoelastischen und mechanosorptiven Anteile a) an der unbeschichteten Rückseite und b) unter der Malschicht des Holztafelbilds (s. Abb. 1).

2.2 Phasenfeld

Ein umfassender anisotroper Phasenfeldansatz wurde entwickelt, der auch die Mixed-Mode-Versagensmechanismen berücksichtigt. Aufgrund der konstitutiven Komplexität im Zusammenhang mit den anisotropen elastischen und Rissausbreitungseigenschaften ist die Entwicklung eines aussagekräftigen und prädiktiven numerischen Modells für das Material Holz und Holzstrukturen sehr herausfordernd. Insbesondere für die Rissmodellierung ist die Struktur dieses natürlich gewachsenen Materials nicht nur durch einen anisotropen Bruchwiderstand, sondern auch durch eine modeabhängige Bruchzähigkeit bestimmt. Das anisotrope und modeabhängige Phasenfeld wurde mittels des Konzepts des Repräsentativen Riss-Elements (Representative Crack Element RCE) hergeleitet. Dieses garantiert eine physikalische und sinnvolle Risskinematik (Rissöffnung und -schließung, Schub und gemischte Deformationen). Auf Grundlage der RCE-Beschreibung ist eine explizite Unterscheidung zwischen dem Versagen Mode I und Mode II natürlicherweise erreicht. In Abb. 3 ist die Risssimulation in einem durchbrochenen Träger dargestellt. Die Ergebnisse entsprechen sehr gut dem experimentell beobachteten Verhalten. Anschließend wurde eine Erweiterung des Modells um eine zusätzliche Kopplung mit der Feuchte und um den Feuchtetransport auch in gerissenem Holz vorgenommen. Hierzu wurde ein hygro-mechanisches RCE entwickelt, um eine realistische Degradationsmodellierung während der feuchteinduzierten Rissbildung und Rissausbreitung zu gewährleisten. Dafür wurde das beschriebene Multi-Fick'sche Diffusionsmodell angewendet. Beispielhaft sind in Abb. 4 Rissinitiierung und Ausbreitung durch trocknungsinduziertes Schwinden in einem Benchmark-Experiment dargestellt. Aufgrund der Anisotropie der Holzmaterialeigenschaften und der im Probekörper schräg liegenden Jahrringlage breitet sich der Riss von der Spannungskonzentrationsstelle am Schlitzende radial in Richtung des geringsten Widerstands aus. Die präsentierten Entwicklungen und weitere Beispielsimulationen hinsichtlich des anisotropen Phasenfeldansatzes nach dem RCE-Konzept sind in [6] publiziert. Eine weitere Publikation zur Erweiterung des Ansatzes um die Feuchteabhängigkeit folgt.

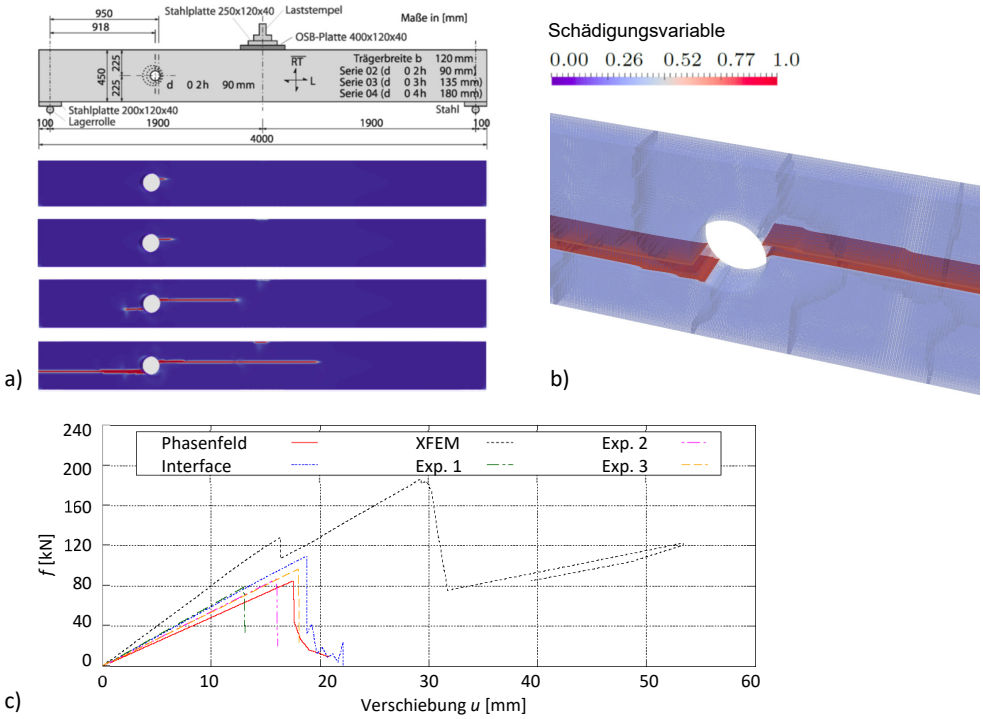


Abbildung 3: a) Probengeometrie und Rissbildung bei modeabhängiger Phasenfeldformulierung, b) Visualisierung der Isooberfläche $p_{0.95}$ des Phasenfeldrisses im dreidimensionalen Probekörper, c) Kraft-Verschiebungsdiagramme im Vergleich zu experimentellen Ergebnissen und weiteren numerischen Berechnungen.

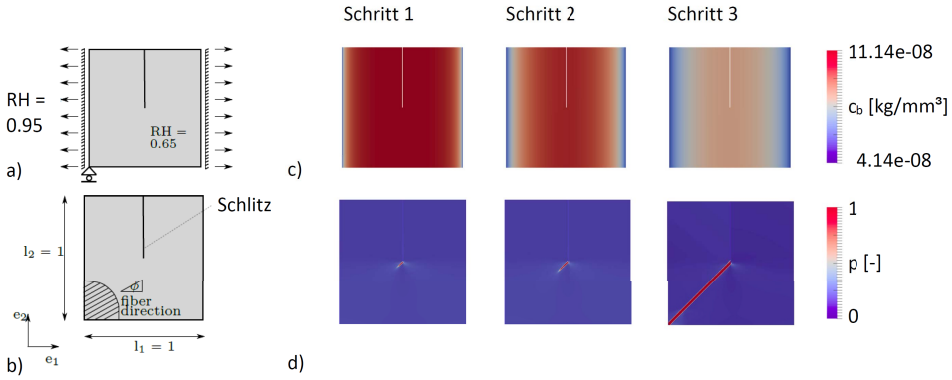


Abbildung 4: Simuliertes Trocknungsreißen einer eingespannten geschlitzten Probe zu drei ausgewählten Zeitschritten: a) mechanische und hygrische Randbedingungen, b) Geometrie, c) Konzentration des gebundenen Wassers und d) Schädigungs-Variable p.

2.3 Eigenfracture

Ein umfassender Eigenfracture-Ansatz, welcher sowohl die Anisotropie des Werkstoffs Holz in den elastischen Eigenschaften als auch in den bruchmechanischen Kenngrößen berücksichtigt, wurde entwickelt. Die materialspezifischen Risswiderstände werden dabei nicht losgelöst formuliert, sondern im Rahmen des Mixed-Mode Versagens betrachtet. Um physikalisch fehlerhafte Spannungszustände an der Risspitze zu vermeiden, wurde der Eigenfractureansatz in das Konzept des RCE eingebettet [4]. Durch die Verwendung des RCE auf der Mikroebene und anschließender Homogenisierung erfolgt eine explizite Unterscheidung zwischen den Versagensmechanismen Mode I und Mode II auf natürliche Weise. Das Mixed-Mode-Versagen wird anschließend mittels TSAI-WU-Kriterium geprüft. Beispielhaft ist in Abb. 5 das Versagen einer einseitig geschlitzten Holzscheibe durch eine am oberen Rand vorgeschriebene Verschiebung dargestellt. Die Ergebnisse bezüglich des Rissverlaufs und das Verschwinden der Zugspannungen entlang der Rissflanken entsprechen gut den experimentell gewonnenen Erkenntnissen. Im Vergleich zur Phasenfeld-Methode konnte der Rechenaufwand deutlich reduziert werden, da die Unbekannte zur Ermittlung der Risskinematik bereits auf Materialebene berechnet wird und nicht als globaler Freiheitsgrad eingeführt werden muss.

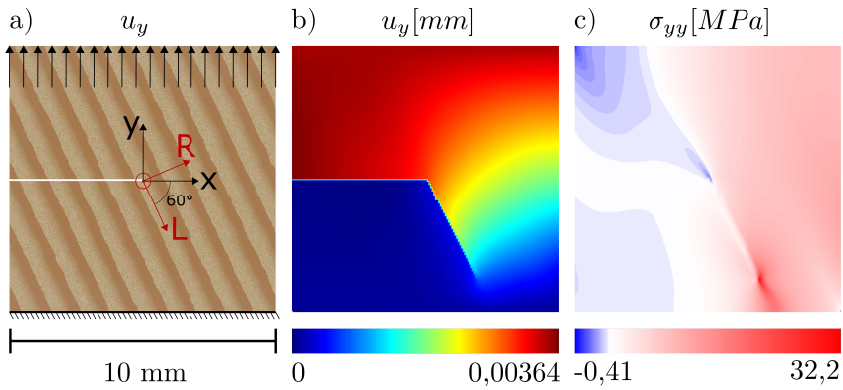


Abbildung 5: Quadratische, einseitig geschlitzte Scheibe (t = 5 mm) mit a) DIRICHLET Randbedingung u_y und Faserrichtung (L=Longitudinal; R=Radial), b) resultierendes Verschiebungsfeld u_y und c) Spannungen σ_{yy}.

3 Materialpunktmethode für Durchdringungsprobleme in Holz

Bei Fragestellungen mit starken Elementverzerrungen kann die FEM an Grenzen stoßen. Beispiele sind Durchdringungsprobleme wie das Nageln oder Schrauben in Holz. Hier bietet sich die Materialpunktmethode (MPM) an: eine hybride Methode, die netzbasierte und netzfreie Methoden kombiniert. Die MPM verwendet ein Hintergrundnetz, sodass Materialmodelle problemlos von der FEM übernommen werden sowie MPM und FEM gekoppelt werden können. Abb. 6 zeigt Ergebnisse der FEM-Simulation des Einschlags von Nägeln in Fichtenholz mit

sehr starken Elementverzerrungen im Kontaktbereich, die zum Abbruch der FEM-Simulation führen. Nachteile der MPM sind eine im Vergleich zur FEM höhere Rechenzeit und eine geringere Effektivität der Modellverfeinerung durch Erhöhung der Gitterdichte oder durch Hinzufügen von mehr Materialpunkten in jedem Gitter im Vergleich zur Verwendung von Elementen höherer Ordnung in der FEM. Herausfordernd ist zudem die Definition von Verschiebungsrandbedingungen in der MPM. Als Lösung bietet sich die Kombination von MPM- und FEM-Modellen durch ein Bindungselement [1] mit Verschiebungsrandbedingungen für Knoten des FE-Modells an. Abb. 7 zeigt ein Validierungsexperiment mit Druckbelastung von Fichtenholz. Das Spannungs-Dehnungs-Verhalten zeigt für die Simulationen mittels FEM und MPM übereinstimmende Ergebnisse für den elastischen und plastischen Bereich. Ein gekoppelter MPM-FEM-Ansatz scheint vielversprechend für die Simulation von Nagel- und Schraubvorgängen, wobei die Holzkontaktzone als MP und der Verbinder und das Holz fernab der Kontaktzone als FE modelliert werden. Zukünftige Arbeiten erfordern die Implementierung einer geeigneten Reibungskontaktdarstellung für das Eindringproblem und die Berücksichtigung thermo-hygro-mechanischer Eigenschaften in der MPM.

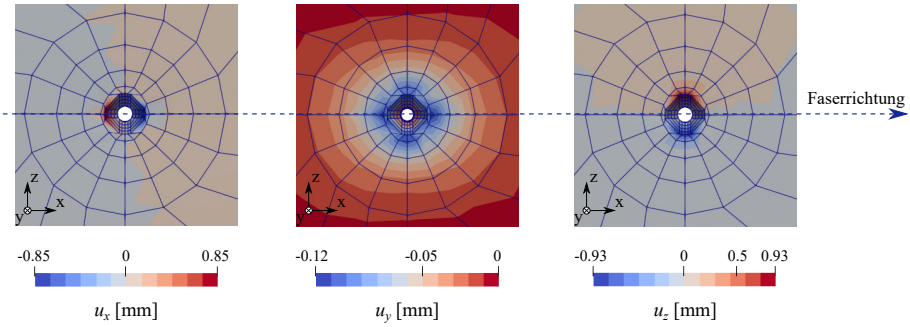


Abbildung 6: Verschiebung in die drei Raumrichtungen im Zustand vor dem Versagen basierend auf der FEM-Simulation des Einschlagens von Nägeln in Fichtenholz.

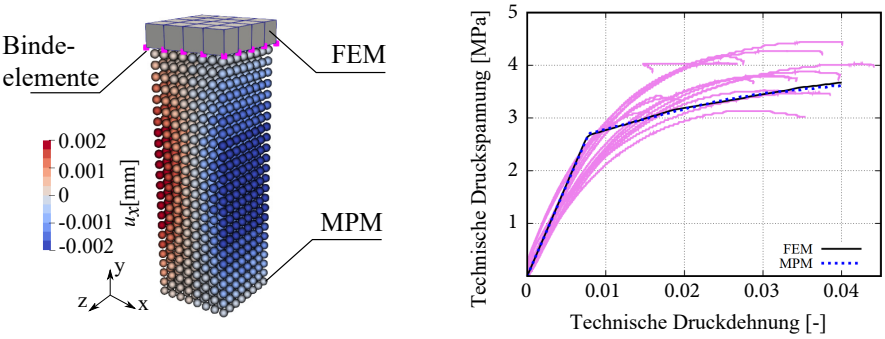


Abbildung 7: Fichtenholz unter verschiebungsgesteuerter Druckbelastung senkrecht zur Faserrichtung und Simulation mittels gekoppelter FEM-MPM.

4 Zusammenfassung und Ausblick

In einer Übersicht aktueller Forschungsarbeiten zur Analyse des Tragverhaltens von Holzstrukturen wurde die transiente Simulation von Holz beschrieben und Ansätze zur Modellierung des Schädigungs- und Bruchverhaltens präsentiert. Die grundlegenden numerischen Methoden und Materialmodelle wurden vorgestellt. Aktuelle Forschungsarbeiten sind der Erweiterung von Modellen zur Versagenssimulation, für Klebfugen, zur Darstellung von Materialinhomogenitäten aus natürlicher Variation, und von Langzeitphänomenen, wie Kriechen, und deren Anwendung in der Simulation von komplexen Holzstrukturen, z.B. im Kulturgüterschutz, gewidmet. In der Entwicklung befinden sich weiterhin Modelle für unscharfe Daten zu Lasten oder Materialeigenschaften, Schädigung, große Deformationen oder dynamische Prozesse und Methoden zur effizienten Simulation komplexer Strukturen in langen Beanspruchungszeiträumen. Generell werden weitere Experimente für die Parameteridentifikation und zur Validierung der Modelle und Methoden benötigt. Mit den bisher geleisteten Entwicklungsschritten ist ein wichtiger Beitrag zur Weiterentwicklung objektiver, allgemeiner Simulationsmethoden für Holztragwerke unter Berücksichtigung der multiphysikalischen Natur des Holzes und seiner vielseitigen Versagenscharakteristiken geleistet worden.

Literatur

[1] CHIHADEH, A. : *A Coupled Implicit Material Point Method - Finite Element Method for Fracture Simulation by the Eigenerosion Approach*, Technische Universität Dresden, Dissertationsschrift, 2023

[2] KONOPKA, D. ; GEBHARDT, C. ; KALISKE, M. : Numerical modelling of wooden structures. In: *Journal of Cultural Heritage* 27S (2017), S. 93–102

[3] REICHEL, S. : *Modellierung und Simulation hygro-mechanisch beanspruchter Strukturen aus Holz im Kurz- und Langzeitbereich*, Technische Universität Dresden, Dissertationsschrift, 2015

[4] STORM, J. ; QINAMI, A. ; KALISKE, M. : The concept of representative crack elements applied to eigenfracture. In: *Mechanics Research Communications* 116 (2021), S. 103747

[5] STÖCKLEIN, J. ; KALISKE, M. : Thermo-hygro-mechanically coupled modelling of wood including two-phase moisture diffusion for transient simulation of wooden structures at mechanical and climatic loads. 59 (2023), S. 67–79

[6] SUPRIATNA, D. ; YIN, B. ; KONOPKA, D. ; KALISKE, M. : An anisotropic phase-field approach accounting for mixed fracture modes in wood structures within the Representative Crack Element framework. In: *Engineering Fracture Mechanics* 269 (2022), S. 108514

Baustatik – Baupraxis 15, © 2024, Technische Universität Hamburg

Bauen mit Rohholz

Martin Trautz[1], Kevin Moreno Gata[1], Florian Spahn[2], Sven Klinkel[2]

[1]*Lehrstuhl für Tragkonstruktionen, RWTH-Aachen*
[2]*Lehrstuhl für Baustatik und Baudynamik, RWTH-Aachen*

Zusammenfassung: Der traditionelle Holzbau basiert auf einem komplexen Vorbearbeitungs- und Logistikprozess, der mit einem hohen Bearbeitungsgrad der Halbzeuge und der Verwendung von fast ausschließlich Stammholz verbunden ist. Um die Effizienz der Holznutzung zu verbessern, muss über neue Ansätze zur Konstruktion und über neue Konstruktionsmethoden nachgedacht werden. Die Nutzung von Holz im nicht homogenisierten Zustand muss umfassend möglich gemacht werden und es ist eine größere Auswahl an Holz wie es in der Natur zu finden ist, und andere Holzarten, als die angestammten, einbezogen werden. Mit Hilfe von Image-Based-Modelling Verfahren, mit parametrischer Software, mit Hilfe von Festigkeitsansätzen für Querschnitte mit variabler Steifigkeit, mit Methoden des Reverse-Engineering und der Off-Knot-Bauweise können auch gering bearbeitete, natürliche Holzelemente, so genannte Rohholzelemente für Bau- und Tragkonstruktionen genutzt werden. Erste Ergebnisse zur Entwicklung der dazu notwendigen Techniken basieren auf mehrjähriger Forschung an der RWTH Aachen und einem laufenden DFG-Projekt.

Stichworte: Image-Based-Modelling, parametrische, Querschnitte mit variabler Steifigkeit, Reverse-Engineering, Off-Knot-Bauweise

1 Motivation

Seit der Mensch Holz als Baumaterial verwendet, unterzieht er es einem umfassenden Bearbeitungsprozess, um Bretter, Balken, Latten und Lamellen als Halbzeuge zu gewinnen bzw. als Grundlage für die Herstellung homogenisierten Holzes wie Brettschichtholz. Dabei wird ausschließlich Stammholz verwendet, mit einem Durchmesser – je nach Verarbeitungsmöglichkeiten des Sägewerkes - von 30cm und mehr. Neben dem bei dieser Produktionsweise entstehenden Holzverschnitt müssen Äste und Astgabeln wegen ihres geringen Querschnittes und ihrer Krümmungen entweder im Wald verbleiben oder untergeordneten Nutzungen wie Zerspanung zugeführt werden. Während Nadelholz einen relativ geringeren Volumenanteil an Ästen (ca. 30% bis 45%) aufweist, ist der Anteil an

Ästen bei Laubholz deutlich größer, nämlich über 50% bis ca.70%. So bleiben an zu Brettern und Balken verarbeitbarem Holz nur etwa 30%- ca. 40% übrig und der deutlich größere Rest bleibt ungenutzt oder wird zerspant und zu anderen Holzwerkstoffen wie z.B. Platten verarbeitet. Abgesehen von der Tatsache, dass Holzwerkstoffe auf die großtechnische Nutzung von Leimen gestützt sind, die gleichbedeutend mit einer Vermischung mit synthetischen, u.U. sogar nicht biologisch abbaubaren Materialien ist, erfordert der hohe Verarbeitungsgrad von Holzhalbzeugen und holzbasierten Werkstoffen einen umfassenden Einsatz von Energie. Der steigende Trend Holz als Baumaterial in der Architektur zu verwenden, und damit verbunden, die ständig steigende Nachfrage nach Holz, erhöhen den Druck, die Nutzungseffizienz in der Holzwirtschaft bei der Holzverwertung zu steigern, um diesem Bedarf gerecht zu werden.

Weil der vorhandene Holzvorrat nur bedingt vergrößert werden kann, muss es darum gehen, den bestehenden Vorrat besser zu nutzen. Dazu müssen Kapazitäten von Holz wie das Astholz und andere gekrümmte Hölzer und Holz minderer Querschnitte genutzt werden. Dazu ist das Holz in seiner ursprünglichen, runden Form einzusetzen und ein vermindertes Verarbeitungsniveau anzustreben, z.B., so, dass nur noch die Flanken eines Rundholzes abgetragen und geglättet werden, damit sie als Kernholz im Rahmen einer Sandwichbauweise eingesetzt werden können. Holzgabelungen, die von deutlich größerer Festigkeit sind als vergleichbare, ingenieurmäßig verbundene Stabhölzer, sollten ebenso gezielt eingesetzt werden [1]. Hierzu ist zum einen eine völlig neue Herangehensweise bei der Konstruktion von Holzbauten vonnöten, die einerseits in ihrer Geometrie vorbestimmte Bauteile einbindet, um Krummhölzer und Gabeln oder auch dünne Stammhölzer einsetzen zu können [2]. Zum anderen kann das Holz bei der Berechnung nicht mehr als homogenes Material angenommen werden und beim statischen Nachweis auch nicht mehr die nach klassischer technischer Biegelehre ermittelten Querschnittswerte eingesetzt werden, sondern es muss bezüglich der Festigkeit mit seiner natürlichen, polar strukturierten Beschaffenheit in die Analyse eingehen.

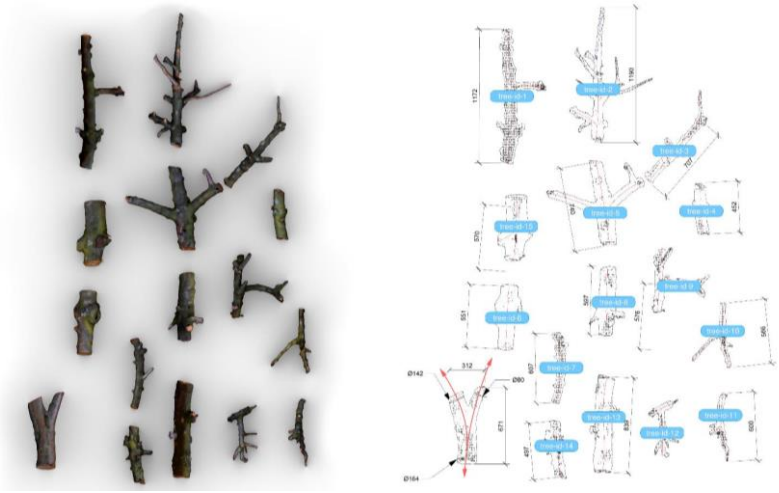


Abbildung 1: Reverse Engineering: Digitale Aufnahme und Rekonstruktion eines Baumes. Dies ermöglicht die Katalogisierung der gewachsenen Elemente des Baumes.

1.1 Stand der Technik

Neuartige digitale Anwendungen wie Photogrammmetrie oder Laserscanning ermöglichen die Kombination natürlicher und digitaler Geometrien und die Abbildung von Baumteilen. Unbearbeitete Stämme und Äste verwendete [3]. Die Einbeziehung und Katalogisierung von Astgabeln, mit digitalen Standardisierungstechniken vereinfacht den Entwurfs- und Herstellungsprozess beim Bauen mit Rohhölzern [4]. Robotergestützte Fertigungsstrategien ermöglichen die Erforschung neuer Möglichkeiten zur Verbesserung des Entwurfs von Strukturen [5]. Bei anderen Designstudien wurden auch Baumgabeln [6] und Krummhölzer [7] bei der Erstellung netzartiger Schalen integriert. Darüber hinaus ermöglicht die Untersuchung des Wachstums von Bäumen, ihre Geometrie zu verstehen und durch gezielte Leitung während dessen geometrisch individuelle, konstruktive Elemente zu erzeugen [8]. Durch Vereinfachung der Baumgeometrie und der Querschnitts des Rundquerschnittes ermöglichen mechanische Wachstumssimulationen [9]. Neuere Untersuchungen an „grünem“ Eichenholz kleineren Durchmessers, mittels Materialcharakterisierung und Belastungstests sind erste Versuche die Tragfähigkeit innerhalb technischer Strukturen zu ermitteln. [10], [11].

1.2 Konstruieren mit Rohholz

Konstruieren mit Rohholz kann man als Technik des ‚Reverse Engineering‘ bezeichnen, siehe Abb. 1, denn anstatt die Bauteile einer Bau- oder Tragkonstruktion auf die geplanten geometrischen und konstruktiven Vorgaben auszurichten und abzulängen, wählt man in Teilen fertige Bauelemente, wie sie in der Natur gewachsen sind, aus einer möglichst großen Auswahl aus und passt sie an die entsprechende Stelle der Planung bzw. Geometrie einer Baukonstruktion oder eines Tragwerkes und der Querschnittszuordnung gemäß statischen Erfordernissen ein. Dabei kommt *Image-Based Modelling* zur geometrischen Beschreibung der einzusetzenden Holzbauteile zum Einsatz, deren Daten in einer nach bestimmten Kriterien strukturierten Datenbank (z.B. Topologie des Elementes, Krümmung(en), Querschnittsdurchmesser, Holzspezies, usw.) hinterlegt werden. Die Verarbeitung dieser in ihrer geometrischen und materiellen Beschaffenheit gegebenen Bauteile, im Hinblick auf die Umsetzung einer angestrebten Konstruktion oder einem Tragwerk erfolgt mit Hilfe parametrischer Software. Dabei wird auf die Elemente der Datenbank zurückgegriffen und diese in die zu planende Baukonstruktion oder Tragkonstruktion eingefügt. Zu den typischen Kenngrößen der Bauteile gehören ihre geometrischen Abmessungen wie Länge, Querschnittsdurchmesser, ggf. Abzweigdurchmesser und – Abzweigwinkel, Holzspezies und die daraus ermittelten statisch relevanten bzw. statischen Kennwerte wie die Lage der Schwerachse, Querschnittsflächen, Trägheitsmomente und Widerstandsmomente oder Querschnittsexzentrizitäten. Nicht sichtbare Rohholzteile wie z.B. als Kernhölzer einer Sandwichkonstruktion [1] können in Form gekrümmter oder gegabelter Rohholzteile entlang der Hauptspannungstrajektorien eingelegt werden, so dass sie auf diese Weise in konstruktivem Zusammenhang verwertbar werden, siehe Abb 2.

Je größer und vielfältiger der Inhalt der Datenbank ist, also je umfassender die Anzahl verschiedenster und verfügbarer Rohholzelemente ist, die via 3D-Scan vorerfasst werden, desto homogener können die daraus generierten Konstruktionen sein. Es bietet sich deshalb an, ganze Stämme mit Verzweigung festzuhalten, auch lebende Bäume, die erst bei Bedarf gefällt werden, um daraus die für eine bestimmte Konstruktion benötigte Stabkonfiguration realisieren zu können. Die Konstruktion mit Rohholz sieht also vor, sowohl älteres trockenes

Holz als auch kurz zuvor gefälltes und getrocknetes Holz einzubinden, genauso wie unterschiedliche Holzarten, um einen möglichst breites Spektrum an Rohholzteilen zur Verfügung zu haben. Dazu sind die Unterschiede der Festigkeitseigenschaften von totem, getrocknetem und lebendem Holz zu untersuchen, für Baumarten, die in großer Anzahl zur Verfügung stehen.

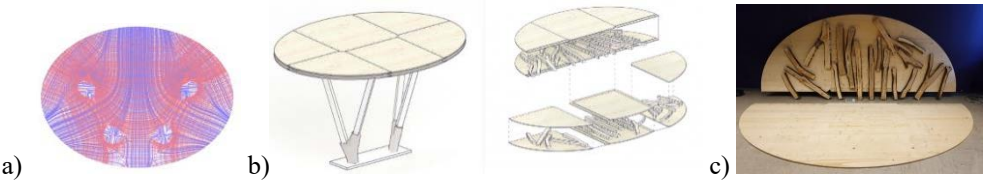


Abbildung 2: a) Hauptspannungstrajektorien. b) Aufbau einer Sandwichplatte mit Rohholzteilen als Kernhölzer. c) Ansicht des mit Sandwichplatten verschraubten Holzkerns.

2 Off-Knot-Bauweise und ebene Tragkonstruktionen aus Rohholz

Es ist geradezu ein Gebot der Effizienz, auch natürlich verzweigtes Holz und Astgabeln zu verwenden, denn man nutzt dabei bewusst die ihre Biegesteifigkeit. Anders als bei konventionellen Stabkonstruktionen werden dabei die Fügungsknoten weg von den Tragwerksknoten in Richtung des Stabes versetzt, was als ‚Off-Knot-Bauweise' [12] bezeichnet wird. Die Fügungsknoten können dann sowohl gelenkig als auch biegesteif durchgebildet werden, wobei letzteres besonders attraktiv sein kann, weil eine natürliche Astgabel eine sehr hohe Biegesteifigkeit mit sich bringt und so die Verformungen eines Tragwerkes unter Last deutlich verringert werden können (siehe Abb. 3). Solche Fügungen lassen sich als Formschlussverbindungen oder mittels Vollgewindeschrauben realisieren. Es werden einfachste Verbindungsmittel aus Stahl eingesetzt, die auch danach leicht trennbar und vollständig rezyklierbar sind. Bei Off-Knot-Konstruktionen ist die Umsetzung von biegesteifen Stößen im Vergleich zu konventionellen Fügungen ohne Versatz zu den Stab- oder Tragwerksknoten geometrisch einfacher zu realisieren, weil beide Seiten der Fügung für Verbindungsmittel zugänglich sind.

Abbildung 3: (Links) Beispiel eines biegesteifen Knotens in Form einer Astgabel mit ausgelösten Schnittgrößen. (Rechts): Biegesteifer Knoten durch Stahlring und Vollgewindeschrauben.

Rohholzkonstruktionselemente lassen sich durch Abtrag der Stabflanken mit minimalem Nachbearbeitungsaufwand zu ebenen Tragstrukturen umformen, so dass sie sich in konventionelle, orthogonale Bausysteme einbinden lassen. Die Mitte bzw. der Mittelpunkt des Rohholzquerschnitts dient als geometrischer Schwerpunkt des jeweiligen Elementes und gibt die Lage der Schwerachse an. Relativ zu dieser Achse kann dann auch der Materialtrag

an den Flanken erfolgen. Die Kombination von Holz von geringem Verarbeitungs- oder Nachbearbeitungsgrad mit traditionellen Plattenhalbzeugen ermöglicht den Einsatz von Rohholz auch in Verbindung mit der Holztafelbauweise und ähnlichen Systemen.

2.1 Rekonstruktion von gewachsenem Holz anhand von Bildern (*Image Based Modelling*)

Um die 3D gescannten Rohholzteile geometrisch umfassend zu umschreiben, müssen sie kalibriert werden. Das bedeutet, die nach der zuvor beschriebenen Methode ermittelten Systemachsen müssen mit der Volumenverteilung aus dem Scan in Übereinstimmung gebracht werden. So erhält man ein authentisches Abbild des Bauteils mit seinen kompletten räumlichen Ausdehnungen sowie seiner statisch wirksamen Raumachsen. Wegen ihres natürlichen Wachstums und der unregelmäßigen Verteilung der Biomasse an einem Rohholzelement einerseits und seiner späteren Einbindung in eine Konstruktion, die insgesamt eben und zweidimensional ist oder dreidimensional, mit zweidimensionalen Ebenen an den Verbindungsknoten, andererseits, müssen die dominierenden Raumachsen ermittelt werden. Damit lassen sich die Hauptebenen eines Rohholzbauteils bestimmen und damit die Ebenen, die meistens Symmetrieebenen entsprechen, mit denen es in ein Tragwerk eingefügt werden kann. Dieser Prozess lässt sich komplett am digitalen Modell durchführen. Man benutzt hierzu *Bounding Boxes* (Abb. 4), mit denen das minimale, umfassende Volumen eines betrachteten Rohholzbauteils bestimmt wird. Die so ermittelten Flächen des Volumens repräsentieren zumindest eine Symmetrieebene, entlang derer ermittelt werden kann, wie groß die geometrischen Abweichungen der einzelnen Volumenpunkte sind. So lässt sich entscheiden, ob und inwieweit das Bauteil geometrisch geeignet für den Einsatz in einer tragenden Konstruktion ist. Dieser Prozess lässt entsprechend im CAD komplett automatisieren, so dass die geometrische Bauteilerfassung entsprechend zügig vonstattengehen kann.

Im Weiteren wird – wieder automatisiert - das räumliche Netz in ein NURBS Volumen überführt, das alle ermittelten geometrischen Daten beinhaltet, insbesondere die Schwerachsen, die auch Hauptwachstumslinien (in rot) (Abb. 5.). In dieser Form, als NURBS Volumen, werden die Bauteile in einer Datenbank hinterlegt, die sämtliche geometrischen, festigkeitsrelevanten und ggf. andere Informationen abrufbar vorhält. Sämtliche NURBS Volumina lassen sich nach Vorgabe der Konstruktionslinien addieren bzw. verschneiden, so dass sich aus ihnen die gewünschte Tragstruktur zusammensetzen lässt. Das NURBS Modell steht natürlich auch für die numerische Simulation zur Verfügung, um die statischen Nachweise zu führen.

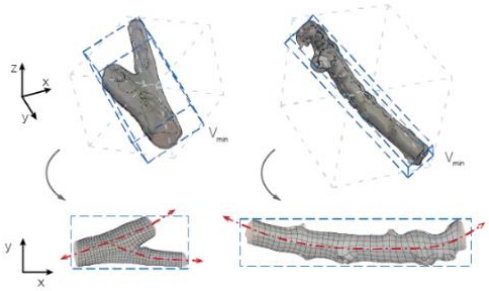


Abbildung 4: Automatisierung von *Bounding Boxen* mit minimalem Volumen und 2D-Neuausrichtung.

Abbildung 5:(Links) Bildbasierte 3D-Modellierungsmethode, vom 3D-Netz zu NURBS und Wachstumstrajektorien. (Rechts)Analyse der Elemente auf der Grundlage der bildbasierten Methodik.

2.2 Statische Kennwerte polarer Holzquerschnitte.

Rohholz ist polar um den Schwerpunkt strukturiert und variiert entlang des Radius hinsichtlich der Dichte, Festigkeit und Steifigkeit [13]. Ringförmige Zwischenschichten beeinflussen das Scherabtragverhalten zwischen diesen Schichten. Auch dies entspricht den Anwendungsvoraussetzungen der klassischen Biegetheorie nicht und bedarf einer eigenen mechanischen Beschreibung. Im Gegensatz zu klassischen Ingenieurbaustoffen wie Stahl und Beton, variiert das Elastizitätsmodul von Rundholz über den Querschnitt. Zur Abbildung der Festigkeitseigenschaften eines polaren Holzquerschnittes kann man sich ein Ersatzquerschnitt vorstellen, der die Ringschichten des Holzes abbildet, die unterschiedlichen Steifigkeiten entlang des Radius zugeordnet sind.

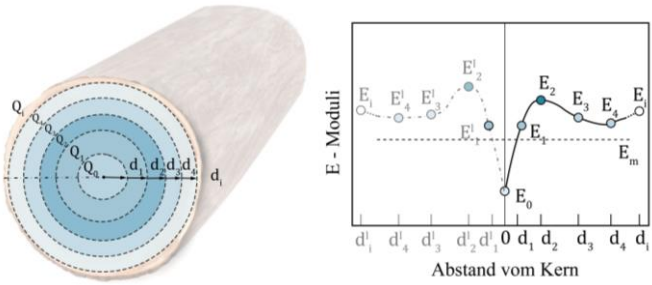


Abbildung 6: Symmetrisierte Variation der E-Moduli über den Querschnitt nach [13].

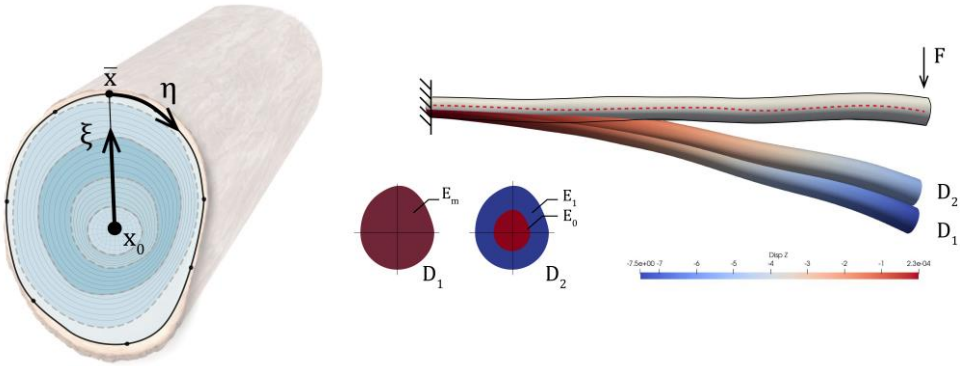
Diese veränderliche, nicht konstante, Elastizitätsmodulverteilung des Balkens hat Einfluss auf das Biegeverhalten und damit die Statik. Wird diese Variation der Materialparameter missachtet, ist eine Fehleinschätzung die Folge, woraus die Querschnittseigenschaften (Fläche, Flächenträgheitsmomente etc.) zu steif oder zu weich berechnet werden (1) (2).

$$A_0 \dots A_i \quad A_{ges} = A_{ges}\frac{E_0}{E_{ges}} + A_{ges}\frac{E_1}{E_{ges}} + \cdots A_{ges}\frac{E_i}{E_{ges}} = \sum_{n=0}^{n=i} A_{ges}\frac{E_i}{E_{ges}} \tag{1}$$

$$J_0 \dots J_i \quad J_{ges} = J_{ges}\frac{E_0}{E_{ges}} + J_{ges}\frac{E_1}{E_{ges}} + \cdots J_{ges}\frac{E_i}{E_{ges}} = \sum_{n=0}^{n=i} J_{ges}\frac{E_i}{E_{ges}} \tag{2}$$

Zur genauen Berechnung dient ein isogeometrisches Modell, in dem die Geometrie durch B-Splines und NURBS als Ansatzfunktionen zur Numerischen Lösung eingesetzt werden (3).

Auf ihrer Basis werden die über den Querschnittsradius unterschiedlichen Dichten, Steifigkeiten und Schubsteifigkeiten des natürlich gewachsenen Holzes beschrieben. Schon die Verwendung von wenigen unterschiedlichen E-Moduli über die Querschnittsfläche, führt zu genaueren Ergebnissen bei der Verformungsberechnung.



$$x = x_0 + \xi\,(\bar{x} - x_0) \qquad (3) \qquad E_0 < E_m < E_1 \qquad (4)$$

Abbildung 7: (Links) Polarer Skalierungsansatz. (Rechts) Vergleich Ast unter Biegung bei Berechnung mit konstanter mittlerer E-Modul Verteilung, mit Berechnung mit verschiedener E-Modul Bereiche.

Um die polare Materialstruktur von Holz einfacher beschreiben zu können, wird eine Methode auf Basis der *Scaled Boundary Isogeometric Analysis* [14] gewählt. Bei dieser Methode entsprechen die Elementkoordinatenrichtungen den lokalen Materialrichtungen im Holz [15], [16]. Für eine realistische numerische Lösung ist eine genaue Beschreibung der Geometrie [17], sowie die genaue Verteilung der Materialparameter im Volumen relevant (4).

3 Zusammenfassung und Ausblick

Der Umgang mit Rohholz in der Bautechnik erweitert die Möglichkeiten des Einsatzes von Holz, auch hinsichtlich bisher nicht verwendeten Holzes wie unterwüchsiges Stammholz und Krummhölzern aller Art. Nicht für jeden konstruktiven Einsatz ist homogenisiertes und hochgradig bearbeitetes Holz notwendig. Rohholz lässt sich kombinieren mit bearbeiteten klassischen Holzhalbzeugen wie Brettern, Balken oder auch Plattenwerkstoffen und kann auch innerhalb klassischer Holzbauweisen eingesetzt werden. Für Rohholzbauteile lassen sich Holzspezies einsetzen, die bisher nicht verwendet wurden, z.B. weil sie für die Verarbeitung weniger geeignet sind (Drehwuchs). In Verbindung mit Festigkeitswerten für natürlich polare strukturierte Holzquerschnitte ist ein statischer Nachweis für Rohholz möglich, was damit einem deutlich erweiterten Einsatz auch bei Tragkonstruktionen entgegensieht. Durch die vorliegenden Untersuchungen und Entwicklungen werden

Voraussetzungen für eine sehr viel umfassendere Nutzung von Holz für Bau- und Tragkonstruktionen als bisher geschaffen. Dabei wird der Verarbeitungsprozess wesentlich vereinfacht, die Berechenbarkeit von Holz in seiner eigentlichen Form als kreisförmiger Querschnitt ist möglich, so dass Holz zusehends gemäß seiner natürlichen Beschaffenheit eingesetzt werden kann und so auch danach, am Ende der Nutzung ohne Einschränkungen wieder in den natürlichen Stoffkreislauf zurückgeführt werden kann.

DFG-Projekt zum Thema ‚Rohholz': RWTH Aachen, Lehrstuhl Tragkonstruktionen, Lehrstuhl für Baustatik und Baudynamik der RWTH Aachen sowie dem Institut für Bio und Geowissenschaften/Pflanzenwissenschaften (IBG-2) des Forschungszentrums Jülich. Projekt-ID: 512769030.

Literatur

[1] K. Moreno Gata, F. Amtsberg, M. Trautz, and A. Menges, "reGrowth — Tragkonstruktionen aus ungenutzten Holzabschnitten," Bundesinstitut für Bau-, Stadt-, und Raumforschung (BBSR) im Bundesamt für Bauwesen und Raumordnung (BBR), 2023. Accessed: Nov. 13, 2023. [Online]. Available: https://publications.rwth-aachen.de/record/973205

[2] K. Moreno Gata, A. Seiter, D. Grizmann, and M. Trautz, "Development of construction methods with naturally grown timber and bending-resistant joints," in Proceedings of World Conference on Timber Engineering, Oslo, 2023.

[3] M. Self, E. Vercruysse, A. Menges, B. Sheil, R. Glynn, and M. Skavara, "Infinite variations, radical strategies," in Fabricate 2017, UCL Press, 2017, pp. 30–35. doi: 10.2307/j.ctt1n7qkg7.8.

[4] F. Amtsberg, Y. Huang, D. Marshall, K. Moreno Gata, and C. Mueller, Structural Upcycling: Matching Digital and Natural Geometry. Paris: École des Ponts ParisTech & Université Gustave Eiffel, Presses des Ponts, 2021.

[5] F. Amtsberg, K. Moreno Gata, Y. Huang, C. Mueller, and D. Marshall, "DI-Terial – Development of Sensory-Informed Design-to-Fabrication Processes for the Efficient Use and Robotic Production of Discarded One-Off Hardwood Elements," presented at the 12. World Conference on Timber Engineering, Curran Associates, Inc., 2021. Accessed: Nov. 14, 2023. [Online]. Available: https://publications.rwth-aachen.de/record/825086

[6] P. V. Buelow, O. O. Torghabehi, S. Mankouche, and K. Vliet, "Combining parametric form generation and design exploration to produce a wooden reticulated shell using natural tree crotches," 2018.

[7] N. M. Larsen and A. K. Aagaard, "Robotic processing of crooked sawlogs for use in architectural construction," Constr. Robot., vol. 4, no. 1, pp. 75–83, Jun. 2020, doi: 10.1007/s41693-020-00028-7.

[8] K. Moreno Gata, D. Grizmann, and M. Trautz, "Guiding the Tree Growth for Timber Structures Design," presented at the World Conference on Timber Engineering, WCTE, Santiago de Chile, Chile, 12.08 2021.

[9] K. Moreno Gata, J. Musto, and M. Trautz, “Growing Construction Components - Design and simulation strategy for self-formation following tree growth,” in Werner, L and Koering, D (eds.), Anthropologic: Architecture and Fabrication in the cognitive age - Proceedings of the 38th eCAADe Conference - Volume 2, TU Berlin, Berlin, Germany, 16-18 September 2020, pp. 51-59, CUMINCAD, 2020. Accessed: Feb. 10, 2021. [Online]. Available: http://papers.cumincad.org/cgi-bin/works/paper/ecaade2020_312

[10] N. Hofmann, F. Brüchert, U. H. Sauter, K.-U. Schober, B. Hörnel-Metzger, and M. L. Müller, “GREEN OAK BUILDING WITH HIGH-TECH METHODS, PART 1: CHARACTERISATION OF THE RAW MATERIAL,” in World Conference on Timber Engineering (WCTE 2023), Oslo, Norway: World Conference on Timber Engineering (WCTE 2023), 2023, pp. 711–716. doi: 10.52202/069179-0097.

[11] K.-U. Schober, B. Hörnel-Metzger, M. L. Müller, N. Hofmann, F. Brüchert, and U. H. Sauter, “GREEN OAK BUILDING WITH HIGH-TECH METHODS, PART 2: LOG BENDING TESTS FOR DETERMINATION OF STRENGTH AND STIFFNESS,” in World Conference on Timber Engineering (WCTE 2023), Oslo, Norway: World Conference on Timber Engineering (WCTE 2023), 2023, pp. 119–125. doi: 10.52202/069179-0016.

[12] M. Trautz and A. Seiter, “Der Luisenturm auf dem Atzelberg,” Stahlbau, vol. 92, no. 1, pp. 49–53, 2023, doi: 10.1002/stab.202200074.

[13] M. Matsuo-Ueda et al., “Comprehensive study of distributions of residual stress and Young’s modulus in large-diameter sugi (Cryptomeria japonica) log,” Wood Sci. Technol., vol. 56, no. 2, pp. 573–588, Mar. 2022, doi: 10.1007/s00226-022-01360-7.

[14] M. Chasapi, L. Mester, B. Simeon, and S. Klinkel, “Isogeometric analysis of 3D solids in boundary representation for problems in nonlinear solid mechanics and structural dynamics,” Int. J. Numer. Methods Eng., vol. 123, no. 5, pp. 1228–1252, 2022, doi: 10.1002/nme.6893.

[15] F. Spahn, K. M. Gata, M. Trautz, and S. Klinkel, “Generalised Scaled Boundary Isogeometric Analysis - A Method for Structural Computation of Roundwood Structures (submitted, in review process)”.

[16] F. Spahn, K. Moreno Gata, M. Trautz, and S. Klinkel, “Image-based Modelling of Wooden Structures for Structural Computation,” in 3rd ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods, Dresden, Sep. 2023.

[17] K. Moreno Gata, F. Spahn, S. Klinkel, and M. Trautz, “Geometrical analysis of naturally grown timber for the design of load-bearing structures (submitted).” Jan. 05, 2024.

Baustatik – Baupraxis 15, © 2024, Technische Universität Hamburg

Holzbewehrtes Holz
Von der Forschung zur Baupraxis

Niklas Kainz, Stefan Winter, Markus Lechner

Lehrstuhl für Holzbau und Baukonstruktion, Technische Universität München

Zusammenfassung: Holzbewehrtes Holz ist ein zusammengesetztes, stabförmiges Bauteil aus Brettschichtholz und Furnierschichtholz. Das Furnierschichtholz wird dabei hochkant in unterschiedlichen Orientierungen, Holzarten und Einlegevarianten verwendet, um vor allem die Schubtragfähigkeit sowie die Tragfähigkeit quer zur Faser der zusammengesetzten Träger zu erhöhen. Der Beitrag zeigt Ergebnisse der ersten abgeschlossenen Machbarkeitsstudie und die aktuellen Entwicklungen von holzbewehrtem Holz.

1 Einleitung

Holzbewehrtes Holz (HBH) ist ein zusammengesetztes, stabförmiges Bauteil aus Brettschichtholz (BSH) und Furnierschichtholz (FSH). Ziel ist es, beide Materialien so einzusetzen, dass ein für den jeweiligen Zweck optimiertes Bauprodukt konstruiert werden kann. Die BSH-Teilquerschnitte bestehen hierbei i.d.R. aus Nadelholz, wohingegen die FSH-Verstärkung i.d.R. aus Laubholz besteht. Durch die hochkant stehende Verstärkungsebene aus FSH (vgl. Abb. 1) lässt sich die Tragfähigkeit von HBH in gewissen Situationen im Vergleich zu normalem BSH deutlich erhöhen, wie die erste Machbarkeitsstudie für HBH von Markus Lechner [1] gezeigt hat. Das FSH besteht je nach Verstärkungsschema aus Furnieren die entweder beliebig zueinander orientiert, faserparallel oder kreuzweise verlegt sind. Auf die unterschiedlichen Verstärkungsschemata wird im Folgenden genauer eingegangen. Lechner [1] hat vier grundsätzliche Möglichkeiten für die Positionierung der Verstärkung aus FSH aufgezeigt, welche in Abb. 1 dargestellt sind.

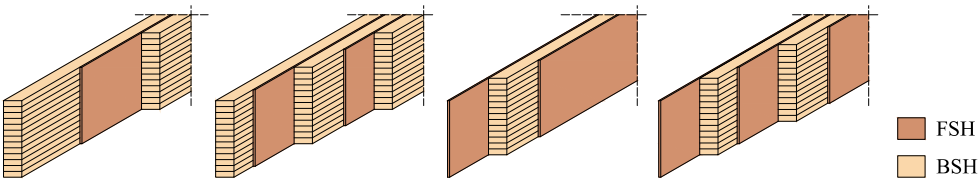


Abbildung 1: Anordnungsmöglichkeiten von Furnierebenen in HBH

Die Hauptaufgabe von HBH ist die Erhöhung der Tragfähigkeit und der Robustheit im Vergleich zu konventionellem BSH. Vor allem die Verbesserung der Schubtragfähigkeit sowie die Verstärkung der Tragfähigkeit in Richtung der Trägerhöhe (z-Richtung) ist erstrebenswert. Für die Verstärkung gibt es prinzipiell zwei Möglichkeiten, die in Betracht gezogen werden können. Zum einen ist dies die Verstärkung mittels Standardlamelle, welche über die Trägerlänge und -höhe hinweg denselben Aufbau besitzt. Zum anderen gibt es die maßgeschneiderte Verstärkung, angepasst an die jeweilige Position im Träger. Abb. 2 zeigt den Anschnitt eines HBH-Trägers mit dem Prinzip der beiden Verstärkungen.

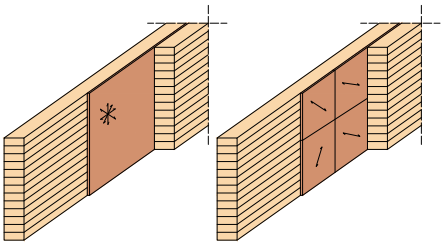


Abbildung 2: Schematische Darstellung der Verstärkungsmöglichkeiten von HBH; (links) Verstärkung mit Standardlamelle; (rechts) Maßgeschneiderte Verstärkung

Die Verstärkung mittels Standardlamelle ist in Abb. 2 auf der linken Seite gezeigt. Zu sehen ist, dass diese über die gesamte Trägerlänge, sowie -höhe den gleichen Aufbau besitzt. Konträr dazu auf der rechten Seite dargestellt ist die maßgeschneiderte Verstärkung. Diese besteht aus FSH-Segmenten mit beliebiger Orientierung. Zu erkennen ist, dass die Verstärkungsebene aus FSH nun nicht mehr konstant über die Trägerlänge und -höhe ist, sondern zwischen den unterschiedlichen Segmenten variiert.

2 Holzbewehrtes Holz mit Standardlamelle

2.1 Allgemeines

HBH mit Standardlamelle wurde von Markus Lechner [1] in einem Forschungsprojekt an der Technischen Universität München erforscht. Es wurden u.a. die Festigkeits- und Steifigkeitskennwerte von FSH-Standardlamellen aus Buche, sowie das Trag- und Steifigkeitsverhalten von HBH bei Biege-, Schub-, Querzug- und Querdruckbeanspruchung numerisch sowie experimentell untersucht. Des Weiteren wurde die Tragfähigkeit von Ausklinkungen, Durchbrüchen sowie Queranschlüssen als auch das Verhalten bei Holzfeuchteänderungen analysiert.

2.2 Ergebnisse der ersten Machbarkeitsstudie

In diesem Abschnitt werden wichtige Erkenntnisse aus [1] wiedergegeben. Die komplette Ausarbeitung der Ergebnisse kann in [1] nachgeschlagen werden. Bei den durchgeführten Biegeversuchen mit HBH wurde festgestellt, dass die Mittelwerte der Biegefestigkeiten von HBH mit Standardlamelle ca. 10 % niedriger waren als jene der BSH-Prüfkörper. Die Querschnittsbreite von HBH und BSH war hierbei gleich und der Anteil der FSH-Verstärkung betrug 10 %. Durch die Verwendung der Standardlamelle, welche in [1]

hauptsächlich dafür ausgelegt war, Schub und die Querrichtung zu verstärken, zeigt sich die Verminderung der Biegefestigkeit als Schwachpunkt von HBH mit Standardlamelle. Bei der Schubbeanspruchung konnte Lechner [1] bei den untersuchten Querschnitten feststellen, dass sich die aufnehmbare Querkraft in HBH gegenüber dem Mittelwert der BSH-Prüfkörper um 67 % erhöht hat. Des Weiteren konnte er bei den Schubversuchen ermitteln, dass sich der Mittelwert des Schubmoduls in den betrachteten HBH-Querschnitten, je nach Aufbau, zwischen 20 % und 50 % erhöht hat. Bei den Versuchen zur Querzug- sowie Querdruckfestigkeit von HBH kam Lechner [1] zu dem Schluss, dass die FSH-Verstärkungsebenen in HBH die Querzug- sowie die Querdruckspannungen in den BSH-Teilquerschnitten deutlich reduzieren. Die Bruchlast konnte bei seinem Versuchsaufbau, in Abhängigkeit vom FSH-Aufbau, bei Querzug um einen Faktor von 2,3 bis 4,7 und bei Querdruck im Mittel um einen Faktor von 2,0 bis 2,9 gesteigert werden. Bei Ausklinkungen, Durchbrüchen und Queranschlüssen wurde ermittelt, dass durch das HBH im Vergleich zum BSH Laststeigerungsfaktoren für Ausklinkungen zwischen 4,1 und 5,4, für Durchbrüche von 1,9 bis 2,1 und für Queranschlüsse zwischen 3,1 und 3,6 erreicht werden konnten.

2.3 Aktuelle Entwicklungen

In aktuellen Entwicklungen zu HBH mit Standardlamelle wird sowohl für die FSH-Standardlamelle als auch für das HBH die Anwendbarkeit von einfachen Berechnungsmethoden untersucht. In [1] wurden die Ergebnisse von HBH aus den Versuchen hauptsächlich mit Volumenelementen nachgerechnet, welche aufwändig zu modellieren sind und lange Rechenzeiten benötigen. Lediglich bei einem Standardträger im ungestörten Bereich wurden mittels konstruktiver Anisotropie die Spannungen nachgewiesen. Das aktuelle Ziel ist es, dem Anwender von HBH ausreichend genaue, jedoch wirtschaftliche Berechnungsansätze bereitzustellen, die in den meisten Situationen angewendet werden können. Eine weitere aktuelle Entwicklung ist die Optimierung der Standardlamelle. Ziel ist es, ein Verfahren zu entwickeln, mit dem HBH mit Standardlamelle sowohl für einzelne, als auch für kombinierte Situationen optimiert werden kann. Zusätzlich soll eine robotergestützte Produktion von HBH mit Standardlamelle entwickelt werden.

3 Holzbewehrtes Holz mit maßgeschneiderter Verstärkung aus Furnierschichtholz mit und ohne Querlagen

3.1 Allgemeines

Die maßgeschneiderte Verstärkungsebene aus FSH-Segmenten erlaubt es im Gegensatz zur Standardlamelle, über die Trägerlänge und -höhe hinweg unterschiedliche Parameter zu verstärken. So ist es z.B. möglich, bei einem gewöhnlichen Einfeldträger die Schubtragfähigkeit im Auflagerbereich zu unterstützen und in der Mitte des Trägers die Biegesteifigkeit respektive -festigkeit zu erhöhen. Die maßgeschneiderte Verstärkung erlaubt alle möglichen Trägerformen und Verstärkungsrichtungen. Für die Konstruktion der Verstärkungsebene können unterschiedlichste Optimierungsalgorithmen, wie zum Beispiel evolutionäre Algorithmen, angewendet werden, um ein optimales Ergebnis zu erhalten. In dieser Arbeit wird ein einfacher und nur gering rechenaufwändiger Optimierungsprozess verwendet, um eine gut angenäherte Lösung zu bekommen und somit die Eigenschaften

dieser Verstärkungsvariante bei einer ersten numerischen Untersuchung zu ermitteln. Bei dem einfachen Optimierungsansatz wird zuerst ein konventioneller BSH-Träger berechnet. Anschließend werden die Spannungen ausgelesen und es wird die optimale Orientierung der FSH-Segmente gesucht. Danach wird mit dieser Orientierung das HBH modelliert. Abb. 3 zeigt diesen Prozess grafisch auf.

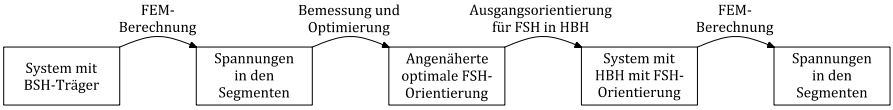


Abbildung 3: Grafische Darstellung des einfachen Optimierungsansatzes

3.2 Ergebnis erster numerischer Untersuchungen

Ein Einfeldträger mit Einzellast in der Nähe des Auflagers, dargestellt in Abb. 4, soll darlegen, welchen Einfluss die maßgeschneiderte Verstärkung auf den Träger hat. Der HBH-Träger besitzt einen Verstärkungsgrad von 10 %. Der Verstärkungsgrad bestimmt das Verhältnis von der Fläche der FSH-Verstärkung zu der des Gesamtquerschnittes.

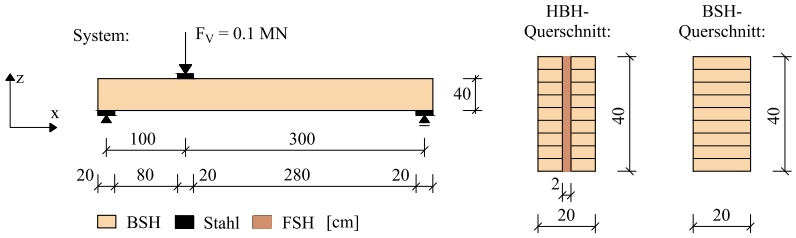


Abbildung 4: System und Querschnitt der Erstuntersuchung

Der zuvor dargestellte Einfeldträger wird für die Segmentierung in der Länge sowie in der Höhe in 10/10 cm große Segmente unterteilt. Abb. 5 zeigt die Segmentierung sowie die Nummerierung der Segmente, welche in der Ergebnisauswertung benötigt wird.

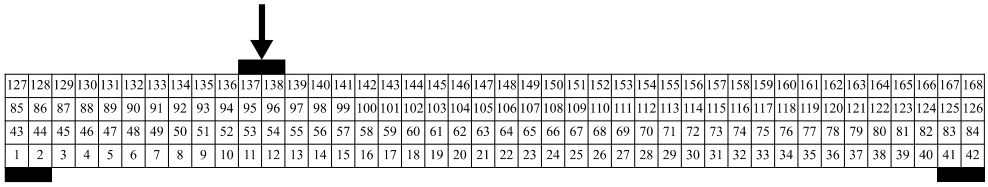


Abbildung 5: Nummerierung der Segmente für die Ergebnisauswertung

Die numerische Untersuchung wird mittels Finite Elemente Methode (FEM) in Ansys MAPDL 2023 R1 durchgeführt. Die Segmente werden bei der FEM-Berechnung in nochmals kleinere Elemente diskreditiert. Die radialen und tangentialen Eigenschaften des Holzes werden als „Eigenschaften quer zur Faser“ zusammengefasst. Es ergibt sich ein transversal isotropes Materialmodell. Als Material wird für das BSH „GL24h“ nach [2] und für das FSH „Baubuche S“ mit Materialkennwerten nach [3] verwendet. Die Modellierung wird als Volumen und dem Elementtyp SOLID185 durchgeführt. Als Versagenskriterium wird das Kriterium von Tsai-Hill [4] verwendet. Beim Optimierungsprozess wird als optimale Orientierung angesehen, die zur geringsten Ausnutzung des Gesamtquerschnittes unter dem Tsai-Hill-Kriterium führt. Als Vergleichsgrundlage werden zudem noch eine Verstärkung

mit FSH mit Faserrichtung ausschließlich in longitudinaler Trägerrichtung (x-Richtung) sowie eine Verstärkung ausschließlich in z-Richtung betrachtet. Diese sollen als Referenzbeispiele dienen.

Die resultierende Orientierung der FSH-Segmente mit dem vereinfachten Optimierungsprozess ist in Abb. 6 grafisch dargestellt.

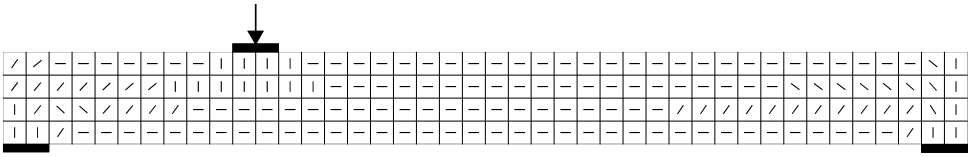


Abbildung 6: Angepasste Orientierung für die einzelnen FSH-Segmente als angenäherte optimale Verstärkung für Spannungs- und Dehnungsverhältnisse aus der Berechnung des BSH-Trägers

In den Auflagerbereichen sowie im Lasteinleitungsbereich ergeben sich Orientierungen, die vor allem die Querrichtung des Trägers unterstützen sollen. Am linken Trägerende zeigt sich zwischen Auflager und Lasteinleitung eine Verstärkung, die der Richtung der sich einstellen Druckdiagonalen entspricht. Dass in Trägermitte hauptsächlich die Längsrichtung gestützt wird, erweist sich ebenso als sinnvoll, da hier die höchsten Biegespannungen und nur in geringem Maße Schubspannungen vorhanden sind. Am rechten Trägerrand nehmen die Biegespannungen ab und es ergibt sich in Trägermitte eine Schubverstärkung als angenähertes optimales Ergebnis. Es lässt sich für den einfachen Optimierungsprozess behaupten, ein plausibles, jedoch nicht optimales Ergebnis erzielt zu haben.

Bei der weiteren Ergebnisbetrachtung werden Ergebnisse der Segmente ausgewertet und verglichen. Die Spannungen eines Segmentes ergeben sich aus dem Mittelwert der Spannungen aller zum Segment gehörenden finiten Elemente. Abb. 5 zeigt die Nummerierung der Segmente, auf welche in folgenden Grafiken verwiesen wird. Bei der Darstellung der Spannungs- sowie Ausnutzungsergebnisse werden Liniendiagramme verwendet, die den Ausnutzungsunterschied bzw. den Spannungsunterschied von Spannungen im BSH-Teilquerschnitt des HBH-Querschnitts zu den Spannungen des BSH-Trägers ohne Verstärkung darstellen sollen. Abb. 7 bis Abb. 10 beinhalten die Ergebnisse für die Segmente nach Abb. 6. Die strichlierten Linien symbolisieren den linken sowie den rechten Trägerrand für eine bessere Übersicht.

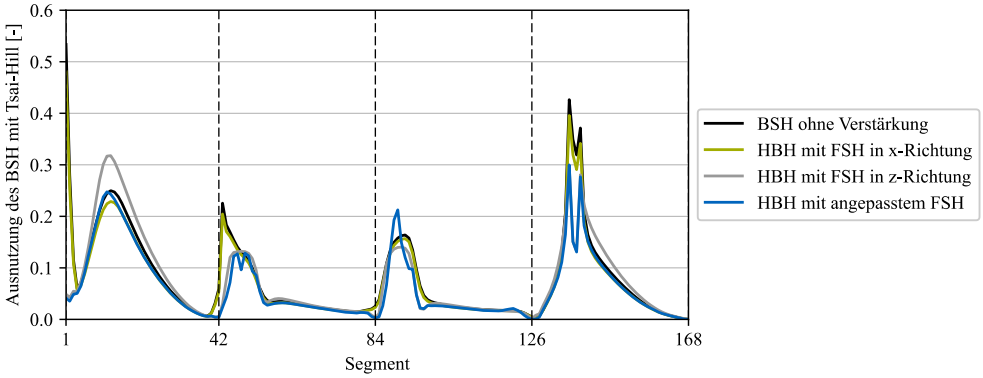


Abbildung 7: Ausnutzung des BSH in den unterschiedlichen Varianten

Bei der Ausnutzung der einzelnen Segmente ist zu erkennen, dass die angenäherte optimierte Variante in unterschiedlichen Bereichen des Trägers zu einer Verstärkung der Struktur führt. Die angepasste FSH-Orientierung führt in den Auflagerbereichen sowie im Lasteinleitungsbereich zu einer signifikanten Verringerung der Ausnutzung. Im Feldbereich zeigen sich ebenso Verbesserungen gegenüber dem BSH-Träger, allerdings nur in geringem Maße. Konträr hierzu erweisen sich die Verstärkung ausschließlich in x-Richtung sowie in z-Richtung nur in gewissen Bereichen als vorteilhaft. Während sich die Verstärkung in x-Richtung hauptsächlich im Feldbereich als wirksam erweist, zeigt sich bei der Verstärkung in z-Richtung eine erhebliche Verringerung der Ausnutzung im Auflagerbereich. Nachteilig ist bei der Verstärkung in z-Richtung allerdings die Erhöhung der Ausnutzung im Feldbereich. Hierdurch ergibt sich der Hauptvorteil der maßgeschneiderten Verstärkung.

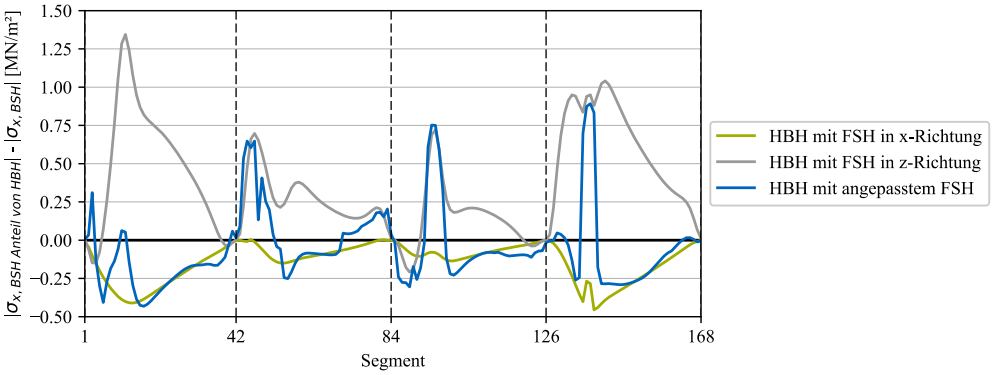


Abbildung 8: Spannungsunterschied der Normalspannung σ_x

Die Auswertung der Spannung in Trägerlängsrichtung (x-Richtung) zeigt eine deutliche Zunahme der Spannungen im BSH-Teilquerschnitt bei der Variante mit der Verstärkung in z-Richtung. Konträr hierzu führt die Variante mit der Verstärkung in x-Richtung zu einer Verringerung der Spannungen im BSH in x-Richtung. Bei der optimierten Verstärkung zeigt sich ein wechselndes Bild. Im Feldbereich ergibt sich i.d.R. eine Verringerung der Spannungen durch die Verstärkung, wohingegen in den Auflagerbereichen eine Vergrößerung der Spannungen in x-Richtung entsteht. Diese resultiert aufgrund der Verstärkung in den Auflagerbereichen auf Schub und Querdruck und ist in diesem Bereich mit dem aktuellen System nicht relevant.

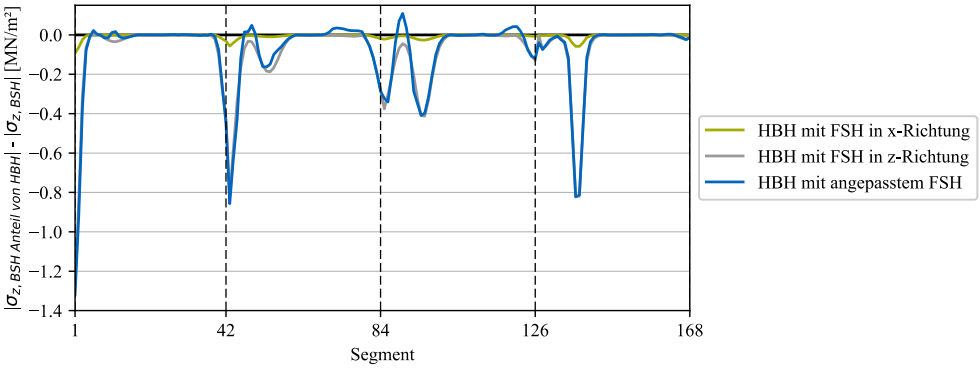


Abbildung 9: Spannungsunterschied der Normalspannung σ_z

Beim Vergleich des Einflusses der Varianten auf die Normalspannungen in z-Richtung ergeben sich bei der Verstärkung mit FSH in x-Richtung kaum Unterschiede zum BSH-Träger. Bei der Verstärkung mit FSH in z-Richtung ist, ebenso wie bei der optimierten Verstärkung, eine deutliche Verringerung der Spannungen in z-Richtung in den Auflagerbereichen und beim Lasteinleitungsbereich zu beobachten.

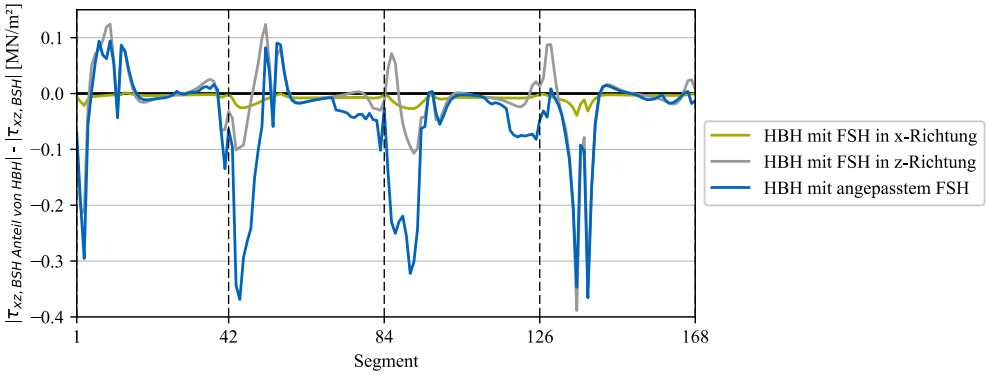


Abbildung 10: Spannungsunterschied der Schubspannung τ_{xz}

Der Vergleich der Schubspannungen offenbart, dass die optimierte Variante, wie erwartet, hauptsächlich in den auflagernahen Bereichen als Schubverstärkung wirkt. Durch die geneigte Orientierung des FSH-Segmentes entsteht bei dem HBH-Querschnitt eine weitaus höhere Schubsteifigkeit als bei dem konventionellen BSH-Träger. Die erhöhte Schubsteifigkeit resultiert in geringeren Verzerrungen für das Segment, was wiederum zu geringeren Schubspannungen für die BSH-Teilquerschnitte führt.

Zusammenfassend lässt sich behaupten, dass die erste numerische Betrachtung der maßgeschneiderten Verstärkung die Erwartungen erfüllt hat. Durch die gezielte Orientierung der einzelnen Segmente ist es möglich, über die gesamte Trägerlänge sowie -höhe, eine Verstärkung der Struktur zu erzielen. Mit der gewählten einfachen Optimierung, die lediglich eine Annäherung erzielen sollte, konnte nicht in allen Bereichen eine Verstärkung erreicht werden. Die Ergebnisse bringen jedoch Zuversicht, dass mit einem besseren Optimierungsansatz das Ziel der Verstärkung der kompletten Struktur erreicht werden kann.

3.3 Herausforderungen

Es wird angenommen, dass das Verhalten der Fugen zwischen den einzelnen Segmenten wichtig für die Erhöhung der Tragfähigkeit und der Steifigkeit sein wird. Dieser Einfluss wurde in dieser Arbeit vernachlässigt und sollte mittels Parameterstudie und experimentellen Versuchen überprüft werden. Zurzeit ist noch offen, welche Plattenfügung bezüglich des mechanischen Verhaltens sowie der Wirtschaftlichkeit geeignet wäre. Hierzu werden an der Technischen Universität München im aktuell durchgeführten Projekt zu HBH Versuche durchgeführt. Weitere Herausforderungen sind u.a. die wirtschaftliche und robotergestützte Herstellung der HBH-Träger.

4 Zusammenfassung und Ausblick

4.1 Holzbewehrtes Holz mit Standardlamelle

Die Erhöhung der Schubtragfähigkeit respektive -steifigkeit sowie die Erhöhung der Tragfähigkeit und Steifigkeit in Richtung der Trägerhöhe (z-Richtung) konnte durch die erste Machbarkeitsstudie von Lechner [1] bewiesen werden. Aktuelle Forschung zu HBH mit Standardlamelle wird hauptsächlich für die baupraktische Umsetzung durchgeführt. Fokussiert wird u.a. die einfache Handhabung von HBH bei der Berechnung sowie bei der Produktion. Des Weiteren werden Prozesse entwickelt, mit denen das HBH optimiert werden kann. Zusammenfassend lässt sich behaupten, dass HBH mit Standardlamelle aufgrund der Laststeigerungseffekte ein hohes Potential für die Zukunft besitzt.

4.2 Holzbewehrtes Holz mit maßgeschneiderter Verstärkung

Das HBH mit maßgeschneiderter Verstärkung steht noch am Anfang der Entwicklung. Erste numerische Berechnungen zeigen allerdings, dass sich die Theorie als zukunftsfähig erweist. Die Segmentierung und die damit verbundene Möglichkeit, den Träger variabel über die Trägerlänge und -höhe zu verstärken, kann eine Tragfähigkeitserhöhung in allen Bereichen des Trägers zur Folge haben. Aktuelle Untersuchungen werden u.a. zur Optimierung der Anordnung und Segmentierung, zur wirtschaftlichen Herstellung des Trägers sowie zum Einfluss der Fugen auf das Gesamttragverhalten durchgeführt.

Literatur

[1] LECHNER, M.; Holzbewehrtes Holz – Entwicklung eines furnierverstärkten stabförmigen Holzproduktes für tragende Zwecke. Dissertation, Technische Universität München, 2021

[2] DIN EN 14080:2013-09, Holzbauwerke - Brettschichtholz und Balkenschichtholz - Anforderungen; Deutsche Fassung EN14080:2013.

[3] POLLMEIER FURNIERWERKSTOFFE GMBH; Furnierschichtholz aus Buche zur Ausbildung stabförmiger und flächiger Tragwerke "Platte BauBuche S" und "Platte BauBuche Q": Allgemeine Bauartgenehmigung. Z-9.1-838

[4] AZZI, V.D., TSAI, S.W.; Anisotropic strength of composites; Experimental Mechanics 5(9); S. 283-288; 1965

Finanzierung

Gefördert durch:

Bundesministerium für Ernährung und Landwirtschaft

aufgrund eines Beschlusses des Deutschen Bundestages

Minisymposium Lebensdauer, Monitoring, digitaler Zwilling und BIM

Organisatoren:

- **Carsten Könke**
  Institut für Strukturmechanik, Bauhaus-Universität Weimar

- **Kay Smarsly**
  Institut für Digitales und Autonomes Bauen, Technische Universität Hamburg

- **Norbert Gebbeken**
  Institut für Mechanik und Statik, Forschungsgruppe BauProtect, Universität der Bundeswehr München

- **Sascha Henke**
  Professur für Geotechnik, Helmut-Schmidt-Universität / Universität der Bundeswehr Hamburg

Baustatik – Baupraxis 15, © 2024, Technische Universität Hamburg

Digital twin architectures in civil engineering: A systematic literature review

Heba Al-Nasser, Muhammad Ekbal Ahmad, Patricia Peralta Abadía, Carlos Chillón Geck, Thamer Al-Zuriqat, Kosmas Dragos and Kay Smarsly

{heba.al-nasser, muhammad.ekbal.ahmad, patricia.peralta.abadia, carlos.chillon.geck, thamer.al-zuriqat, kosmas.dragos, kay.smarsly}@tuhh.de

Institute of Digital and Autonomous Construction, Hamburg University of Technology, Germany

Abstract: Numerous reviews of digital twins have been reported in recent years. However, the majority of digital twin (DT) reviews within the field of civil engineering primarily examine DT implementations tailored to specific projects or investigate particular application domains in civil engineering. DT architectures, including layers and components, have received minimal consideration until now. This study conducts a systematic literature review (SLR) of digital twins to establish a scientific basis on digital twins in civil engineering, aiming to reach a reference DT architecture that includes layers and components. The SLR is conducted for peer-reviewed, indexed literature of existing DT architectures to propose the reference DT architecture. The reference DT architecture serves as a blueprint for implementing DT applications in civil engineering, providing a common understanding and strengthening the reliability of digital twins in civil engineering.

Keywords: Digital twins, digital twin architecture, digital twin layers, digital twin components, systematic literature review.

1 Introduction

The architecture, engineering, and construction (AEC) industry has recently explored concepts that merge physical and virtual world, to advance information and communication technology throughout the life-cycles of structures [1]. Merging physical and virtual world to understand and predict the behavior of the physical world, known as “digital twins”, dates back to the Apollo 11 mission in 1969 [2]. Today, research on digital twins holds significant

importance within various engineering fields [3]. Within the civil engineering field, digital twins have been reported in several disciplines, such as transportation [4], structural engineering [5], structural health monitoring [6], and smart cities [7]. Digital twins have also been reported in other fields, such as mechanical engineering [8], maritime engineering [9], and manufacturing [10]. Despite the recent considerable efforts in digital twin (DT) research in engineering, a shared understanding of the architecture of digital twins, remains elusive [11]. Establishing such understanding may serve as a blueprint that enhances communication and improves interoperability in DT applications, strengthening the reliability of digital twins [12].

Recent efforts have explored digital twins in civil engineering, proposing various DT architectures, layers and components. Sharma et al. [13] discuss the conceptualization of digital twins regarding components. The components of digital twins are divided into two categories, (i) elementary components, including physical entities, virtual entities and the connection between the entities, and (ii) imperative components, such as devices, data, artificial intelligence (AI), and security. Furthermore, digital twin architectures that vary depending on the applications have been proposed. Newrzella et al. [14] propose a three-dimensional reference architecture for digital twins considering functionality, dependability, and life-cycle stages and showcase an exemplary case study for the life-cycle of buildings. Alva et al. [7] present a conceptual architecture for developing urban DT applications of buildings, using three layers, a physical layer, a cyber layer, and a cognitive layer. The differences observed in the existing DT architectures, including layers and components, highlight the absence of a generally accepted understanding of DT architectures and the limited focus on assessing the reliability of digital twins.

Therefore, this paper seeks to address the reliability of digital twins in civil engineering by reviewing current research in peer-reviewed, indexed publications to define a reference DT architecture. A systematic literature review is conducted to offer an overview of DT research by analyzing DT architectures, encompassing layers and components. As a result, a reference DT architecture is proposed to enhance the reliability of digital twins in civil engineering. The remainder of the paper is structured as follows. First, the review methodology and research questions are outlined. Second, the results and findings, addressing the research questions, are presented, followed by a discussion and recommendations. Finally, the paper concludes by summarizing the findings and discussing potential future research directions.

2 Review methodology and research questions

To provide a common understanding of digital twins, a systematic literature review (SLR), i.e. a structured approach of gathering, analyzing and summarizing existing research in peer-reviewed, indexed publications, of the layers and components of digital twins is performed in this section. Architectures of digital twins reported in literature are gathered to define a reference DT architecture that serves as a blueprint for applications related to civil engineering. The SLR is conducted following the methodology shown in Fig. 1. The methodology includes three phases, planning, execution and reporting, that are illuminated in the following paragraphs.

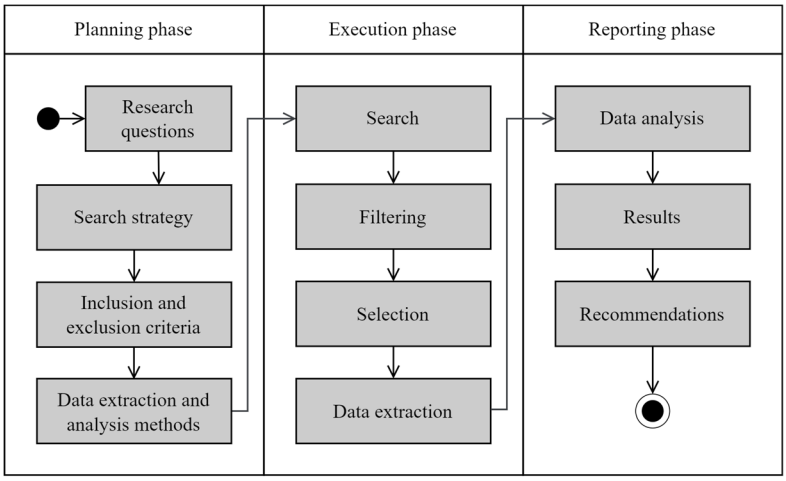


Figure 1: Overview of the SLR methodology

Planning phase: The planning phase comprises four steps, with the first step involving the formulation of the research questions to define the objectives. Two research questions are defined:

- Research questtion 1: What are the current trends of digital twins in civil engineering?
- Research question 2: What layers and components regarding DT architectures are reported?

In the second step, the search strategy is defined for selecting information sources and defining search strings. The search strategy covers indexed publications on digital twins across a wide spectrum of engineering disciplines spanning from 2013 to 2023. To retrieve indexed literature, the Scopus database is used with search strings that start broadly with "digital twin", narrowing down to the specific topics, such as "architecture" and "feature", finally limiting to specialized terms, such as "IoT" or "Industry 4.0".

In the third step, inclusion and exclusion criteria are defined (along with quality assessment criteria) to filter and select primary studies. Five inclusion criteria and two exclusion criteria, are defined. The inclusion criteria cover (i) meeting the search terms, (ii) being published in English language, (iii) being published in indexed conference proceedings or in journal papers, (iv) being related to the engineering, computer science or mathematics fields, and (v) contributes to answering any of the research questions. The exclusion criteria comprise (i) the unattainability of the full paper and (ii) the unavailability of the system architecture of the DT mentioned in the paper.

The last step of the planning phase is defining methods for data extraction and analysis. A data sheet is developed, specifying data to be extracted from the primary studies, including title, year, discipline, application, DT layers, and DT components.

Execution phase: The execution phase is conducted by implementing the methods and criteria defined in the planning phase. The four steps included in the execution phase are (i) search for studies based on the research questions, (ii) filtering according to inclusion and exclusion criteria, (ii) selection of primary studies based on the quality assessment criteria, and (iv) data extraction from the primary studies. Consequently, out of initially 12,941 studies found in the

original search, 758 studies are retrieved, filtered to 120 studies with the most citations, from which 43 primary studies are selected and used to extract data and fill the data sheet.

Reporting phase: The reporting phase, where data is analyzed to achieve the objectives, encompasses three steps, (i) analyzing the data, (ii) reporting the results, and (iii) providing recommendations related to the research questions. The reporting phase is presented in the following section.

3 Results and discussion

This section presents the outcomes of the reporting phase in a form that answers the research questions defined in the planning phase. Specifically, the data is analyzed to achieve the objectives, and the results and recommendations related to the research questions are stated.

3.1 Current trends of digital twins in civil engineering (research question 1)

Current trends in the application of digital twins in civil engineering have been reported in research focusing on the life-cycle stages of construction projects [15] and on build environments [16]. From the 43 primary studies selected, 9 studies are classified in the field of civil engineering. The digital twins presented in the studies are developed for specific civil engineering applications, most of which related to smart buildings (33 %), smart cities (22 %), and facility management (22 %). Furthermore, the following trends are identified.

- The studies mostly focus on modeling approaches to generate virtual representations (virtual part) of physical assets and build environments (physical part), keeping up with new technologies. The virtual representations include geometry models describing geometric characteristics, physical models describing physical parameters, numerical models describing data and physical relations, as well as semantic data.
- Digital twins in civil engineering applications present capabilities that achieve target services. For example, capabilities related to modeling, data management and integration, intelligence, and user interactions are needed for engineering services, such as monitoring, simulation, prediction, automatic control, and decision making.
- Digital twins are more frequently deployed in operation and management applications, in particular for managing resources in build environments, for real-time monitoring, and for data analysis (e.g., damage detection and performance evaluation). However, the civil engineering applications deploying digital twins are moving towards smart construction and smart urban environments.

3.2 Layers and components regarding DT architectures (research question 2)

In regards to the DT architectures, it is observed that synergies among engineering fields aid in identifying layers and components. Therefore, DT architectures are analyzed from the 43 primary studies, regardless of the engineering field classification, according to structures of DT architectures.

Analyzing structures of DT architectures involves investigating the layers and components of system architectures for digital twins. Although different names have been assigned to layers with similar functionalities, all system architectures reported in the selected studies are similar and mainly defined in four main layers, (i) a presentation layer hosting user and application interfaces (44 %), (ii) a platform layer comprising sublayers for services, virtual models and data storage (100 %), (iii) a transmission layer for data transfers between layers (58 %), and (vi) a data acquisition layer comprising data sources (65 %). For example, Josifovska et al. [17] have presented a DT architecture comprised by platforms for physical entities, virtual entities, data management and services, which maybe be mapped as follows. The physical entity platform is aligned with the data acquisition layer, the data management platform and the virtual entity platform are aligned with the platform layer, and the service layer is aligned with the both the platform and the presentation layers. The communication between the platforms are described as send-request interactions, which are aligned with the transmission layer. Similar mappings are valid for the other studies.

Components in DT architectures are specific to the individual engineering application and may be allocated in different layers or sublayers depending on how the DT architectures are deployed. For example, data schemas abstracting semantic data in the platform layer may be placed either in the sublayer for data storage as a share knowledge tank [18], in the sublayer for models as a conceptual model [19], or in the sublayer for services to facilitate smart services [20]. Fig. 2 presents an overview of DT components identified in the primary studies. As shown in Fig. 2, the most reported components include services and tools (95 %), data storage (100 %), and sensors, actuators and devices (100 %). Virtual models have been discretized into geometry models (70 %), physical models (26 %), numerical models (44 %), and semantic data (70 %).

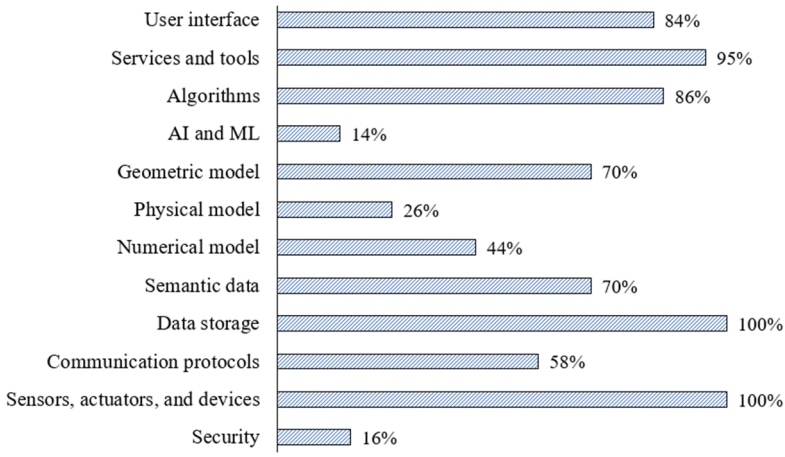


Figure 2: Components in digital twin architectures identified in the primary studies

3.3 Discussion and recommendations

As a result of the SLR, a reference DT architecture is recommended, illustrated in Fig. 3. The reference DT architecture follows a layered architecture, comprising four layers linking the real and the digital world, (i) a data acquisition layer, (ii) a transmission layer, (iii) a platform layer, and (iv) a presentation layer. The data acquisition layer, in the real world, consists of

sensors, actuators, and devices operating on real-world structures that provide sensing and actuating capabilities. The transmission layer transfers data and information between the layers, using communication protocols and networks. The platform layer comprises a set of sublayers, including (a) a service layer, (b) an integration layer, (c) a modeling layer, and (d) a data storage layer. The service layer provides services that interact with the digital twins by querying, inserting, and processing data. The integration layer connects the services with the digital twins hosted in the modeling layer, ensuring a consistent update and aggregation of heterogenous data deploy in the digital twins. The digital twins encompass the virtual representations (i.e., virtual models), including building information (BIM) models, finite element (FE) models, senor models, and performance models. The data storage layer manages bidirectional data transfer between digital twins and the data repositories. Finally, the presentation layer, located in the real world, supports user and application interfaces for management and visualization.

The outcome of the SLR addresses the current trends of digital twins in civil engineering by proposing the reference DT architecture. The reference DT architecture serves as a blueprint for implementing DT applications in civil engineering, facilitating a common understanding and strengthening the reliability of digital twins in civil engineering.

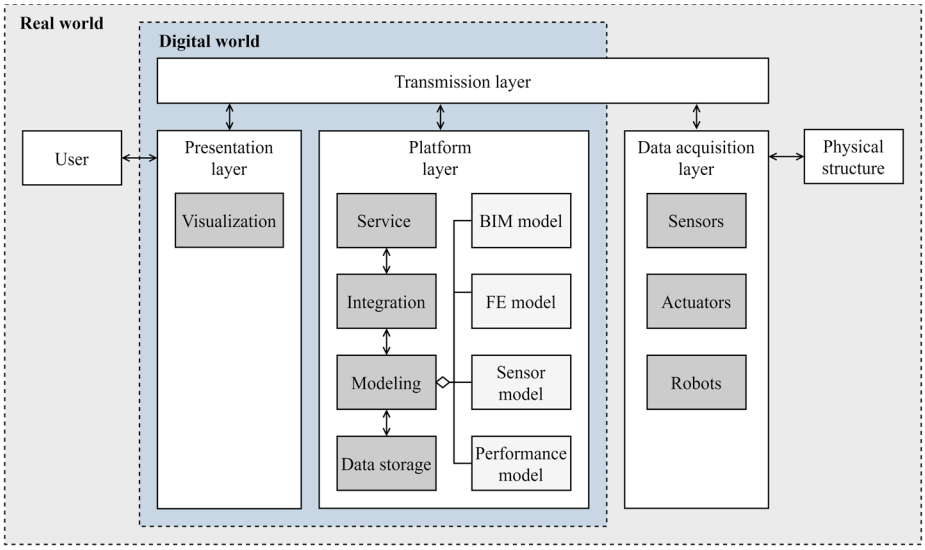


Figure 3: Reference DT architecture in civil engineering

4 Summary and conclusions

Reviews of digital twins are gaining increasing significance in recent years. Nevertheless, most of the digital twin reviews within the field of civil engineering examine DT implementations in specific projects or investigate certain application domains in civil engineering. So far, DT architectures, comprising layers and components, have received minimal consideration. A unified understanding of DT architectures would strengthen the

reliability of digital twins in civil engineering. Thus, this study has conducted an SLR of digital twins, to establish a common understanding of digital twins in civil engineering, aiming to reach a reference DT architecture that includes layers and components. The SLR has been conducted for peer-reviewed, indexed publications of existing DT architectures. The SLR methodology involves a planning phase, an execution phase, and a reporting phase, resulting in 43 primary studies analyzed to evaluate layers and components of digital twins, as well as existing DT architectures. The SLR data analysis and results have led to recommendations for a reference DT architecture, facilitating a common understanding of layers and components, to serve as a blueprint for implementing DT applications in civil engineering. Future research may focus on analyzing the degree of formality in existing DT architectures and emphasizing the importance of formal DT architectures, to further improve the reliability of digital twins in civil engineering.

Acknowlegments

This paper is the result of a collaborative effort of authors funded by different sources. The authors would like to gratefully acknowledge the support offered by the German Research Foundation (DFG) under grants SM 281/9-3, SM 281/17-1, SM 281/20-1, and SM 281/22-1 as well as by the German Federal Ministry for Digital and Transport (BMDV) within the mFUND program under grant 19FS2013B. Any opinions, findings, conclusions, or recommendations expressed in this paper are those of the authors and do not necessarily reflect the views of DFG or BMDV.

References

[1] Rupp, M., Schneckenburger, M., Merkel, M., Börret, R., & Harrison, D. K., 2021. Industry 4.0: A technological-oriented definition based on bibliometric analysis and literature review. Journal of Open Innovation: Technology, Market, and Complexity, 7(1), pp. 1-20.

[2] Mission evaluation team, National Aeronautics and Space Administration (NASA), 1969. Apollo 11 mission report. Manned spacecraft center. Houston, Texas. November 1969. URL: https://www.hq.nasa.gov/alsj/a11/A11_MissionReport.pdf.

[3] Manzoor, B., Othman, I., & Pomares, J. C., 2021. Digital technologies in the architecture, engineering and construction (AEC) industry – A bibliometric qualitative literature review of research activities. Int.'l Journal of Environmental Research and Public Health, 18(11), 6135.

[4] Gao, Y., Qian, S., Li, Z., Wang, P., Wang, F., & He, Q., 2021. Digital twin and its application in transportation infrastructure. In: 2021 IEEE 1st International Conference on Digital Twins and Parallel Intelligence (DTPI). Beijing, China, 07/15/2021.

[5] Rolfes, R., & Hübler, C., 2022. Strukturüberwachung zur Schaffung Digitaler Zwillinge bei Infrastrukturbauwerken [Structural monitoring for creating digital twins for infrastructure structures]. Bautechnik, 99(6), pp. 423-424.

[6] Bado, M. F., Tonelli, D., Poli, F., Zonta, D., & Casas, J. R., 2022. Digital twin for civil engineering systems: An exploratory review for distributed sensing updating. Sensors, 22(9), 3168.

[7] Alva, P., Biljecki, F., & Stouffs, R. (2022). Use cases for district-scale urban digital twins. The International Archives of the Photogrammetry. Remote Sensing and Spatial Information Sciences, 48(4/W4-2022), pp. 5-12.

[8] Wagg, D. J., Worden, K., Barthorpe, R. J., & Gardner, P., 2020. Digital twins: State of the art and future directions for modeling and simulation in engineering dynamics applications. ASCE-ASME Journal of Risk and Uncertainty in Engineering Systems, 6(3), 030901.

[9] Giering, J.-E. & Dyck, A., 2021. Maritime digital twin architecture: A concept for holistic digital twin application for shipbuilding and shipping. Automatisierungstechnik, 69(12), pp. 1081-1095.

[10] El Mokhtari, K., Panushev, I., & McArthur, J. J., 2022. Development of a cognitive digital twin for building management and operations. Frontiers in Built Environment, 8(2022), 856873.

[11] Dragos, K. & Smarsly, K., 2022. An embedded physics-based modeling concept for wireless structural health monitoring. In: Proceedings of the Eighth International Conference on Structural Engineering, Mechanics and Computation (SEMC 2022). Cape Town, South Africa, 09/05/2022.

[12] Smarsly, K., Dragos, K., & Kölzer, T., 2022. Sensorintegrierte digitale Zwillinge für das automatisierte Monitoring von Infrastrukturbauwerken. Bautechnik 99(6), pp. 471-476.

[13] Sharma, A., Kosasih, E., Zhang, J., Brintrup, A., & Calinescu, A. (2022). Digital twins: State of the art theory and practice, challenges, and open research questions. Journal of Industrial Information Integration, 30(2022), 100383.

[14] Newrzella, S. R., Franklin, D. W., & Haider, S., 2022. Three-dimension digital twin reference architecture model for functionality, dependability, and life-cycle development across industries. IEEE Access, 10(2022), pp. 95390-95410.

[15] Jiang, F., Ma, L., Broyd, T., & Chen, K., 2021. Digital twin and its implementations in the civil engineering sector. Automation in Construction Journal. 130(2021), 103838.

[16] Davila Delgado, J. M. & Oyedele, L., 2021. Digital twin for the built environment: Learning from conceptual and process models in manufacturing. Advance Engineering Informatics, 49(2021), 101332.

[17] Josifovska, K., Yigitbas, E., & Engels, G., 2019. Reference framework for digital twins within cyber-physical systems. In: Proceedings of the 5th IEEE/ACM International Workshop on Software Engineering for Smart Cyber-Physical Systems. Montreal, Canada, 05/28/2019.

[18] Steindel, G., Stagl, M., Kasper, L., Kastner, W. & Hofmann, R., 2020. Generic digital twin architecture for industrial energy systems. Applied Science, 10(24), 8903.

[19] Lu, Q., Parlikad, A. K., Woodall, P., Don Ranasinghe, G., Xie, X., Liang, Z., Konstantinou, E., Heaton, J., & Schooling, J., 2020. Developing a digital twin at building and city levels: Case study of West Cambridge Campus. Journal of Management in Engineering. 36(3), 05020004.

[20] Park, K. T., Lee, J., Kim, H.-J., & Noh, S. D., 2020. Digital twin-based cyber physical production system architectural framework for personalized production. The International Journal of Advanced Manufacturing Technology, 106(2020), pp. 1787-1810.

Baustatik – Baupraxis 15, © 2024, Technische Universität Hamburg

Smartphones als Schwingungsmesser – Anwendungstauglichkeit für Brücken

Maximilian Garsch

WETZEL & von SEHT, beratende Ingenieure Partnerschaft mbB

Zusammenfassung: Smartphones sind aus dem modernen Leben nicht mehr wegzudenken. Immer mehr Entwicklungen nutzen die zahlreichen Sensoren, die in den Geräten verbaut sind, um damit Informationen über Nutzer und deren Umwelt zu generieren. Können diese Geräte aber auch für die Bauwerksüberwachung und -prüfung verwendet werden? Die vorliegende Studie präsentiert Ergebnisse bezüglich der Anwendungstauglichkeit von Smartphones für Schwingungsmessungen. Durch mehrere Versuchsreihen wurde nachgewiesen, dass Smartphones in der Lage sind, ausreichend präzise und zuverlässige Schwingungsdaten zu erfassen. Dies ermöglicht eine kostengünstige und zugängliche Alternative zu herkömmlichen Messgeräten. Die Validierung erfolgte durch den Vergleich mit etablierten Messtechniken, wobei eine bemerkenswerte Übereinstimmung festgestellt wurde. Diese Erkenntnisse unterstreichen das enorme Potenzial von Smartphones im Bereich der Schwingungsmessungen und eröffnen neue Perspektiven für die Überwachung und Analyse von Strukturen in verschiedenen Anwendungsbereichen.

1 Einleitung

1.1 Motivation

Die stetige Digitalisierung und Entwicklung der Bauwerksplanung und des Bauwerksmanagements eröffnen neue Möglichkeiten für das lebenszyklusbegleitende Bauwerksmanagement. Die rund 40.000 Brücken, die sich im deutschen Bundesfernstraßennetz befinden, müssen überwacht und überprüft werden. Die Grundlage des Qualitätsmanagements der Bauwerkserhaltung von Ingenieurbauwerken ist DIN 1076 „Ingenieurbauwerke im Zuge von Straßen und Wegen – Überwachung und Prüfung“ [1].

Eine Entscheidung über die Ertüchtigung eines Bauwerkes wird unter anderem auf Basis einer Zustandsnote getroffen. Diese Zustandsnote ist das Ergebnis einer wiederkehrenden Bauwerksprüfung nach DIN 1076 und unter Berücksichtigung der „Richtlinie zur

einheitlichen Erfassung, Bewertung, Aufzeichnung und Auswertung von Ergebnissen der Bauwerksüberprüfung nach DIN 1076“ (RI-EBW-PRÜF [2]).

Seit 2020 wird neben der Zustandsnote wird durch einen Vergleich der Soll- und der Ist-Tragfähigkeit ein sogenannter Traglastindex (TLI) bestimmt. Der TLI ist ein Indikator der Dringlichkeit einer Instandsetzung und ergänzt die Zustandsnote, um Bauwerke zur Instandsetzung zu priorisieren.

Die Instandsetzung von Ingenieurbauwerken ist ein fester Bestandteil des lebenszyklusbegleitendem Bauwerksmanagements und erforderlich, um die geplante Lebensdauer eines Bauwerks zu erreichen.

Sofern Brückenprüfende in die Lage versetzt werden, regelmäßig Daten über ein Bauwerk mit Hilfe von Monitoring zu sammeln, ist es möglich, eine (digitale) Referenzdatenbank für Ingenieurbauwerke (beispielsweise in Form eines BIM-Modelles) anzulegen. Durch den regelmäßigen Vergleich aktuell gemessener Daten, beispielsweise während der wiederkehrenden Bauwerksprüfung, mit Referenzdaten, ist eine Indikation von Änderungen der Tragstruktur und damit von Schäden möglich. Mit dem Nachweis der Anwendungstauglichkeit von Smartphones zur Schwingungsmessung an Brücken ist ein erster Schritt zur Erhebung von Monitoring-Daten über Ingenieurbauwerke getan.

2 Sensorik

Zum Nachweis der Anwendungstauglichkeit wurden verschiedene Smartphones und Tablets (SPT) als Sensorsysteme eingesetzt. Die Smartphones und Tablets wurden mit einem klassischen Schwingungsmesssystem (engl. vibration measurement system, VMS) verglichen. Die Ergebnisse der Signalauswertung wurden zusätzlich mit den Ergebnissen einer numerischen Modalanalyse eines Finite Elemente Modelles verglichen.

2.1 Klassisches Schwingungsmesssystem (VMS)

Das VMS besteht aus mehreren Komponenten.

- Sensor (Geophon)
- Messverstärker und A/D-Wandler
- Messrechner

Ein analoges, kontinuierliches Signal (hier die Bauwerksschwingung) wird von den Sensoren aufgenommen und an den Messverstärker weitergeleitet. Das Signal wird verstärkt (Messverstärker) und durch den A/D-Wandler abgetastet und in ein digitales Signal überführt. Die Abtastung beim hier vorliegenden System beträgt ca. 2048 Hz. Das digitale Signal wird an den Messrechner zur Aufzeichnung und weiteren Verarbeitung weitergeleitet.

Die Sensoren, die beim vorliegenden Messsystem zum Einsatz kommen, sind sog. Geophone, die die Geschwindigkeit aufnehmen.

2.2 Smartphones und Tablets (SPT)

SPT beinhalten unter anderem alle der oben genannten Komponenten in einem Gerät auf kleinem Raum. Neben dem Messrechner in Form eines internen Speichers und einer Recheneinheit (CPU) besitzen SPT neben einer Vielzahl anderer Sensoren Bewegungssensoren in Form sogenannter Micro Electro Mecanical Systems (MEMS). Diese MEMS messen in der Regel die Beschleunigung (Accelerometer).

Die Akzelerometer, die in einem SPT verbaut sind, messen einachsig die Beschleunigung des Sensors, da sich durch das Verschieben einer Masse im Sensor die angelegte Spannung ändert. Die Spannungsänderung ist proportional zur Beschleunigung. Um Beschleunigungsinformationen in den Raumrichtungen eines orthogonalen Koordinatensystems zu erhalten, werden drei dieser MEMS-Sensoren orthogonal zueinander verbaut.

Die Eigenschaften des Messsystems SPT sind abhängig von den technischen Spezifikationen des verbauten Sensors, aber auch von dessen Energieversorgung. So können sich, auch während einer Messung, die Spezifikationen wie Rauschband, Sensitivität oder Abtastrate ändern. Die Energieversorgung wird dabei durch das Betriebssystem anhand des vorgegebenen Energiemanagements gesteuert und ist für einen Nutzer und einen Entwickler nicht beeinflussbar.

Abb. 1 zeigt die einzelzeitschritte, die bis zur nächsten Abtastung des Sensors vergehen. Dargestellt sind jeweils 230.000 Abtastungen für verschiedene SPT. Die Abbildung verdeutlich, dass die Abtastung nicht in einem konstanten Zeitabstand erfolgt, sondern während einer Messung variiert. Ein maßgebliches Kriterium für die Auswertbarkeit von Messsignalen ist die Konstanz der Zeitschritte zwischen den einzelnen Abtastungen (Samples). Hier zeigen sich große Unterschiede bei den dargestellten SPT.

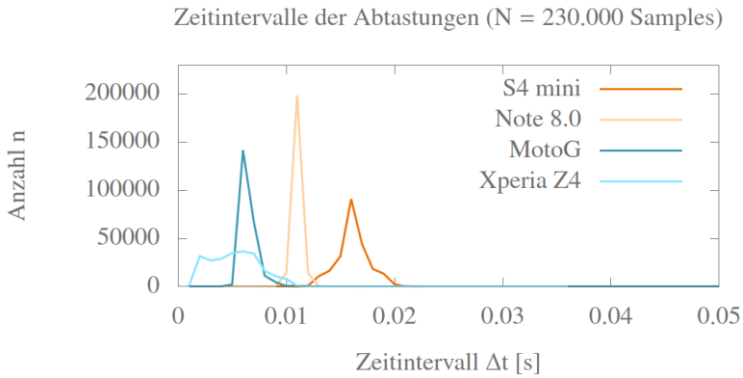


Abbildung 1: Anzahl der Zeitintervalle der Abtastungen von Signalen mit N=230.000 Samples ausgewählter SPT

Da es sich bei SPT durch nicht beeinflussbare Prozesse um eine Art Blackbox handelt, ist es erforderlich, die Geräte als Ganzes und nicht nur deren Sensoren zu betrachten. Im Folgenden

wird ein Auszug aus den Versuchen gezeigt, die angestellt wurden, um die Anwendungstauglichkeit von SPT zur Schwingungsmessung zu untersuchen.

3 Experimentelle Untersuchungen

Die Praxistauglichkeit von Smartphones und Tablets wurde durch mehrere Versuche und ihre Auswertung analysiert. Einerseits wurden Experimente an einem Einfeldträger (EFT) durchgeführt, um die grundlegende Eignung von Smartphones zu überprüfen. Andererseits wurden Versuche an einer Testbrücke auf dem Gelände der Universität der Bundeswehr durchgeführt, die realen Brückenabmessungen entspricht. Nach dem erfolgreichen Nachweis der prinzipiellen Anwendungstauglichkeit, wurden Versuche an einem Realen Bauwerk, einer Straßenbrücke über die Lesum in Bremen durchgeführt, die im Folgenden kurz erläutert werden.

3.1 Lesumbrücke

Die Lesumbrücke (siehe Abb. 2) ist eine einfeldrige Stahl-Bogenbrücke mit einer abgehängten orthotropen Fahrbahnplatte. Der Überbau erstreckt sich zwischen den Geländern auf eine Breite von 17,20 m und spannt über ein Feld von 70,15 m von Auflager zu Auflager. Die Bögen, die als Hohlkästen ausgeführt sind, haben variable Querschnitte in ihrer Höhe. Am Scheitel beträgt die Höhe 1,00 m, am Fußpunkt 1,64 m. In der Achse der Bögen sind Versteifungsträger in der Fahrbahn integriert. Diese weisen Doppel-T-Querschnitte mit einer Höhe von 1,64 m auf. Abstände von jeweils 6,70 m sind die Versteifungsträger mit Rundstahlhängern abgehängt. In regelmäßigen Abständen von 3,35 m befinden sich rechtwinklig zu den Versteifungsträgern Querträger, die 4,20 m über die Versteifungsträger auskragen.

Abbildung 2: Straßenbrücke über die Lesum in Bremen

3.2 Finite-Elemente-Modell

Vor der Durchführung der Messung wurde ein Finite-Elemente-Modell der Brücke mithilfe der Software SOFiSTiK [3] erstellt, basierend auf den Dokumenten der statischen Berechnung und den dazugehörigen Plänen, die vom Amt für Straßen und Verkehr der Freien Hansestadt Bremen bereitgestellt wurden. Durch eine dynamische Analyse des Modells wurden die Eigenfrequenzen und Eigenmoden berechnet. Die Ergebnisse der Finite-Elemente-Berechnung wurden verwendet, um geeignete Messpunkte auszuwählen, Vergleichswerte der Eigenfrequenzen zu bestimmen und Eigenfrequenzen ihren entsprechenden Eigenmoden zuzuordnen.

Auf eine Beschreibung der Modellierung wird an dieser Stelle verzichtet.

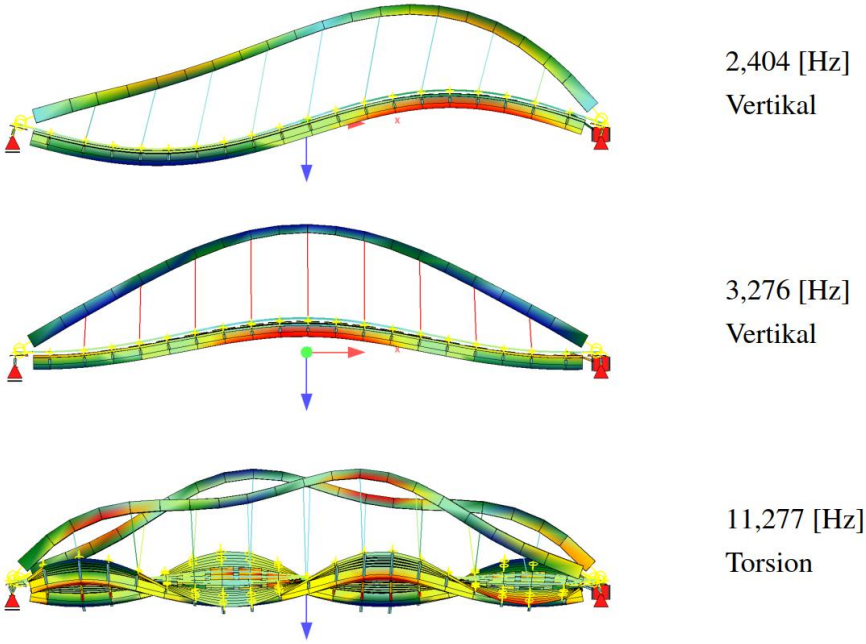


Abbildung 3: Auswahl von Eigenfrequenzen und deren zugehörige Eigenmoden des FE-Modelles der Lesumbrücke

Abb. 3 zeigt eine Auswahl von berechneten Eigenfrequenzen und deren zugehörige Eigenmoden des Gesamttragwerkes, sowie deren maßgebliche Richtung der Schwingung.

3.3 Messungen an der Lesumbrücke

Die Messungen erfolgten an zwei ausgewählten Positionen. Die Wahl der Messpunkte basierte auf den Eigenmoden, die mit dem Finite-Elemente-Modell berechnet wurden. Dabei wurden die Messpunkte so positioniert, dass keine Nulldurchgänge in der Eigenmode der ersten Eigenfrequenz auftreten. Position 1 befand sich entlang der Längsrichtung der Brücke

im ersten Drittelspunkt bei l = 23,5 m, während Position 2 in Längsrichtung der Brücke im zweiten Drittelspunkt bei l = 47 m lag. Beide Messpunkte befanden sich jeweils neben einem Versteifungsträger.

Für die Messungen kamen ein VMS sowie die SPT Samsung Galaxy A3 und Motorolla MotoG zum Einsatz. Eine besondere Vorgehensweise bei dieser Messung bestand darin, ein SPT in einer 3D-gedruckten Hülle auf der Brücke zu platzieren. Um sicherzustellen, dass die Hülle das Signal nicht dämpfte, wurde vor den eigentlichen Brückenmessungen eine Testmessung sowohl mit als auch ohne Hülle durchgeführt. Die Hülle führte zu keiner Dämpfung des Signals. Es wurde festgestellt, dass das SPT in der Hülle etwas sensitiver war im Vergleich zur Testmessung ohne Hülle. Dieses Ergebnis lässt sich auf die Abstandhalter (Schrauben) an der Unterseite der Hülle zurückführen. Die Abstandhalter gewährleisten eine bessere Verbindung der Hülle bzw. des SPT mit der Oberfläche des Brückenoberbaus. Dadurch werden minimale Bewegungen durch das Rutschen des SPT während einer Vibration reduziert.

Die Brücke wurde durch den laufenden Straßenverkehr angeregt. Die ambiente Anregung durch die Fahrt von Fahrzeugen ermöglicht die Durchführung von Schwingungsmessungen und die Bestimmung von Eigenfrequenzen [4, 5].

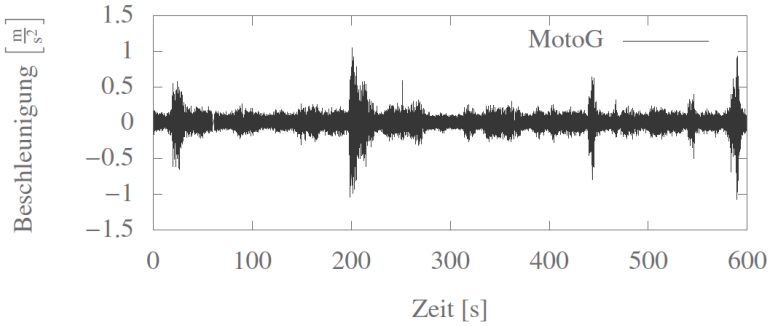


Abbildung 4: Schwingung der Brücke über die Lesum unter laufendem Straßenverkehr, aufgenommen durch das SPT MotoG

Abb. 4 ist zu entnehmen, dass die ambiente Anregung durch Straßenverkehr für ausreichend große Amplituden des Tragwerkes ausreichend war, um die Bauwerksschwingung durch das SPT aufzuzeichnen.

Einzelne Signalausschnitte, die eine Anregung und den darauffolgenden Ausschwingvorgang beinhalten, wurden eine Fast-Fourier-Transformation unterzogen und so in ihr Frequenzspektrum überführt. Das resultierende Frequenzspektrum zeit die im Signal vorhandenen Frequenzen sowie deren Amplitudenanteile an der Gesamtschwingung.

Die Frequenzspektren der SPT und des VMS zeigen eine gute Übereinstimmung in den gemessenen Frequenzen. Dies ist in Abb. 5 ersichtlich. Die Amplitudenanteile der Haupt-/Eigenfrequenzen im Signal des VMS zeigen höhere Werte als die Amplitudenanteile der Haupt-/Eigenfrequenzen des dargestellten SPT (Samsung Galaxy A3). Dies ist unter anderem auf einen erhöhten Anteil an Rauschen im Signal des SPT zurückzuführen.

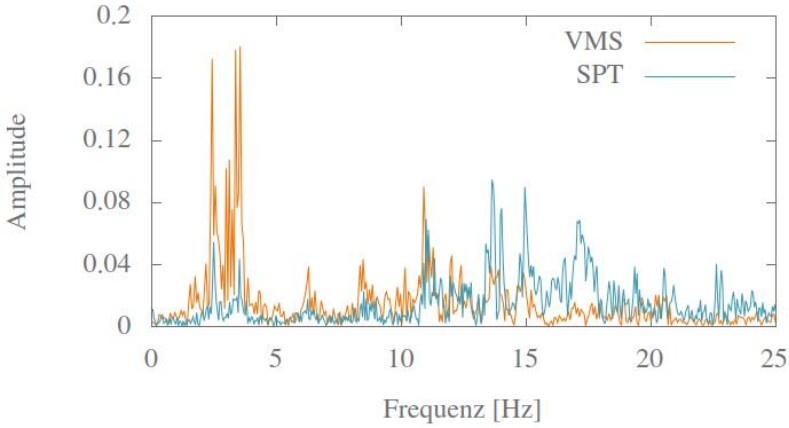


Abbildung 5: Vergleich der Frequenzspektren der Signale des VMS und des SPT Samsung Galaxy A3

In Abb. 5 sind die eindeutigen lokalen Maxima im Frequenzspektrum des SPT zu erkennen. Eine Auswertung der Signale der SPT zur Ermittlung von Eigenfrequenzen ist damit möglich.

Die Eigenfrequenzen, die mithilfe der Signale der SPT erfasst wurden, stimmen gut mit den Eigenfrequenzen überein, die durch das VMS und die FEM-Berechnung ermittelt wurden. Es hat sich gezeigt, dass die Verwendung der Hülle einen positiven Einfluss auf die Messungen hat. Das SPT in der Hülle erweist sich als etwas sensitiver im Vergleich zur Messung ohne Hülle. Die ermittelten Eigenfrequenzen des SPT mit Hülle weichen, abgesehen von einigen Ausnahmen, geringfügig weniger von den durch das VMS ermittelten Eigenfrequenzen ab als die Eigenfrequenzen, die mit dem SPT ohne Hülle erfasst wurden.

Da das FE-Modell auf Informationen aus der statischen Berechnung und den Konstruktionsplänen basiert, kann es als zuverlässiges Mittel zur Ermittlung von Eigenfrequenzen betrachtet werden. Die berechneten Eigenfrequenzen sind jedoch aufgrund der Modellierung mit Unsicherheiten verbunden. Trotz der Fehler, die durch die Abstraktion des realen Objekts im Modell entstehen, kann aufgrund der Übereinstimmung zwischen den gemessenen und berechneten Eigenfrequenzen davon ausgegangen werden, dass sich das Objekt annähernd im gleichen Zustand wie nach der Errichtung befindet. Die Anwendbarkeit von SPT zur Messung von Schwingungen an Brücken kann aufgrund des vorgestellten Versuchs an der Brücke über die Lesum unter laufendem Verkehr als gegeben betrachtet werden.

4 Zusammenfassung

Im dargestellten Feldversuch wurde die Eignung von Smartphones zur Schwingungsmessung an einer Straßenbrücke unter laufendem Verkehr untersucht. Die ermittelten Eigenfrequenzen aus den Signalen von Smartphones zeigten eine sehr gute Übereinstimmung mit den Ergebnissen eines klassischen Schwingungsmesssystems und eines Finite Elemente Modells. Zudem wurde der Einfluss einer Hülle auf ein Smartphone analysiert. Dabei wurde festgestellt, dass durch die Verwendung einer stabilen Hülle und einer punktuellen Auflagerung auf der Fahrbahn eine höhere Sensitivität erreicht wurde, was zu verbesserten Ergebnissen mit dem Smartphone führte.

Die durchgeführten Messreihen und deren Analyse verdeutlichen, dass Smartphones grundsätzlich gut für Schwingungsmessungen an Brücken geeignet sind. Obwohl es bestimmte Anwendungsgrenzen gibt, wie zum Beispiel die Amplitude des Bauwerks, die auch durch das Verhältnis der Brückensteifigkeit zur Anregungsintensität beeinflusst wird, ermöglichen die gezeigten Geräte dennoch zuverlässige Messungen. Es wurde beobachtet, dass neuere Smartphones und Tablets besser geeignet sind als ältere Modelle, und es ist zu erwarten, dass die kontinuierliche Leistungsverbesserung von Geräten und Sensoren in Zukunft die Ergebnisse von Schwingungsmessungen weiter optimieren wird.

Literatur

[1] DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG. DIN 1076 - Ingenieurbauwerke im Zuge von Straßen und Wegen; Überwachung und Prüfung. Beuth, Berlin, 1999

[2] BUNDESMINISTERIUM FÜR VERKEHR, BAU UND STADTENTWICKLUNG. Richtlinie zur einheitlichen Erfassung, Bewertung, Aufzeichnung und Auswertung von Ergebnissen der Bauwersprüfungen nach DIN 1076, RI-EBW-PRÜF. Verkehrsbl.-Verl., Dortmund, 2017

[3] SOFISTIK AG. SOFiSTiK. Online: https://www.sofistik.de/ , 2018

[4] FARRAR, C.R; JAMES III, G. H. System Identification from ambient vibration measurements on a bridge. Journal of Sound and Vibration, 205 (1997), S. 1-18

[5] PETERSEN, C.; WERKLE, H. Dynamik der Baukonstruktionen. Springer Fachmedien Wiesbaden, Wiesbaden, 2017

Baustatik – Baupraxis 15, © 2024, Technische Universität Hamburg

Erste Ansätze zum BIM-basierten Structural Health Monitoring (SHM)

Martin Köhncke M. Sc.[1], Dr.-Ing. Al-Hakam Hamdan[3], Dr. rer. nat. Stefan Wege[3], Univ.-Prof. Dr.-Ing. Sylvia Keßler[1], Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Sascha Henke[2]

[1]Professur für Konstruktionswerkstoffe und Bauwerkserhaltung,
[2]Professur für Geotechnik
Helmut-Schmidt-Universität / Universität der Bundeswehr Hamburg
[3]A+S Consult GmbH

Zusammenfassung: Ein zielgerichtetes BIM-basiertes Structural Health Monitoring (SHM) erfordert auf die Bedürfnisse des BIM ausgelegte, allgemeingültige Bauteil- bzw. Objektkataloge für Sensoren sowie die weiteren Bestandteile von SHM. Hierbei sind sowohl die Informationen zur Geometrie als auch Merkmale sowie Workflows für den automatischen Datentransfer zwischen dem BIM-Modell und den Datenbanken notwendig. Dies beinhaltet sowohl die Messdaten an sich als auch Routinen für z. B. die Visualisierung der Messdaten. Im Rahmen eines aktuellen Forschungsprojektes zum BIM-basierten SHM für Autobahnbrücken werden derartige Objektkataloge und Workflows erarbeitet und erprobt. Die relevanten Aspekte hierzu werden am Beispiel einer Brücke demonstriert.

1 Motivation

Die Methode Building Information Modelling (BIM) wird bereits in vielen Lebenszyklusphasen von Bauwerken genutzt [1]. Allerdings beschränkt sich die Nutzung oft nur auf die Planung und Realisierung von Bauprojekten. Die Betriebs- und Instandhaltungsphase stehen bisher nicht im Fokus [2]. Dabei können auch in diesen Phasen die Reduktion von Informationsverlusten und damit verbundene Vermeidung von Doppelarbeit von Vorteil sein. In Anbetracht der langen Dauer der Betriebsphase ist sogar von einem großen positiven Effekt auszugehen, wenn BIM stringent weitergenutzt wird. Das Structural Health Monitoring selbst wird bereits in unterschiedlichen Phasen von Bauwerken eingesetzt unter anderem in der Herstellung, der Nutzung und dem Abbruch [3]. Im Fokus von SHM stehen Infrastrukturbauwerke, welche eine hohe gesellschaftliche Relevanz haben, wie zum Beispiel Brücken oder Windenergieanlagen. Dieser Beitrag fokussiert auf Brückenbauwerke, an denen anschaulich das bisherige Vorgehen und ein BIM-basierten Vorgehen dargestellt wird.

Ein wichtiger Aspekt ist, die Reduktion der Unsicherheit bei der Einschätzung der Lebensdauer der Bauwerke. Wenn Monitoringdaten vorliegen, kann eine andere Stufe der Nachrechnungsrichtlinie verfolgt werden. Allerdings handelt es sich dabei oft um individuelle Lösung mit einem geringen Standardisierungsgrad, sodass in unterschiedlichen Projekten die Inhalte individuell zusammengesetzt werden müssen. Allerdings können die Inhalte wie Bausteine zusammengesetzt werden, wodurch ein Grad der Standardisierung erreicht werden kann. Durch die Bereitstellung eines allgemeingültigen Bauteil- und Objektkatalogs für SHM können diese Aufwände verringert werden. Dazu wird zunächst in einer Situationsanalyse das Vorgehen bei der Erstellung eines Monitoringkonzepts beschrieben und diesem das Vorgehen mit der Methode BIM gegenübergestellt. Anschließend wird das Vorgehen an einem Fallbeispiel verdeutlicht und die Erkenntnisse diskutiert, bevor ein Fazit gezogen wird und ein Ausblick gewährt wird.

2 Situationsanalyse

Das steigende Alter von Infrastrukturbauwerken sowie die Zunahme der Verkehrslasten [4] stellen eine große Herausforderung für die Dauerhaftigkeit und Tragfähigkeit von Infrastrukturbauwerken dar. Die begrenzten Ressourcen für die Bauwerksverwaltung und die Auswirkung von zu vielen gleichzeitigen Baustellen verhindern eine umfassende Neubaukampagne für Brückenbauwerke, weshalb der sichere Weiterbetrieb von Brücken über die geplante Lebensdauer hinaus von großem Interesse ist. Hierbei kann ein Monitoring-system wichtige Informationen zum realen Bauwerksverhalten liefern. zu. Das Structural Health Monitoring wird für die Erfassung und die Bewertung des aktuellen Bauwerks-zustands, die Vorhersage der Lebensdauer sowie zur Reduktion der Instandhaltungskosten durch frühzeitige Reparaturen verwendet [5].

Die Bewertung des Bauwerkszustandes erfolgt meist auf der Identifikation von Zustandsänderungen, also zeitlichen Vergleichen der Monitoringdaten.

Im Falle einer Nachrechnung können Maßnahmen der Dauerüberwachung genutzt werden, um die tatsächlichen Belastungen des Bauwerks und das reale Bauwerksverhalten zu erfassen, um die genutzten Berechnungsmodelle zu kalibrieren [5]. Dazu werden zunächst die Unterlagen zu den Bauwerken, welche meist nur in Papierform oder als gescannte PDF-Dateien vorliegen, gesichtet. Darauf aufbauend werden die Überwachungsgrößen festgelegt und eine entsprechende Sensorik ausgewählt. Insbesondere die Überprüfung von Angaben am Bauwerk ist kosten- und zeitintensiv.

Auf Basis der Bestandsunterlagen wird dann mit der Planung von Monitoringsystemen begonnen. Oft können anhand der Pläne die Kabelführungen mit den entsprechenden Längen nur händisch abgeschätzt werden und die Positionierung von Schalt- und Messschränken nur unter Vorbehalt durchgeführt werden. Die resultierenden Kabellängen haben einen Einfluss auf die Messgenauigkeit sowie die Messsignale und müssen in der Planung berücksichtigt werden. Die Erstellung von unterschiedlichen Varianten erfordert zudem ggf. die erneute händische Abschätzung der Kabellängen. Vorteilhaft ist an dieser Stelle zu erwähnen, dass keine weitere Software für die Planung benötigt wird und die Abstimmungen zwischen den Projektbeteiligten anhand von Plänen und Zeichnungen stattfinden können.

Nach Abschluss der Planung erfolgt die Installation des Monitoringsystems. Allerdings kann es zu Abweichungen zwischen den Bestandsunterlagen als Planungsgrundlage und der tatsächlichen Situation am Bauwerk kommen. Im schlimmsten Fall führt dies zu Umplanungen während der Installation des Monitoringsystems. Hierbei können sich ebenfalls wieder Unstimmigkeiten zwischen den geplanten Positionen und den tatsächlichen Positionen der Sensoren einstellen. Eine umfassende Dokumentation des Monitoringsystems ist die Voraussetzung für einen störungsarmen Betrieb und schnelle Reparaturmaßnahmen an dem Monitoringsystems, damit keine größeren Messlücken entstehen. Die Bewertung der Messergebnisse erfordert eine möglichst genaue Dokumentation der Sensorpositionen und der verwendeten Sensoren sowie des Bauwerkszustands. Diese Informationen werden zurzeit allerdings oft in unterschiedlichen Bereichen dokumentiert und stehen oft nicht gebündelt an einem zentralen Punkt zur Verfügung.

Des Weiteren ist auch die Verwaltung der Messdaten zu bedenken. Bei großen Monitoringsystemen mit hohen Abtastfrequenzen können die entstehenden Datenmengen sich zu mehreren Gigabyte pro Tag akkumulieren. Bei diesen Datenmengen ist eine manuelle Auswertung nicht mehr abbildbar.

Zusammenfassend lässt sich feststellen, dass für ein Monitoring an Infrastrukturbauwerken große Anforderungen an eine zentrale, umfangreiche und dauerhafte Dokumentation bestehen, die über Fachbereichsgrenzen hinausgehen. Zusätzlich sind auch weitere Daten, z.B. aus örtlichen Wetterstationen, für das Monitoring sinnvoll. Diese sind ebenfalls in dem Monitoringsystem zu berücksichtigen.

3 Fallbeispiel Vahrendorfer Stadtweg

Das Vorgehen wird an einem Beispiel einer Brücke über die Autobahn 7 in Höhe Marmstorf illustriert. Es handelt sich um eine Spannbetonbrücke in offener Rahmenbauweise mit einem Hohlkastenquerschnitt aus dem Jahr 1972. Die Gesamtlänge beträgt 50 m mit einer Breite von 10 m. Das BIM-Modell der Brücke ist in Abbildung 1 dargestellt. Die Bestandsmodellierung wurde mittels eines Brückengenerators, welcher Bestandteil der Software KorFin ist, durchgeführt. Hiermit wird ein parametrisches Modell erstellt, welches in der Brückenmodellierungssoftware Allplan Bridge weiterverarbeitet werden kann. Parametrische Modelle haben den Vorteil, dass Anpassungen infolge einer verbesserten Datengrundlage leicht vollzogen werden können.

Abbildung 1: BIM-Modell Vahrendorfer Stadtweg

Die Ziele des Monitorings umfassen neben der Erfassung des aktuellen Bauwerkszustands auch die Abschätzung der Restlebensdauer des Bauwerks.

Dafür wurden an der Brücke insgesamt 123 Sensoren verbaut, welche sich auf folgende Sensortypen verteilen:

- Beschleunigungssensoren
- Neigungssensoren
- (Beton-)Dehnungssensoren
- Wegaufnehmer
- Bauteiltemperatursensoren
- Innenlufttemperatursensoren
- Asphalttemperatursensoren
- Luftfeuchtigkeit
- Wetterstation

Bei der Installation wurde darauf geachtet, dass die Beschleunigungssensoren im Hohlkasten in einem Raster von 40 cm entlang der Längsachse der Brücke versetzt werden können. Es wurden zwei Wetterstationen an der Brücke verbaut, damit sowohl die Umwelteinflüsse auf als auch unter Brücke erfasst werden können. Eine Wetterstation erfasst neben der Temperatur, Luftfeuchtigkeit und Luftdruck auch die Windgeschwindigkeit und -richtung sowie die Niederschlagsmenge und die Strahlungsenergie. Zusätzlich werden auch die Lufttemperatur und -feuchtigkeit im Hohlkasten erfasst. Die Beschleunigungen werden in allen drei Raumrichtungen erfasst, während die Neigungen nur in Längs- und Querrichtung der Brücke erfasst werden. Die Veränderungen an den Fahrbahnübergängen werden mit vier Wegaufnehmern untersucht. Ein beispielhaftes Vorgehen für SHM mit BIM kann bei Valinejadshoubi et al. gefunden werden [6]. Der Hauptunterschied stellt die digitale Datengrundlage für die Planung dar. Das Monitoring kann direkt am BIM-Modell geplant werden, in dem bspw. die Abschätzung der Kabellängen automatisch erfolgen kann.

Die digitalen Repräsentationen von Bauteilen und Sensoren, die im BIM-Modell zu verwalten sind, werden in sogenannten Fachobjekten abgebildet. Ein Fachobjekt wird aus einem übergeordneten Bauplan bzw. einer Vorlage erstellt, die als Fachobjektklasse bezeichnet wird [7]. Ein Fachobjekt besteht aus den drei Bestandteilen Fachlichkeit, Geometrie und Eigenschaften, die jeweils mit unterschiedlichen Konzepten spezialisiert werden. Der Zusammenhang ist in Abbildung 2 dargestellt. Die drei Bestandteile existieren unabhängig voneinander und können von unterschiedlichen Fachobjektklassen wiederverwendet werden. Hierdurch können Fachlichkeit, geometrische Darstellung und anhängige Eigenschaften beliebig spezialisiert und kombiniert werden. Ein Kernaspekt jedes Fachobjektes ist das fachbezogene Verhalten, das von Algorithmen gesteuert wird und eine Interaktion mit anderen Fachobjekten ermöglicht.

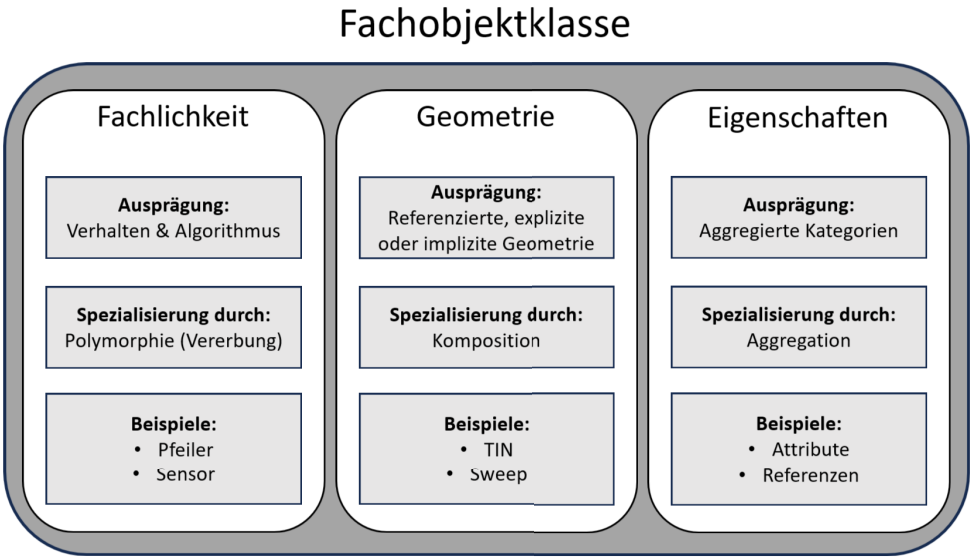


Abbildung 2: Struktur eines Fachobjektes

Kernbestandteil eines Fachobjektes ist die Fachlichkeit, deren Spezialisierung für Bauteile mittels Vererbung in einer objektorientierten Datenstruktur erfolgt. Der fachliche Bestandteil kann über Verknüpfung mit Geometrie, die sich z. B. aus Triangulated Irregular Networks (TIN) oder Sweep-Körpern zusammensetzen, sowie Eigenschaften, die als Attribute, veränderliche Parameter oder Referenzen ausgeprägt sind, erfolgen. Die Fachobjektklassen wurden gemäß der ASB-ING und DGZfP Merkblatt B9 in Kataloge überführt, die die Fachlichkeit, Geometrie und Eigenschaften von Brückenbauteilen sowie Sensorik für SHM-Prozesse wiedergeben.

Zur Realisierung des BIM-gestützten SHM wird ein zentrales BIM-Modell über eine Datenbank in einer entsprechenden Plattform eingebettet und mit einer dazugehörigen REST-Schnittstelle verknüpft (siehe Abbildung 3). Das BIM-Modell enthält alle Fachobjekte, die zur Repräsentation von Bauteilen und Sensorik innerhalb eines digitalen Modells vonnöten sind. Parallel dazu wird eine Sensor-Datenplattform zur Speicherung und Aufbereitung von Sensordaten vorgehalten, die mit der verbauten Sensorik an den zu überwachenden Brücken kommuniziert und die Datenbasis kontinuierlich synchronisiert.

Über ein Graphical User Interface (GUI) kann aus dem BIM-Modell ein Datensatz aus überwachten Bauteilobjekten selektiert werden, für den dann eine Anfrage an die Sensor-Datenplattform geschickt wird. Die Datenplattform liefert anschließend aufbereitete Sensordaten, die in entsprechenden Graphen für den Nutzer innerhalb der GUI visualisiert werden. Über benutzerdefinierte Skripte ist zudem eine statistische Auswertung der Daten innerhalb der BIM-Plattform möglich.

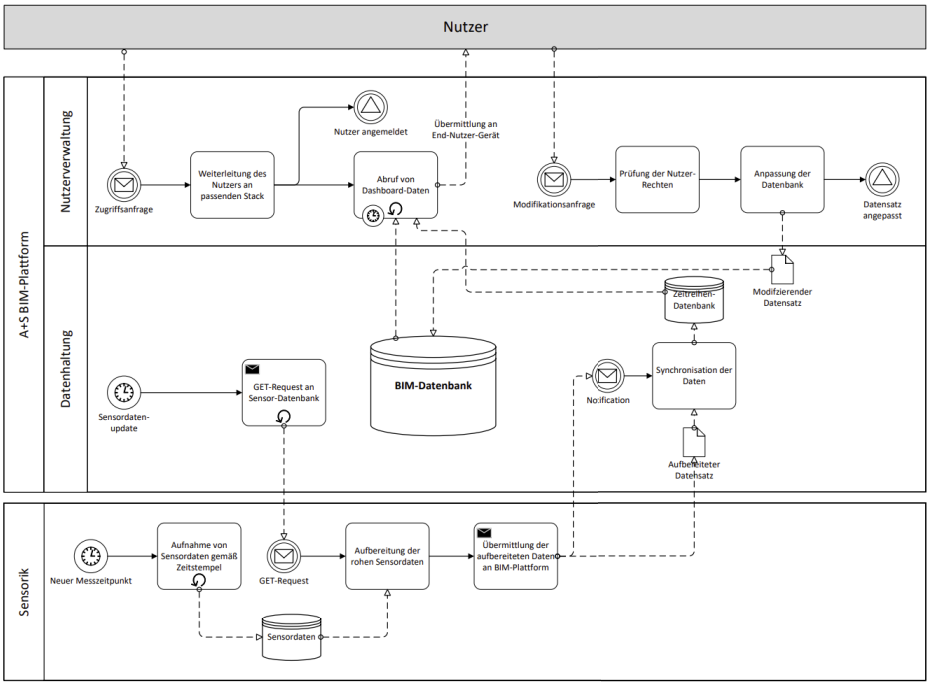


Abbildung 3: Workflow für ein BIM-basiertes SHM

4 Diskussion

Das „klassische“ Vorgehen auf Basis von Bestandsunterlagen in Papierform kann ohne zusätzliche Software von allen Infrastrukturbetreibern genutzt werden. Allerdings sind Mehraufwände für Zusammenstellung der Unterlagen, händische Berechnungen und Abschätzungen ein nicht zu unterschätzender Zeit- und Kostenfaktor für die Planung und Umsetzung von SHM-Vorhaben. Dagegen bietet das BIM-basierte Vorgehen einige Vorteile. Neben der zentralen Bereitstellung von Informationen zu den Bauwerken, den Sensoren, Bauwerkszustand und wichtigen Rahmenbedingungen sind auch die Automatisierung von Mengengerüsten zum Beispiel für die Kabellängen oder die Überprüfung der Einhaltung von maximalen Kabellängen zu nennen. Die Verwendung von Bauteil- und Objektkatalogen ermöglicht die schnelle und effiziente Entwicklung von BIM-Modellen, welche nicht nur für die Planung und Realisierung, sondern auch für die Verwaltung und den Betrieb geeignet

sind. Insbesondere die dauerhafte und zentrale Bereitstellung von Informationen und den Messdaten des SHM über die Lebensdauer der Bauwerke sind als Vorteil hervorzuheben.

Auf der Nachteilsseite ist allerdings auch die zusätzlich benötigte Software, zusammen mit möglichen Schulungs- und Lizenzkosten, zu nennen. Diese werden zwar durch die Verwendung des freien IFC-Austauschformats gemildert, aber nicht vollständig aufgehoben. Weiterhin fehlen aktuell auch die BIM-Modelle der Brücken in den die Informationen integriert werden können. Die Erstellung dieser Modelle kann je nach Detailgrad sehr aufwendig sein. Weshalb zunehmend der Ansatz von vereinfachten, parametrischen BIM-Modellen verfolgt wird. Ein weiterer Aspekt ist der Aufwand zur Digitalisierung der Bestandsunterlagen, so dass diese integriert und genutzt werden können. Dieser sollte allerdings mit den Vorteilen über die gesamte Restlebensdauer des Bauwerks verglichen werden. Zudem ist hervorzuheben, dass durch die fortschreitende allgemeine Digitalisierung im Bauwesen zukünftig weniger Daten in nicht maschinenlesbarer Form vorhanden sein sollten.

5 Fazit und Ausblick

Die Nutzung von BIM in Kombination mit SHM bietet wesentliche Vorteile, welche die Verwaltung von Infrastrukturbauwerken erleichtern können. Allerdings sind noch mehrere Schritte für eine flächendeckende Nutzung zu gehen. Jedoch liegen momentan zu wenige Infrastrukturbauwerke ebenfalls in ihrer digitalen Form vor, um einen gemeinsamen BIM-basierten Ansatz im Erhaltungsmanagement zu beschreiten. Die teilautomatisierte Erstellung von Geometriemodellen stellt hier einen vielversprechenden Weg dar. Auch die Nutzung von Laserpunktwolken als Grundlage für die automatisierte Erstellung von BIM-Modellen scheint ein Weg zur Effizienzsteigerung bei der Erstellung dieser Modelle zu sein. Die Digitalisierung der Bestandsunterlagen scheint durch die Nutzung moderner Datenverarbeitungssysteme ebenfalls voran zu schreiten [8]. Diese Entwicklungen können die weitere Verbreitung von BIM-basierten Ansätzen im SHM unterstützen.

Literatur

[1] Borrmann, A.; König, M.; Koch, C. et al.: Die BIM-Methode im Überblick. In: Borrmann, A.; König, M.; Koch, C. et al. (Hrsg.): Building Information Modeling, VDI-Buch. Springer Fachmedien Wiesbaden, Wiesbaden, 2021, S. 1-31.

[2] O'Shea, M.; Murphy, J.: Design of a BIM Integrated Structural Health Monitoring System for a Historic Offshore Lighthouse. In: Buildings 10 (2020), Heft 7, S. 131. https://doi.org/10.3390/buildings10070131.

[3] Hindersmann, I. (Hrsg.): Dauerüberwachung von Bestandsbrücken - Quantifizierung von Zuverlässigkeit und Nutzen – = Continuous monitoring of existing bridges - quantification of reliability and benefits. Bundesanstalt für Straßenwesen; Wirtschaftsverlag N.W. Verlag für Neue Wissenschaft, Berichte der Bundesanstalt für StrassenwesenHeft B 163, Fachverlag NW in der Carl Ed. Schünemann KG, Bremen, 2021.

[4] Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur: Verkehr in Zahlen 2021/2022, 2022, https://www.bmvi.de/SharedDocs/DE/Publikationen/G/verkehr-in-zahlen-2021-2022-pdf.pdf?__blob=publicationFile [Zugriff am: 04.10.2022].

[5] Mischo, H.; Sanio, D.; Strohbusch, J. et al.: Monitoring für Ingenieurbauwerke – Ein Anwenderbericht aus der Sicht eines Ingenieurbüros. In: Bautechnik 99 (2022), Heft 7, S. 556-564. https://doi.org/10.1002/bate.202200048.

[6] Valinejadshoubi, M.; Bagchi, A.; Moselhi, O.: Development of a BIM-Based Data Management System for Structural Health Monitoring with Application to Modular Buildings: Case Study. In: Journal of Computing in Civil Engineering 33 (2019), Heft 3. https://doi.org/10.1061/(ASCE)CP.1943-5487.0000826.

[7] Molzahn, M.; Bauer, J.; Henke, S. et al.: Das Fachmodell Baugrund. In: geotechnik 44 (2021), Heft 1, S. 41-51. https://doi.org/10.1002/gete.202000040.

[8] Schönfelder, P.; Al-Wesabi, T.; Bach, A. et al.: Information Extraction from Text Documents for the Semantic Enrichment of Building Information Models of Bridges. In: Linner, T.; García de Soto, B.; Hu, R. et al. (Hrsg.): Proceedings of the 39th International Symposium on Automation and Robotics in Construction, Proceedings of the International Symposium on Automation and Robotics in Construction (IAARC). International Association for Automation and Robotics in Construction (IAARC), 2022.

Baustatik – Baupraxis 15, © 2024, Technische Universität Hamburg

Monitoring an der Floßgrabenbrücke in Zeitz – Experimente zur Systemidentifikation

Armin Lenzen, Max Moeller, Maximilian Rohrer

Institut I4S, HTWK-Leipzig

Zusammenfassung: Im Rahmen des SPP 2388 der DFG finden -im Cluster E, Datengetriebene Methoden, Teilprojekt E03- experimentelle Untersuchungen an einer Brücke statt. Die Experimente beinhalten statische und dynamische Versuche zur Systemidentifikation unter besonderer Berücksichtigung der Lokalisation von Schäden während der Lebensdauer. Ein Monitoring auf der Basis eines verteilten echtzeitfähigen Messrechnersystems begleitet das experimentelle Vorgehen und erfolgt mit ca. sechzig, über die mechanische Struktur verteilten, Sensoren.

1 Einleitung

1.1 Allgemeines

Der digitale Wandel bewirkt tiefgreifende Veränderungen in allen gesellschaftlichen Bereichen. Exemplarisch zu nennen sind hier insbesondere „Industrie 4.0“, die umfassende Digitalisierung der industriellen Produktion, „Smart Cities“, die vernetzte Stadt der Zukunft und „BIM“, die optimierte Planung, Ausführung und Bewirtschaftung von Anlagen, Bauwerken und Infrastrukturen. In der Fusion von Building Information Modeling (BIM) mit dem Structural Health Monitoring (SHM) fungiert ein digitaler Zwilling als zentrales Element einer effizienten Datenorganisation für das SHM/BIM [1] [2] [3]. Der Baulastträger bekommt damit ein Instrumentarium zur vorausschauenden Planung von Instandhaltungsmaßnahmen an Brückenbauwerken mit hohem volkswirtschaftlichem Nutzen.

1.2 Structural Health Monitoring

Es bietet sich an das Structural Health Monitoring (SHM) prozessorientiert in drei Teile zu untergliedern: Der 1.) Datenraum beinhaltet Art und Umfang des Sensornetzwerks sowie die Qualität der damit aufgenommenen, mehrdimensionalen Felddaten, ebenso die räumliche und zeitliche Auflösung dieser. Dies sind z. B. mechanische Antwortgrößen wie

Beschleunigungen, Deformationen, Temperaturfelder, etc., ebenso Einflussgrößen wie Kräfte, Umgebungsbedingungen, Betriebszustände, etc., aber auch wirtschaftliche Informationen und Kosten der Baulastträger. Die 2.) Datenassimilation beinhaltet die Robustheit der Kopplungs-, Bewertungs- und Erfassungsmethoden für große Datensätze der Sensoren in Zeit und Raum. Das Thema der Echtzeitfähigkeit der Datenanalyse ist hier zugehörig. Der 3.) Systemraum bestimmt die Art und Qualität, der aus dem Datenraum ermittelten Systemparameter. Der Fokus liegt hierbei auf einer möglichst automatisierten und adaptiven Steuerung der Modellbildung und Auswertung der Daten über inverse Verfahren z. B. der Systemidentifikation. Das Thema der Informationsreduktion auf signifikante Größen ist hier bedeutsam.

2 Methoden

2.1 Modellbildung

Klassische Analyse- und Entwurfsmethoden des konstruktiven Ingenieurbaus (z. B. die Finite Elemente Methode [FEM] oder Boundary Elemente Methode [BEM]) eignen sich für die zuvor adressierten drei Paradigmen grundsätzlich weniger, da diese nicht datenorientiert bzw. prozessorientiert arbeiten. Die methodischen Ansätze des Model-Updating adressieren die Problematik durch Parameteranpassung mit Optimierungsmethoden. Dabei ist jedoch die Reduktion auf wenige zielführende signifikante Parameter problematisch und nicht eindeutig.

Im Gegensatz dazu sind adaptive Methoden und Modelle der System- und Filtertheorie, eingesetzt in der Systemidentifikation, sehr geeignet und können einen unscharfen Datenstrom des Sensornetzwerkes aus dem Datenraum zur Datenassimilation im Systemraum methodisch direkt erfassen. Mit vier Schritten kann die Systemidentifikation charakterisiert werden: Der Definition eines Experimentes und deren Zielsetzung, der Datenerfassung und robusten Schätzung, der Reduktion der Modellparameter und der Modellvalidierung in einem ggf. iterativen Vorgehen. Klassisch kommen hier numerische Methoden der linearen Algebra und der Parameteroptimierung zum Einsatz. Aktuell werden diese sehr erfolgreich durch datengetriebene maschinelle Methoden (Machine Learning [ML]) ergänzt, da die methodischen Grundschritte von ML prinzipiell direkt vergleichbar zur Systemidentifikation sind [4] [5] [6].

Nachteilhaft bei ML-Methoden ist oftmals die fehlende physikalische Interpretationsmöglichkeit. Im Gegensatz dazu lassen sich Zustandsraummodelle aus der Systemtheorie in kanonische Formen überführen, die dann einer physikalischen Deutung zugänglich sind [7] [8] [9]. Komplexe nichtlineare Beziehungen sind hingegen oft sehr aufwendig mit Zustandsraummodellen zu beschreiben, ebenso wie eine direkte stabile Lösungsmethode dazu. ML-Methoden können sehr vorteilhaft Nichtlinearitäten und komplexe Zusammenhänge zwischen relevanten Modellparametern abbilden [10] [8]. Deshalb sind durch eine automatisierte, zielorientierte und datengetriebene Kombination der jeweiligen Vorteile von beiden Methoden Ergebnisse mit hoher Aussagegüte zu erwarten.

Es existieren weitere SHM-Methoden, da das Forschungsfeld der zerstörungsfreien Prüfungen schon vor ca. 40 Jahren erstmalig adressiert wurde. Exemplarisch und vielversprechend sind insbesondere die Schallemissionsanalyse [11], die Ultraschall-Coda-

Wellen-Interferometrie (CWI) FOR 2825 [12] [13] [14], und geodätische Untersuchungen [15], aber auch faseroptische Messverfahren [16] zu nennen. Nähere aktuelle Analysen und Untersuchungen diesbezüglich, sowohl wissenschaftlich als auch anwendungsorientiert, finden sich in [11].

2.2 Systemidentifikation

Systemidentifikation von White- und Black-Box-Modellen stellen eine wichtige Unterscheidung zur Systemparametrisierung dar. White-Box-Modelle basieren auf den konstitutiven mechanischen Gleichungen. Da nur ausgewählte Spezialprobleme analytisch gelöst werden können, werden numerische Näherungslösungen (z. B. FE-Modell, BE-Modell) verwendet. Eine Einarbeitung der Einflüsse von Umgebungs- und Betriebsbedingungen (Environmental and Operational Conditions [EOC]), Nichtlinearitäten, veränderlichen Betriebszuständen, etc. ist hierbei sehr komplex und aufwendig. Daher sind diese Modelle nicht direkt für echtzeitfähige und prozessorientierte Anwendungen geeignet. Diesen physikalisch interpretierbaren White-Box-Modellen stehen die mathematischen Black-Box-Modelle gegenüber, welche eine kausale Übertragung von einem deterministischen und/oder stochastischen Eingang zu einem Output parametrisieren (z. B. als State Space System).

2.3 Deterministische und stochastische Methoden

Da Black-Box-Modelle direkt auf Basis von Messdaten parametrisiert werden, haben diese eine kleinere Modellordnung und sind prinzipiell echtzeitfähig. Während die Identifikation auf Basis deterministischer Erregungen (Deterministic Realization, Numerical Algorithms for State Subspace System Identification [N4SID], Multivariable Output Error State Space Algorithm [MOESP], Orthogonal Decomposition Technique [ORT], etc.) an großen, realen Konstruktionen aus dem Bauingenieurwesen oder dem Maschinenbau aufwendige, kostenintensive, schwer automatisierbare und teilweise technisch unmögliche Versuche voraussetzt, kann ein ambientes Rauschen (z. B. Wind, Verkehr, Wellen, Mikroseismik) bei den meisten Konstruktionen (z. B. Brücken, Türme, Windenergieanlagen, etc.) während des Betriebs sehr vorteilhaft zur Systemparametrisierung mit der stochastischen Output-Only Systemidentifikation genutzt werden (z. B. Stochastic Realization, Canonical Correlation Analysis [CCA], covariance/data based Stochastic Subspace Identification [SSI], Polyreference Least Squares Complex Frequency domain method [PLSCF], etc.) [9] [17] [18].

2.4 State Projection Estimation Error (SP2E)

Die Methode SP2E dient der Detektion und Lokalisation von Schäden [19]. Grundlage für die Methode sind lineare, zeitinvariante Zustandsraummodelle $\boldsymbol{T}$. Die Basis sind Strukturantworten eines an einem mechanischen System applizierten Sensornetzwerks. Die Zustandsraummodelle werden mit der Stochastic Subspace Identification (SSI) (Output-Only-Methode) realisiert. Die vollständigen Zustandsraummodelle $\boldsymbol{T}$ werden zusätzlich mit $\boldsymbol{H_2}/\boldsymbol{H}_\infty$ Optimierungsalgorithmen auf einen Musterprozess normiert.

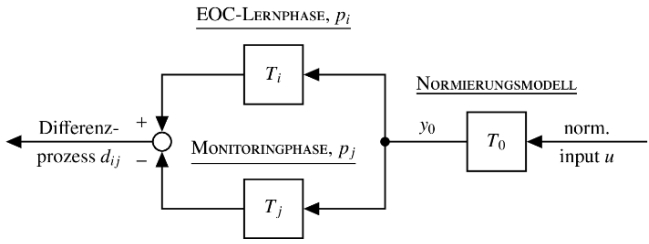


Abbildung 1: Blockschaltbild SP2E.

Abbildung 1 stellt das Prinzip von SP2E dar. Der Ausgang von zwei, zu unterschiedlichen Zeitpunkten i und j erstellten Systemen wird in einem Differenzprozess d_{ij} verglichen. Dabei wird davon ausgegangen, dass ein stationärer Betriebszustand existiert. Auf beide Modelle wird der gleiche Normierungseingang y_0, der aus dem Normierungsmodell T_0 entsteht, in der Methode SP2E verwendet. Die mittlere Leistung des Differenzprozesses wird dann als Schadensindikator ausgewertet.

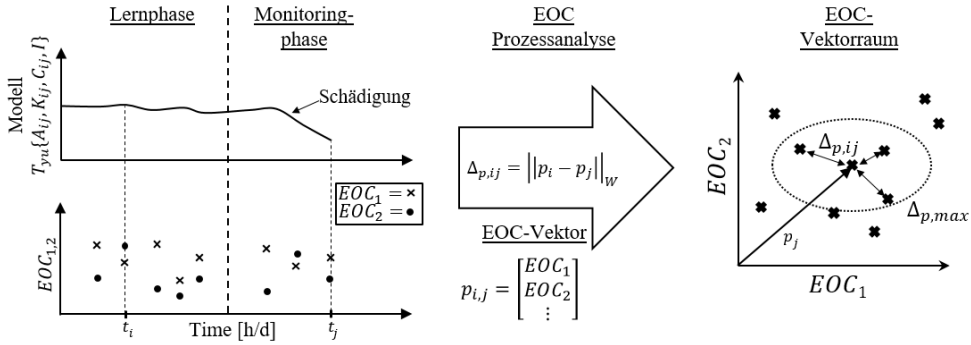


Abbildung 2: Phasen und EOC-Vektorraum.

Das Monitoring eines mechanischen Systems ist in eine Lern- und eine Monitoringphase unterteilt (siehe Abbildung 2). In der Lernphase sind die Modelle des ungeschädigten Systems identifiziert. In der Monitoringphase findet die Systemüberwachung statt. Die Modelle i werden der Lernphase entnommen und bilden einen Referenzzustand zu den Modellen j aus der Monitoringphase. Jedes Modell stellt eine Linearisierung an einem jeweiligen Betriebspunkte des mechanischen Systems dar. Durch das Sensornetzwerk werden ebenfalls EOC wie Temperatur, Windgeschwindigkeit und -richtung, etc. in einem EOC-Vektor p als Attribute aufgezeichnet. Der EOC-Vektor p ist dem Zustandsraummodell zugehörig. Die Zuordnung der Modelle i und j erfolgt über die Differenz $\Delta_{p_{ij}}$ im EOC-Vektorraum. Die erfolgt beispielsweise über *k-Nearest-Neighbour* oder weitere Clusterverfahren.

3 Experimente zur Systemidentifikation

3.1 Floßgrabenbrücke

Abbildung 3: Floßgrabenbrücke B2 in Näthern bei Zeitz, Sachsen-Anhalt.

Zur Methodenverifikation ermöglichte die Straßenbau-Verwaltung Sachsen-Anhalt experimentelle Untersuchungen. Hierfür wurde die in Abb. 3 dargestellte Floßgrabenbrücke der B2 in Näthern bei Zeitz aus dem Baujahr 2001 ausgewählt. Das Bauwerk überbrückt in gerader Linie das Hasselbachauetal und überführt den Floßgraben mit einer Gesamtbrückenlänge von 358,00 m. Die Brücke ist in sieben Feldern aufgeteilt, wobei die Randfelder eine Spannweite von 44,00 m und die mittleren Felder von 54 m aufweisen. Die Konstruktionshöhe ist 2,60 m mit einer Breite von 12,00 m. Der Überbau ist als einzelliger, trapezförmiger, torsionssteifer Stahlverbundhohlkasten mit konstruktiv aufgelegter Ortbetonplatte errichtet. In einem Raster von 3,6 m sind Querausteifungen eingeschweißt.

3.2 Experimentelle Planungen und Monitoring im Betrieb der Brücke

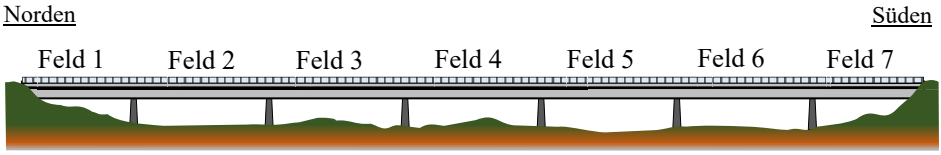


Abbildung 4: Längsschema der Brücke.

In einer ersten Phase wurden vier der sieben Felder (Feld 4 -7) mit dem Messsystem bestückt. Pro Feld sind acht Beschleunigungssensoren aufgestellt. Es handelt sich dabei um uniaxiale IEPE-Sensoren des Typs PCB393A03. Zur Überwachung der Umgebungsbedingungen sind vier Temperatursensoren innerhalb des Hohlkastens und eine Wetterstation an der Spitze einer Stütze verbaut. Ziel dieser ersten Phase ist es, den Dauereinsatz des Monitoringsystems zu überprüfen und tiefere Erkenntnisse über die Versuchsstruktur zu erhalten. Anhand dieser Erkenntnisse werden Messparameter, Datenhandling und Sensorplatzierung optimiert. In der zweiten Phase wird die komplette Struktur mit insgesamt 56 Beschleunigungssensoren des gleichen Typs ausgestattet und der ganze Überbau in das Structural Health Monitoring

Konzept eingebunden. In einer dritten Phase werden daraufhin experimentelle und reversible Strukturänderungen durchgeführt, um die Methoden zur Schadensidentifikation und das Monitoring zielführend zu verifizieren. Dies erfolgt, in Form von statischen und dynamischen Versuchen planmäßig im Rahmen des SPP100+ in gemeinsamer Projektarbeit des Cluster E.

3.3 Messungen im Betrieb und erste Ergebnisse

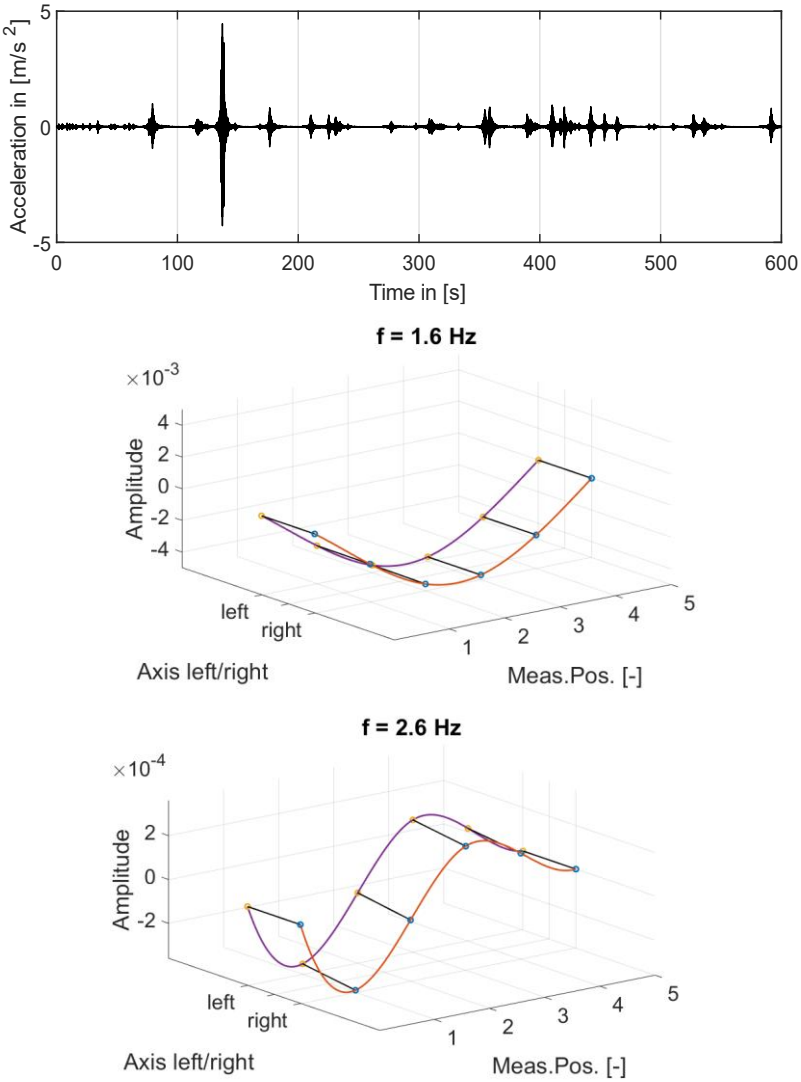


Abbildung 5: Erste experimentelle Untersuchungsergebnisse.

Abbildung 5 zeigt exemplarisch erste Ergebnisse der Vorabstudie aus dem letzten Quartal im Jahr 2023 in Folge von Output-Only Modellrealisierungen auf Basis der Subspacemethode. Zu erkennen ist Fahrzeugverkehr über 10 Minuten in Form von ungefilterten Beschleunigungsmessdaten. Die weiteren Darstellungen zeigen die ermittelten, frei skalierten Schwingungsformen bei 1,6 Hz und 2,6 Hz in Feld fünf. Weitere Ergebnisse werden in Zukunft vorgestellt.

Danksagung

Wir danken der Deutschen Forschungsgemeinschaft für die freundliche Förderung des Projektes und freuen uns über die fruchtbare Zusammenarbeit im Rahmen des SPP100+.

https://www.spp100plus.de/

Literatur

[1] PANAH, R. S.; KIOUMARSI, M. Application of Building Information Modelling (BIM) in the Health Monitoring and Maintenance Process: A Systematic Review. Sensors, Nr. 21 (2021), S. 837

[2] HOU, G.; LI, L.; XU, Z.; CHEN, Q.; LIU, Y; QUI, B. A BIM-Based Visual Warning Management System for Structural Health Monitoring Integrated with LSTM Network. KSCE Journal of Civil Engineering, Nr. 25.8 (2021), S. 2779-2793

[3] HARTUNG, R.; SCHÖNBACH, R.; LIEPE, D.; KLEMT-ALBERT, K. Automatized Parametric Modeling to Enhance a data-based Maintenance Process for Infrastructure Buildings. ISARC. Proceedings of the International Symposium on Automation and Robotics in Construction, Nr. 37 (2020), S. 264-271

[4] BRUNTON, S. L.; KUTZ, J. N. Data-driven science and engineering: Machine learning, dynamical systems and control. Cambridge University Press, Cambridge, 2019

[5] LJUNG, L.; ANDERSSON, C.; TIELS, K.; SCHÖN, T. B. Deep Learning and System Identification. IFAC-PapersOnLine, Nr. 53.2 (2020), S. 1175-1181

[6] STRANG, G. Linear Algebra and Learning from Data. Wellesley-Cambridge Press, Cambridge, 2019

[7] VOLLMERING, M.; BREITKREUZ, M.; LENZEN, A. Estimation of mechanical parameters based on output-only measurements using Kronecker product equivalence and mass perturbations. Journal of Sound and Vibration, Nr. 500 (2021), S. 116016

[8] LENZEN, A.; VOLLMERING, M. Mechanical system scaling based on output only identification and mass perturbations by state projections. Mechanical Systems and Signal Processing, Special Issue in Honor of Professor Lothar Gaul, Nr. 144 (2020), S. 106863

[9] KATAYAMA, T. Subspace methods for system identification. Springer, London, 2005

[10] Goodfellow, Y.; Bengio, Y.; Courville, A. Deep Learning. MIT press, Cambridge (MA, USA), 2016

[11] BÖSCHE, T.; KAPLAN, F.; PIRSKAWETZ, S.; SALOGA, K.; STEINBOCK, O. B1 – Brücke Altstädter Bahnhof in Brandenburg an der Havel, Bauwerksuntersuchung vor dem Rückbau. Landesbetrieb Straßenwesen Brandenburg, 2021

[12] NIEDERLEITHINGER, E., EPPLE, N., FONTOURA BARROSO, D.; CLAUß, F.; AHRENS, M. A.; MARK, P. Ultraschallbasierte Überwachung von Stahl- und Spannbetonkonstruktionen – erste Ergebnisse der DFG-Forschungsgruppe 2825 CoDA. BAM, 2020

[13] HOLLA, V., VU, G.; TIMOTHY, J. J.; DIEWALD, F.; GEHLEN, C.; MESCHKE, G. Computational Generation of Virtual Concrete Mesostructures. Materials, Nr. 14.14 (2021), S. 3782

[14] SHENG-WANG, Z. Numeric simulation by grid-various finite-difference elastic wave equation. Oil Geophysical Prospecting, Nr. 42.6 (2007), S. 634

[15] MILILLO, P.; GIARDINA, G.; PERISSIN, D.; MILILLO, G.; COLETTA, A.; TERRANOVA, C. Pre-Collapse Space Geodetic Observations of Critical Infrastructure: The Morandi Bridge, Genoa, Italy. Remote Sensing Nr. 11.12 (2019), S. 1403

[16] MITZKUS, A.; SAHRE, M.; BASEDAU, F.; HOFMANN, D.; BECK, U. Fiber Bragg Gratings for In-Situ Stress Monitoring of Electrochemical Deposition. Journal of The Electrochemical Society, Nr. 166.6 (2019), S. B312

[17] VAN OVERSCHEE, P.; DE MOOR, B. L. Subspace identification for linear systems: Theory – Implementation - Applications. Springer, Dordrecht, 1996

[18] VERHAEGEN, M.; VERDULT, V. Filtering and system identification: a least squares approach. Cambridge University Press, 2007

[19] LENZEN, A.; ROHRER, M.; VOLLMERING, M. Damage localization of mechanical structures considering environmental and operational conditions based on output-only system identification and H_∞-estimation. Mechanical Systems and Signal Processing, Nr. 156 (2021) S. 107572

Baustatik – Baupraxis 15, © 2024, Technische Universität Hamburg

Identifikation inhomogener Materialeigenschaften von Flächentragwerken mit Physics Informed Neural Networks

Lukas Lippold, Niklas Rödiger, Thomas Most, Carsten Könke

Institut für Strukturmechanik, Bauhaus-Universität Weimar

Zusammenfassung: Theorie-basierte Neuronale Netze (NN) beziehen physikalisches Vorwissen in Form von Differentialgleichungen und Randbedingungen in das Training ein und können verwendet werden, um simple ein- und zweidimensionale Probleme der Statik zu lösen. Für einen Zugstab unter Eigengewicht wird zunächst der Dehnungsverlauf berechnet. Weiterhin wird für eine Scheibe eine analytische Fourierlösung mit der Ausgabe eines optimierten NN verglichen. Zuletzt wird ein NN verwendet, um einen Riss in einer Scheibe mithilfe viruteller Messwerte zu identifizieren.

1 Physics Informed Neural Networks

Wie sein biologisches Vorbild besteht ein künstliches neuronales Netz aus Neuronen, welche eingehende Signale verbundener Neuronen aufnehmen und zu einem Ausgangssignal transformieren. Über die Stärke der Neuronenantwort entscheidet eine stetige, nicht-lineare Aktivierungsfunktion, welche als Argument eine linear gewichtete Summe der Eingangssignale einliest. Mithilfe eines Optimierungsalgorithmus können die Gewichtungen schrittweise so angepasst werden, dass ein beliebiger Zusammenhang zwischen Eingangs- und Ausgangsgrößen angenähert wird. Die Genauigkeit dieser Näherung hängt von der Wahl der Netzwerkstruktur und -parameter ab.

Im klassischen datengebtriebenen Ansatz werden die NN mithilfe großer Datensätze von Eingangs-Ausgangswert-Paaren trainiert. Die zu minimierende Verlustfunktion $\mathcal{L}$ ist ein Maß dafür, wie gut die Vorhersagen des NN die Trainingsdaten abbilden. Neben den häufig verwendeten Varianten wie dem Feedforward NN oder Convolutional NN wurden in [1] die Physics Informed Neural Networks (PINN) eingeführt. Diese können verwendet werden, um Funktionen $u(x)$ zu approximieren, welche bspw. die Lösung einer Differentialgleichung (DGL) darstellen, und verzichten dabei gänzlich auf präparierte Trainingsdaten. Stattdessen

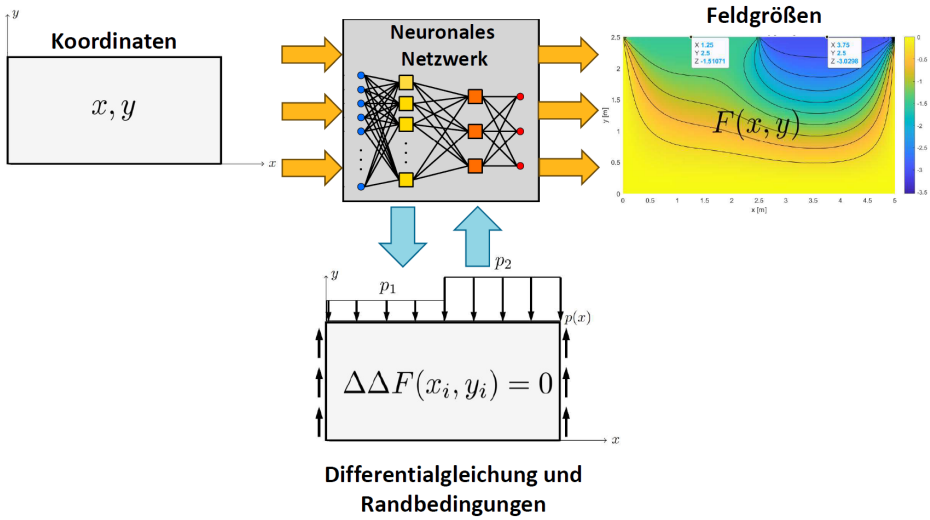


Abbildung 1: Physics Informed Neural Network - Approximation von mechanischen Feldgrößen unter Berücksichtigung von Differentialgleichungen und Randbedingungen

wird für die Verlustberechnung an Kollokationspunkten p_i ausgewertet, wie genau die Lösung des Modells die zugrundeliegende DGL, beschrieben durch den Differentialoperator $\mathcal{N}[u] = 0$, löst. Zusätzlich können Rand- und Anfangsbedingungen (RB) an entsprechenden Punkten $\tilde{p}_i$ berücksichtigt werden. Die Verlustfunktion lässt sich mit den mittleren quadratischen Fehlern schreiben zu

$$\begin{aligned} \mathcal{L}_\theta &= \mathcal{L}_{\text{DGL}} + \mathcal{L}_{\text{RB}} \\ &= \frac{1}{N_c} \sum_i^{N_c} \left\{ \mathcal{N}[u_\theta(p_i)] \right\}^2 + \frac{1}{N_r} \sum_i^{N_r} \left\{ u_\theta(\tilde{p}_i) - u(\tilde{p}_i) \right\}^2 . \end{aligned} \tag{1}$$

N_c und N_r stehen jeweils für die Anzahl an Kollokations- und Randpunkten. Der Vektor θ beinhaltet alle trainierbaren Netzwerkparameter, welche das Modell definieren. Das Prinzip der PINNs ist in Abb. 1 am Beispiel einer belasteten Scheibe veranschaulicht.

2 Lösung von Randwertproblemen

2.1 Zugstab unter Eigengewicht

Zunächst wird anhand eines einfachen eindimensionalen Problems die Funktionsweise der PINNs demonstriert. Das Verschiebungsfeld eines Zugstabes soll unter Berücksichtigung der Diffentialgleichung sowie von Randbedingungen approximiert werden. Dabei wird die Verschiebung und Dehnung in Abhängigkeit der Position x formuliert. Es wurde in allen Rechnungen dieser Arbeit ein linear elastisches Materialverhalten angenommen. Für einen Zugstab der Dichte ρ, mit konstanten Werten für Querschnittfläche A und Elastizitätsmodul E,

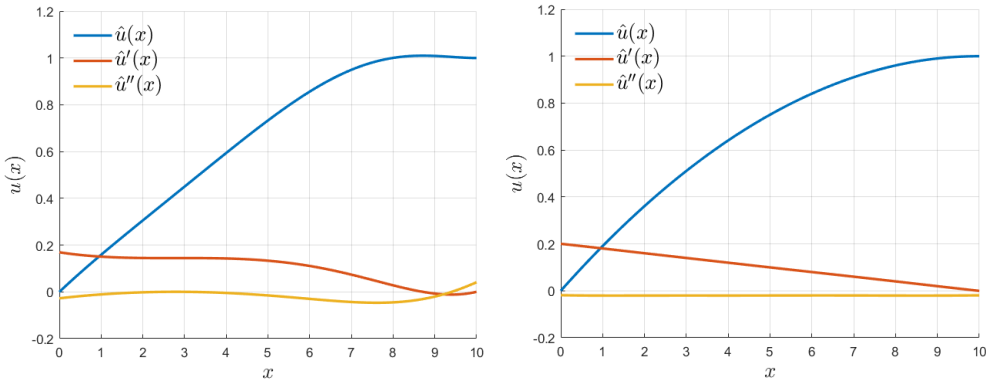


Abbildung 2: Approximation der Verschiebungsfunktion eines Zugstabes unter Eigengewicht: links unter Verwendung einer geringen Wichtung für die Einhaltung der Differentialgleichung ($\alpha = 0.01$) und rechts mit sehr hoher Wichtung ($\alpha = 10.0$)

der einer in x-Richtung wirkenden Gravitation g ausgesetzt ist gilt

$$u''(x) = -\frac{\rho \cdot g}{E} = konst. \tag{2}$$

Zur Lösung dieser Diffentialgleichung wurde ein Netzwerk mit der Position x als Eingang und der Verschiebung $u(x)$ als Ausgang definiert. Bei diesem eindimensionalen Problem ist ein versteckter Layer ausreichend. Als Randbedingungen wurde der Stab bei $x = 0$ eingespannt und am anderen freien Ende eine Längenänderung Δl vorgegeben

$$u(0) = u'(l) = 0\,, \quad u(l) = \Delta l. \tag{3}$$

In der Verlustfunktion für das Netzwerktraining wurden die Abweichungen von den Randbedingungen und die Erfüllung der Differentialgleichung in Glg. 2 wie folgt berücksichtigt

$$L = (\hat{u}(0))^2 + (\Delta l - \hat{u}(l))^2 + (\hat{u}'(0))^2 + \alpha \cdot \sigma^2(\hat{u}''(x)) \rightarrow min, \tag{4}$$

wobei der Fehler in der Differentialgleichung als Varianz der zweiten Verschiebungsableitung definiert wurde, welchen an den Kollakationspunkten ausgewertet wird. Der Faktor α ist ein Wichtungsfaktor, der die beiden Terme, Erfüllung der Randbedingungen sowie der Differentialgleichung, in der Verlustfunktion entsprechend gegeneinander wichten kann.

Für eine vorgegebene Längenänderung $\Delta l = 1.0\,\mathrm{m}$ sowie eine Stablänge von $l = 10.0\,\mathrm{m}$ wurde ein Netzwerk für verschiedene Wichtungsfaktoren mit der Verlustfunktion in Glg. 4 trainiert. Dabei wurden 10 Neuronen im versteckten Layer mit Tangens hyperbolicus Aktivierungsfunktionen verwendet. In Abb. 2 sind der approximierte Verschiebungsverlauf sowie die erste und zweite Ableitung dargestellt. In der Abbildung ist ersichtlich, dass bei zu geringer Wichtung der Differentialgleichung die Randbedingungen zwar eingehalten sind, die Verschiebungsfunktion jedoch nicht korrekt abgebildet wird. Wird dieser Anteil höher gewichtet, wird der mechanisch korrekte, quadratische Verlauf der Verschiebungsfunktion sehr gut repräsentiert. Die annähernd konstante zweite Ableitung der Approximationsfunktion $\hat{u}''(x)$

ergibt dabei automatisch den rechten Teil der Diffentialgleichung in Glg. 2 und kann direkt zur Bestimmung des als konstant angenommenen Elastizitätsmoduls verwendet werden.

2.2 Scheibe unter Rechtecklast

2.2.1 Analytische Beschreibung

Im nächsen Schritt wird sich auf das einfache Beispiel einer Scheibe bezogen, ein Tragwerk dessen Dicke in z-Rictung klein gegenüber den anderen Raumrichtungen ist und welches nur Belastungen innerhalb der x-y-Ebene ausgesetzt ist. Der resultierende ebene Spannungszustand lässt sich vollständig über die Verschiebungen u und v in x- und y-Richtung beschreiben. Die Gleichgewichts- und Verträglichkeitsbedingungen für die drei am Scheibenelement wirkenden Spannungsgrößen σ_x, σ_y und $\tau_{xy} = \tau_{yx}$ lauten

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} + X = 0, \tag{5}$$

$$\frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + Y = 0, \tag{6}$$

$$\frac{\partial^2 \varepsilon_x}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 \varepsilon_y}{\partial x^2} = \frac{\partial^2 \gamma_{xy}}{\partial x \partial x}. \tag{7}$$

X und Y sind die Volumenkräfte in x- und y-Richtung.
Es wird eine rechteckige Scheibe mit den Abmessungen $5\,\mathrm{m}$ x $2.5\,\mathrm{m}$ x $0.15\,\mathrm{m}$ konstruiert, welche durch eine unstetige Randlast an der Oberkante belastet wird. Es handelt sich hierbei um eine konstante Flächenlast von $20\,\mathrm{kN/m^2}$, die zwischen den Viertelspunkten angreift. Die Scheibe ist an ihren Rändern gegen vertikale Verschiebungen gehalten.
Der sich einstellende Verlauf der Spannungsgrößen unter den gegebenen Randbedingungen wurde zunächst mit einem Fourieransatz analytisch gelöst und anschließend in Kap. 2.2.3 mit dem Ergebnis des PINNs aus Kap. 2.2.2 verglichen.
Für das Aufstellen einer analytischen Lösung werden Glg. 5- 7 mithilfe der Airyschen Spannungsfunktion in einer biharmonischen Differentialgleichung zusammengefasst [2]. Die unstetige Randlast wurde in einer Fourierreihe entwickelt und für jeden Reihenterm mithilfe biharmonsicher Ansatzfunktionen eine Einzellösung berechnet, die zu einer Gesamtlösung superponiert wurden. Mittels FEM-Software [3] wurde unter Nutzung linearer 2D-Elemente zusäzlich eine numerische Vergleichslösung erstellt, welche in Abb. 3 zusammen mit den Randbedingungen dargestellt ist.

2.2.2 PINN Lösung

Es wurde ein PINN zur Lösung der Scheibengleichung mit den in Kap. 2.2.1 definierten Randbedingungen konstruiert. Statt die Airyfunktion als Hilfsmittel zu verwenden, können direkt die Verschiebungskomponenten u und v durch zwei separate neuronale Netzwerke modelliert werden. Alle Netzwerke verwenden eine Tangens hyperbolicus Aktiverungsfunktion und wurden zunächst mit ADAM, einem weiterentwickelten Gradientenabstiegsverfahren [4]

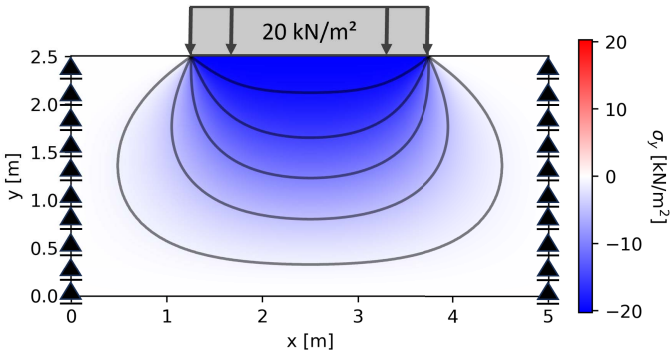


Abbildung 3: FEM Lösung der Scheibengleichung für die Spannungskomponente σ_y einer mittels Schub eingespannten Scheibe mit Rechtecklast auf einem Gitter von 501 x 251 Knoten. Die Isolinienwerte betragen [-19,-15,-10,-5,-1] $\mathrm{kN/m^2}$

und anschließend mit einem Quasi-Newton Verfahren, dem Broyden–Fletcher–Goldfarb–Shanno (BFGS) Algorithmus [5], optimiert. Zum Erstellen und Trainieren der PINNs wird das Ten-sorflow Framework [6] und die Keras Bibliothek [7] verwendet.
Für den Operator $\mathcal{N}\,(u,v)$ der Glg. 1 wurden die Gleichgewichtsbedingungen 5 und 6 durch Einsetzen des linearen Elastizitätsgesetzes über die Verschiebungsgrößen u und v ausge-drückt. Die Volumenkräfte X und Y wurden zu Null angenommen

$$\mathcal{N}_1(u,v) = \frac{E}{1-\mu^2}\left(\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \mu\frac{\partial^2 v}{\partial x \partial y}\right) + \frac{E}{2(1+\mu)}\left(\frac{\partial^2 u}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 v}{\partial x \partial y}\right) = 0, \tag{8}$$

$$\mathcal{N}_2(u,v) = \frac{E}{1-\mu^2}\left(\frac{\partial^2 v}{\partial y^2} + \mu\frac{\partial^2 u}{\partial x \partial y}\right) + \frac{E}{2(1+\mu)}\left(\frac{\partial^2 v}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial x \partial y}\right) = 0. \tag{9}$$

Die zwei Anteile $\mathcal{N}_1$ und $\mathcal{N}_2$ gehen separat quadriert in die Verlustfunktion ein. Alle Spannungsgrößen lassen sich mithilfe des Materialgesetzes aus den Ableitungen der Verschiebungen berechnen. Es wurde untersucht, wie sich die Gewichtung der Verlustterme, die Dichte der Kollokationspunkte und die Netzwerkstruktur auf die Lösunggenauigkeit des PINNs auswirken. Zur Bewertung dient die Wurzel des mittleren quadratischen Fehlers (RMSE) gegenüber der FEM Lösung aus Kap. 2.2.1 für σ_y.
Die Bedeutung der geeigneten Gewichtung in der Verlustfunktion wurde bereits in Kap. 2.1 demonstriert. Für die Scheibe ergibt sich ein Optimum bei einem Faktor für den Verlustterm der Randbedingungen von $\alpha = 3.0$. Für zu kleine Werte konnte der unstetige Lastverlauf nicht abgebildet werden. Für zu große Werte wird die Lösung innerhalb der Scheibe zunehmend unphysikalisch.
Die Anordnung der Kollokationspunkte erfolgte in beiden Raumrichtungen mit einer konstanten Anzahl an Punkten pro Meter (ppm). Die Punktdichte wirkte sich auf die darstellbaren Details aus. Höhere Punktdichten führen allgemein zu geringeren Fehlern und einer stabilieren Konvergenz der Optimierung. Zuverlässige Ergebnisse waren ab einer Dichte von etwa $7\,\mathrm{ppm}$ zu erkennen.
Auch die Anzahl der Neuronen entscheidet darüber, welches Maß an Detail das NN darstellen kann. In [8] wird für ein PINN eine Mindestanzahl von drei versteckten Layern mit jeweils

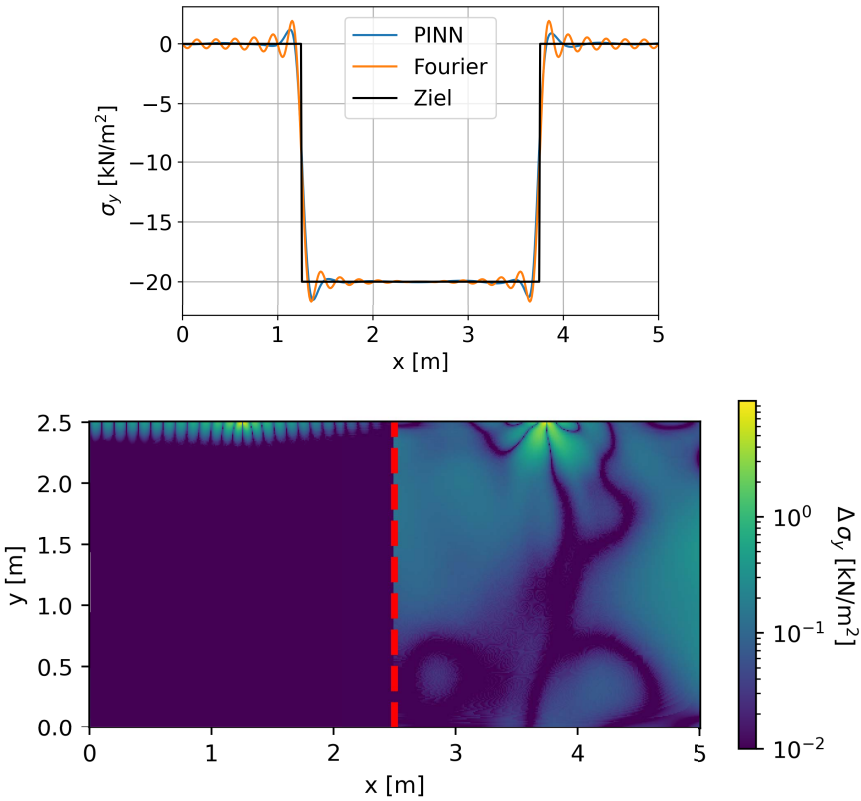


Abbildung 4: Vergleich der Lösungen für σ_y der gelagerten Scheibe berechnet mit analytischem Fourierreihenansatz aus 50 Reihentermen und PINN mit zwei verstecken Layern à 40 Neuronen.
Oben Absolutwerte am oberen Scheibenrand zusammen mit angesetzter Last.
Unten: RMSE zur FEM Referenz. Auf der linke Hälfte die Fourier- auf der rechten Hälfte die PINN Lösung.

128 Neuronen empfohlen. Die Ergebnisse dieser Parameterstudie ergeben jedoch keine deutlichen Verbesserungen für Netzwerke mit mehr als zwei versteckten Layern à 20 Neuronen.

2.2.3 Methodenvergleich

Für σ_y werden die Ausgabe des PINNs und eine Fourierlösung mit 50 Reihentermen gegenübergestellt. Das PINN mit dem niedrigste RMSE ergibt sich für eine Verlustwichtung von $\alpha = 3$, einer Punktdichte von $7\,\mathrm{ppm}$ und ein Netzwerk mit zwei versteckten Layern à 40 Neuronen. Das obere Diagramm in Abb. 4 vergleicht die beiden Lösungen von $\sigma_y(x,y = 2.5)$ mit der angesetzten Randlast. Die Anzahl der Fourierterme wurde so gewählt, dass die halbe Wellenlänge des letzten Terms einem Gitterabstand von $10\,\mathrm{ppm}$ entspricht. Für beide Methoden zeigt sich nahe der Unstetigkeit eine Oszillation um den realen Verlauf. Diese klingt in

der PINN Lösung schnell nach außen hin ab, während sie sich in der Fourierlösung über die gesammte Breite deutlich fortsetzt.
In der unteren Darstellung von Abb. 5 wird ersichtlich, dass die PINN Lösung in der restlichen Scheibe deutlich größere Abweichungen aufweist. Der RMSE beläuft sich auf $1 \cdot 10^{-1}$ und ist am größten im Bereich der Unstetigkeitsstelle der Last sowie teilweise am linken und rechten Rand. Die Fourierlösung liefert eine deutlich gerinere RMS Abweichung von $1.3 \cdot 10^{-2}$, die sich auf den oberen Rand der Scheibe konzentriert und auf einer Höhe von etwa $20\,\mathrm{cm}$ stark abnimmt.

3 Parameteridentifikation

3.1 Inverse Probleme

Die bisherigen Beispiele als auch ein Großteil der Veröffentlichungen zu PINNs befassen sich mit der Lösung von Vorwärtsproblemen, d.h. zu gegebenen Randbedingungen ist die resultierende Strukturantwort gesucht. Bei inversen Problemen wird hingegen von der Systemreaktionen auf unbekannte Systemeigenschaften wie etwa Materialparameter geschlossen.
PINNs sind ein flexibles Werkzeug zur Lösung inverser Probleme. Daten über bekannte Systemreaktionen werden in einem zusätzlichen Verlustterm $\mathcal{L}_{\mathrm{Daten}}$ berücksichtigt. Unbekannte Parameterfelder können der Ausgabe des NNs hinzugefügt werden und geben nach erfolgreichem Training Lösungen, die mit den gegebenen Randbedingungen und Systemreaktionen verträglich sind.
In [9] wurde bereits der E-Modul und die Poissonzahl eines homogenen Stabes und einer Platte aus Verformungsdaten bestimmt. Im Folgenden wird eine PINN hingegen auf eine inhomogene Scheibe angewendet, um eine simulierte Schädigung zu identifizieren.

3.2 Scheibe mit Riss

Durch eine lokale Absenkung der Steifigkeit wird eine Schädigung in die belastete Scheibe aus Kap. 2.2.1 eingebaut. Zur Schädigungsidentifikation soll aus dem Verformungsbild der nun ortsabhängige Elastizitätsmodul $E(x,y)$ abgeleitet werden. Die Gleichgewichtsbedingungen für die Verlustfunktion müssen um zusätzliche Terme erweitert werden

$$\mathcal{N}_1(u,v,E) = \mathcal{N}_1(u,v) + \frac{\partial E}{\partial x}\left[\frac{\partial u/\partial x + \mu \partial v/\partial y}{1-\mu^2}\right] + \frac{\partial E}{\partial y}\left[\frac{\partial u/\partial y + \partial v/\partial x}{2(1+\mu)}\right] \tag{10}$$

$$\mathcal{N}_2(u,v,E) = \mathcal{N}_2(u,v) + \frac{\partial E}{\partial y}\left[\frac{\partial v/\partial y + \mu \partial u/\partial x}{1-\mu^2}\right] + \frac{\partial E}{\partial x}\left[\frac{\partial u/\partial y + \partial v/\partial x}{2(1+\mu)}\right]. \tag{11}$$

Bei identischen Lagerbedingungen wird statt einer Rechtecklast eine kostante Flächenlast von $20\,\mathrm{kN/m^2}$ an der Oberkante aufgebracht. In der ursprünglich homogenen Scheibe mit einem E-Modul von $1\,\mathrm{N/m^2}$ wird in einem in der Mitte der Unterkante anliegenden $4\,\mathrm{cm}$ breiten und $75\,\mathrm{cm}$ hohen Streifen der E-Modul auf $10\,\%$ des Ursprungswertes gesetzt, um

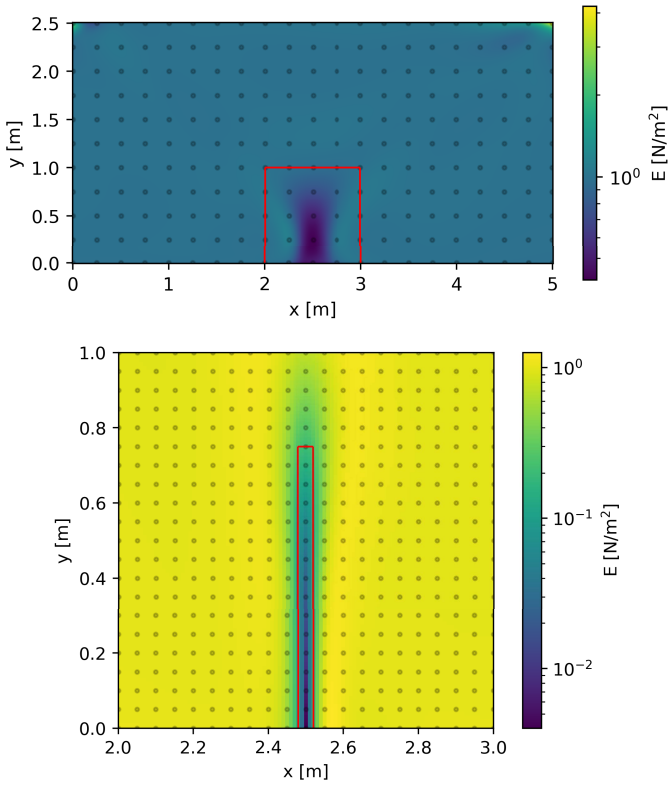


Abbildung 5: Mittels PINN identifizierter E-Modul der geschädigten Scheibe.
Oben: Virtuelle Messdaten wurden mit einer Dichte von 4 ppm eingelesen. Im umrahmten Bereich wurde eine Schädigung festgestellt.
Unten: Ergebnis nach Erhöhung der Messpunktdichte auf $20\,\mathrm{ppm}$ im Schädigungsbereich. Der rote Rahmen stellt den wahren Ort der eingebrachten Schädigung dar. Zwischen den Halbwertspunkten des Abfalls in x-Richtung liegen etwa $10\,\mathrm{cm}$. Der mittlere E-Modul innerhalb des Rissbereichs beträgt $9.4\,\%$ der ungeschädigten Scheibe.

einen rissähnlichen Schaden zu modellieren. Das resultierende Verschiebungsfeld der Scheibe wurde mit einem FE-Modell berechnet und dient zur Generierung virtueller Messwerte, die zur Berechnung des Verlustterms $\mathcal{L}_{\mathrm{Daten}}$ herangezogen wurden. Die Messdaten wurden zunächst auf einem Gitter konstanter Auflösung eingelesen. In der oberen Grafik von Abb. 5 ist der identifizierte E-Modul der gesamten Scheibe für eine Gitterdichte von 4 ppm dargestellt.
Der Ort des Schadens konnte zunächst auf den rot umrahmten Bereich eingegrenzt werden, in welchem nun die Dichte der Messpunkte auf 20 ppm erhöht wurde. Die neuen Messwerte wurden $\mathcal{L}_{\mathrm{Daten}}$ hinzugefügt. Der damit identifizierte E-Modul ist in der unteren Grafik von Abb. 5 im Bereich des Risses dargestellt. Zum Vergleich ist in rot der Rand des wahren Schadens markiert. Werden die Halbwertsbreiten der E-Modul-Absenkung als Maß für die Rissbreite herangezogen, hat sich diese durch Verdichtung der Messwertpunkte von etwa

40 cm auf 10 cm verringert. Obwohl die Punktdichte in y-Richtung erhöht wurde, ist in beiden E-Modul-Identifikationen das obere Ende des Risses unscharf. Der Grad der Schädigung weicht punktweise z.T. stark ab, der gebildete Mittelwert über den Rissbereich kommt jedoch mit einem Abfall von 9.4 % den angesetzten 10 % bereits sehr nahe.

4 Fazit

Es wurde demonstriert, dass PINNs für einfache ein- und zweidimensionale Problemstellungen in der Baustatik verlässliche Resultate erbringen. Für eine Scheibe mit unstetiger Randlast weiste die PINN Lösung im Vergleich zu einer analytischen Fourierlösung größere mittlere Fehler auf. Allerdings lassen sich PINNs ohne Mehraufwand auf komplexere Geometrien übertragen und bieten dort eine robuste Alternative zu fehlenden analytischen Lösungen. Außerdem kann die Genauigkeit der Lösungen weiter verbessert werden etwa durch eine automatisierte Anpassung der Kollokationspunktverteilung, als auch der Verlusttermgewichtung zwischen den Trainingsschritten. Weiterhin konnte erfolgreich eine rissartige Schädigung in der Scheibe identifiziert werden, ohne dass deren Ort dem PINN vorher bekannt war. Hierzu musste schrittweise die Dichte der eingepflegten Messdaten im Schädigungsbereich verfeinert werden. Diese Fähigkeit bietet großes Potenzial für die Anwendung im Bereich des Monitorings.

Literatur

[1] M. Raissi, P. Perdikaris, and G. E. Karniadakis. Physics informed deep learning (part i): Data-driven solutions of nonlinear partial differential equations. *Journal of Computational Physics*, 2017.

[2] E. Hake and K. Meskouris. *Statik der Flächentragwerke: Einführung mit vielen durchgerechneten Beispielen*. Springer Berlin Heidelberg, 2001.

[3] SOFiSTiK AG. *SOFiSTiK FEA 2022*. [Software] https://www.sofistik.de/.

[4] D. P. Kingma and J. Ba. Adam: A method for stochastic optimization. 2022.

[5] D. F. Shanno. Conditioning of quasi-newton methods for function minimization. *Mathematics of Computation*, 1970.

[6] M. Abadi, P. Barham, J. Chen, et al. TensorFlow: Large-scale machine learning on heterogeneous systems, 2015. Software available from tensorflow.org.

[7] F. Chollet. Keras. `https://github.com/fchollet/keras`, 2015.

[8] S. Wang et al. An expert's guide to training physics-informed neural networks. 2023.

[9] D. Anton and H. Wessels. Physics-informed neural networks for material model calibration from full-field displacement data. 2022.

Baustatik – Baupraxis 15, © 2024, Technische Universität Hamburg

Identifikation von Parameterstreuungen in kalibrierten Simulationsmodellen

PD Dr.-Ing. habil. Thomas Most

Institut für Strukturmechanik, Bauhaus-Universität Weimar

Zusammenfassung: In mechanischen Simulationsmodellen sind wichtige parametrische Kenngrößen, wie Materialeigenschaften, oft nur indirekt aus Versuchen durch Modellkalibrierung bestimmbar. Dabei wird meist das Identifikationsproblem als Optimierungsaufgabe formuliert und durch iterative Algorithmen gelöst. Die Unschärfe bzw. Streuung sowie die Eindeutigkeit dieser identifizierten Modellparameter infolge von Messungenauigkeiten soll in dem Beitrag näher untersucht werden. Dabei sollen probabilistische Ansätze sowie Intervallmodelle Anwendung finden.

1 Einleitung

Im Rahmen einer Kalibrierungsfragestellung werden häufig die Ergebnisgrößen eines Simulationsmodells $\mathbf{y}$ an den Ergebnisdaten eines oder mehrerer Versuche $\mathbf{y}^*$ angepasst (siehe Abbildung 1). Ein gebräuchliches Vorgehen ist die Minimierung einer Abweichungsmetrik zwischen Versuchsdaten und Simulationsergebnissen. In diesem Beitrag sollen zusätzlich die Unschärfe bzw. Streuung sowie die Eindeutigkeit von Materialkenngrößen p_i, welche mit Hilfe dieser Versuchsergebnissen identifiziert wurden, näher untersucht werden. In Kapitel 2 wird zunächst ein klassischer probabilistischer Ansatz vorgestellt, der die Kalibrierungsaufgabe als Optimierungsfragestellung betrachtet und die Streuungen der Parameter vereinfacht über einen Linearisierungsansatz analog zur Methode Erster Ordnung der Zweiten Momente abschätzt.

Alternativ dazu wird ein Intervallansatz eingeführt, der die möglichen Wertebereiche der zu identifizierenden Parameter als Intervalle ebenfalls durch einen Optimierungsansatz ermittelt. Mit Hilfe eines Richtungssuchverfahrens wird im Raum der zu identifizierenden Parameter die Grenzfläche des gültigen Parameterraumes mit gewünschter Diskretisierung bestimmt. Mit diesem Ansatz lässt sich das Zusammenwirken der einzelnen Parameter sowie auch die Fragestellungen der Eindeutigkeit sehr gut analysieren.

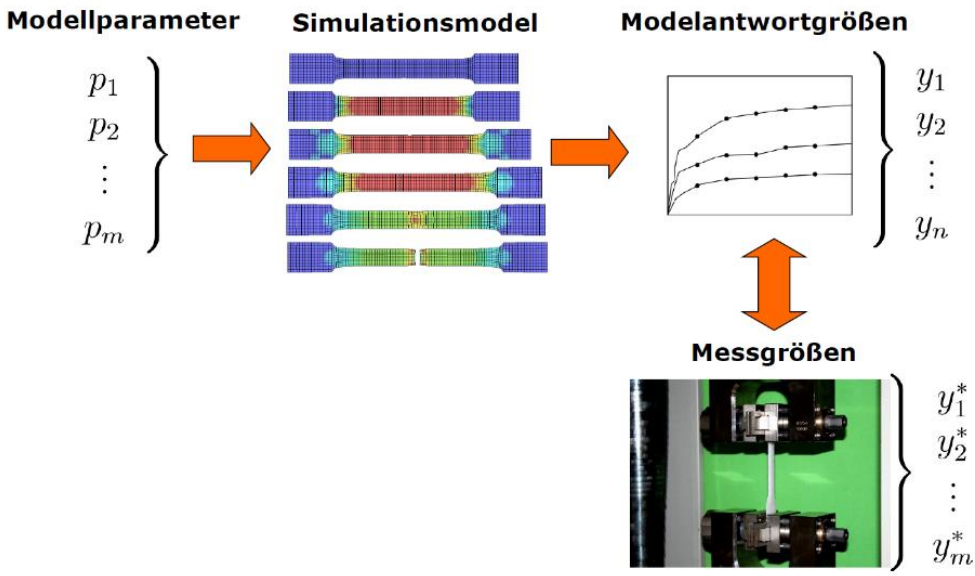


Abbildung 1: Kalibrierung eines Materialmodells: die Modellparameter werden anhand der Modellantwortgrößen eines Simulationsmodells schrittweise an die Messgrößen angepasst

2 Probabilistischer Ansatz

Im Rahmen des Maximum-Likelihood-Ansatzes [1,2] wird von einem idealen Simulationsmodell ausgegangen und die verbleibenden Abweichungen werden als Messungenauigkeiten angenommen und statistisch beschrieben. Im Allgemeinen wird dabei eine multidimensionale Normalverteilung für diese Messfehler definiert,

$$P(\mathbf{y}^* - \mathbf{y}) = \frac{1}{\sqrt{(2\pi)^m |\mathbf{C}_{\mathbf{yy}}|}} \exp\left[-\frac{1}{2}(\mathbf{y}^* - \mathbf{y})^T \mathbf{C}_{\mathbf{yy}}^{-1} (\mathbf{y}^* - \mathbf{y})\right] \tag{1}$$

wobei $\mathbf{C}_{\mathbf{yy}}$ die Kovarianzmatrix der Messunsicherheit abbildet. Wenn die Likelihood-Funktion der Modellparameter $\mathbf{p}$ maximiert werden soll, ergibt sich folgende Zielfunktion für ein Minimierungsproblem

$$J = (\mathbf{y}^* - \mathbf{y})^T \mathbf{C}_{\mathbf{yy}}^{-1} (\mathbf{y}^* - \mathbf{y}) \rightarrow \min \tag{2}$$

Wird die Zielfunktion J in Abhängigkeit der Modellparameter $\mathbf{p}$ linearisiert, kann man folgendes Aktualisierungsschema anwenden [2]

$$\Delta\mathbf{p} = \left(\mathbf{A}^T \mathbf{C}_{\mathbf{yy}}^{-1} \mathbf{A}\right)^{-1} \mathbf{A}^T \mathbf{C}_{\mathbf{yy}}^{-1} \Delta\mathbf{y}, \quad \mathbf{A} = \frac{\partial \mathbf{y}}{\partial \mathbf{p}} \tag{3}$$

wobei **A** die lokale Sensitivitätsmatrix darstellt, welche durch die lokalen Ableitungen der Modellantwortgrößen im Bezug zu den Modellparametern gebildet wird. Setzt man nun voraus, dass der optimale Parametervektor $\mathbf{p}_{\text{opt}}$ gefunden wurde, kann die Kovarianzmatrix dieses optimalen Parametersatzes durch folgenden Linearisierungsansatz abgeschätzt werden

$$\mathbf{C}_{\mathbf{pp}} = \left(\mathbf{A}_{opt}^{T}\mathbf{C}_{\mathbf{yy}}^{-1}\mathbf{A}_{opt}\right)^{-1} \tag{4}$$

Diese abgeschätzte Kovarianzmatrix beinhaltet unter Annahme einer Normalverteilung der identifizierten Parameter alle relevanten Informationen zu den statistischen Eigenschaften: sowohl die Streuung der identifizierten Parameter als auch ein Zusammenhang zwischen den identifizierten Parametern kann durch diesen Linearisierungsansatz sehr einfach abgeschätzt werden. In [3] wurde dieser vereinfachte Ansatz mit statistisch aufwändigeren Verfahren, wie das Bayes'sche Aktualisierungsverfahren gegenübergestellt. In vielen Fragestellungen ist der Linearisierungsansatz jedoch ausreichend genau und sehr effizient umsetzbar. Es lassen sich mit diesem Ansatz insbesondere die Eindeutigkeit der Kalibrierungslösung als einfache Nachlaufrechnung zur Optimierung bewerten [4]. Es bietet sich jedoch an, in einer initialen globalen Sensitivitätsanalyse zunächst den Einfluss der zu identifizierenden Parameter auf das Vorwärtsproblem zu analysieren, und nur die Parameter in der Minimierung der Likelihood-Funktion zu berücksichtigen, welche einen messbaren Einfluss auf die Ergebnisgrößen des Simulationsmodells haben [5].

In den meisten statistischen Ansätzen wird nun die genaue Kenntnis der Kovarianzmatrix $\mathbf{C}_{\mathbf{yy}}$ der Messpunkte vorausgesetzt. Im Gegensatz dazu sind in vielen Anwendungsfällen jedoch nicht genügend Messreichen verfügbar oder diese sind durch Messfehler behaftet und eine ausreichend genaue Abschätzung der Kovarianzmatrix ist nicht möglich. Ein vereinfachter Ansatz ist daher die Messfehler bzw. die Streuungen der Modellantworten als unabhängig anzunehmen und mit einer Diagonalmatrix zu arbeiten. Eine weitere Vereinfachung wäre die Messfehler für die betrachteten Antwortgrößen als konstant anzusetzen und damit die Kovarianz der Modellparameter wie folgt abzuschätzen, welches der klassischen Methode der Minimierung der kleinsten Fehlerquadrate entspricht

$$\mathbf{C}_{\mathbf{yy}} = \sigma_y^2\mathbf{I} \qquad\qquad \mathbf{C}_{\mathbf{pp}} = \sigma_y^2\left(\mathbf{A}_{opt}^{T}\mathbf{A}_{opt}\right)^{-1} \tag{5}$$

Ist überhaupt keine Information zu den Messfehlern bekannt, kann zumindest die Standardabweichung vereinfacht als die Abweichung zwischen kalibriertem Simulationsmodell und den Messdaten angenommen werden

$$\sigma_y \approx RMSE = \sqrt{\frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n}(y_i^* - y_i)^2} \tag{6}$$

3 Intervalansatz

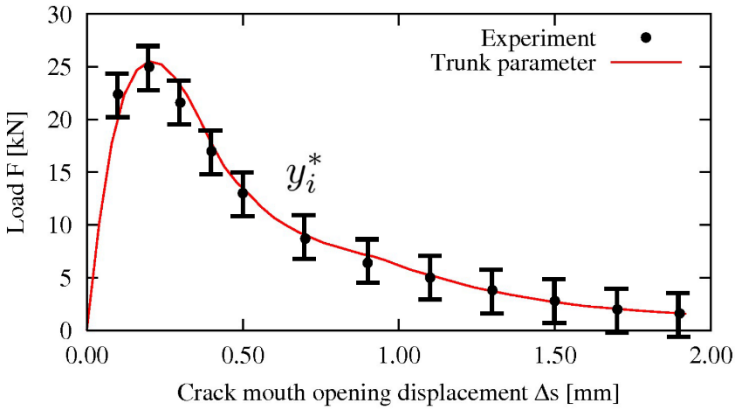


Abbildung 2: Kalibrierung eines Materialmodells an unscharfen Messwerten mit gegebenen Intervalgrenzen

Anstelle von probabilistischen Messpunkten mit gegebenen Mittelwerten und einer Kovarianzmatrix, kann man alternativ die Messpunkte auch als ein Unschärfe-Interval betrachten. In dem klassischen Intervalansatz jedoch, z.B. in [6], werden die Eingangsparameter eines Strukturmodells als unscharfe Intervalgrößen mit einem mittleren wahrscheinlichsten Wert angegeben. In mehreren Optimierungsschritten werden dann die minimal und maximal möglichen Werte einer bestimmten Antwortgröße für den zulässigen Intervalbereich der Eingangsparameter bestimmt. Im inversen Ansatz müssen wir nun die Messgrößen als Intervalgrößen mit einem minimalen und maximalen Wert definieren, siehe Abbildung 2. Die Intervalle einer unbekannten Materialkenngröße können nun analog zu [6] mit der α-Level Optimierung unter Berücksichtigung der α-Level der Messpunkte bestimmt werden, wie in Abbildung 3 dargestellt.

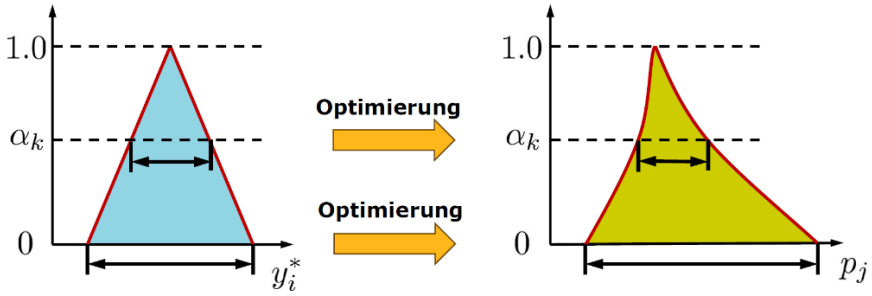


Abbildung 3: Bestimmung der Intervalgrenzen der Materialparameter bei gegebenen Intervalgrenzen der unscharfen Messpunkte

Dieses Vorgehen erlaubt allerdings nur die unabhängige Bestimmung der Intervalgrenzen bzw. der α-Level für jeden Materialparameter einzeln. Die Interaktion zwischen den

Materialparametern und deren Einfluss auf die Streuungen der Messgrößen kann nicht direkt untersucht werden. Daher wird in diesem Beitrag ein anderes Verfahren vorgeschlagen:

1. Für den Mittelwert der Messpunkte werden die unbekannten Materialparameter z.B. mit der bekannten Methode der kleinsten Fehlerquadrate kalibriert.
2. Die minimalen und maximalen Intervalgrenzen werden für jeden Parameter einzeln abgeschätzt.
3. Im Bereich der Intervalgrenzen wird eine bestimmte Anzahl an Suchrichtungen auf einer aufgespannten Hyperkugel definiert und per Bisektion wird der Durchstoßpunkt zwischen dem zulässigen und unzulässigen Bereich ermittelt.

In Abbildung 4 ist das Richtungssuchverfahren prinzipiell dargestellt. Dieses Verfahren wird analog zu dem aus der Zuverlässigkeitstheorie bekannten Directional Sampling durchgeführt, wobei die Suchrichtungen bzw. die Startpunkte auf der Hyperkugel im Einheitsraum so ermittelt werden, dass ihr Abstand zueinander gleichförmig angeordnet ist. Weitere Hinweise zur Bestimmung dieser sogenannten Fekete-Punkte sind in [7] zu finden. Der Vorteil dieser Vorgehensweise ist, dass für eine beliebige Anzahl an Materialparametern die Grenzfläche des Streubereiches mit möglichst gleichmäßig verteilten Diskretisierungspunkten mit einem sehr einfachen Suchverfahren gefunden werden kann.

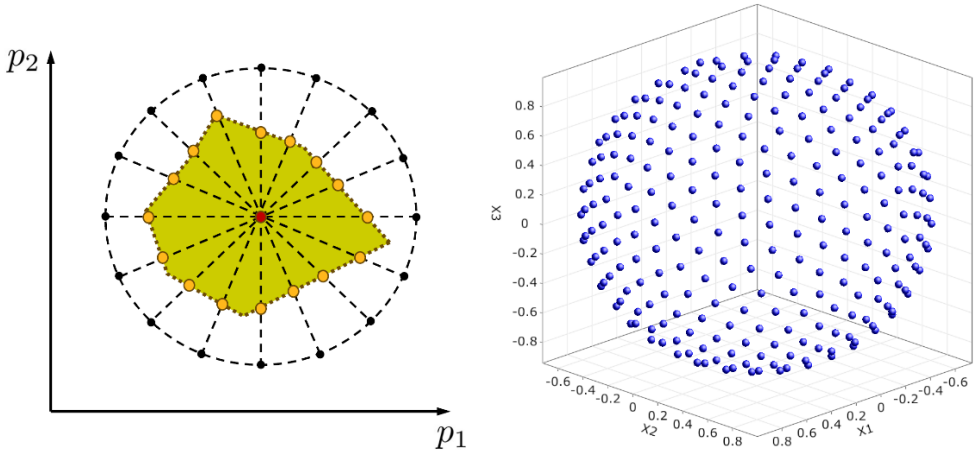


Abbildung 4: Richtungssuchverfahren zur Bestimmung der Grenzfläche der möglichen Parameter-werte in zwei Dimensionen (links) und 3D Fekete-Punkte als Ausgangspunkt der Suche (rechts)

4 Numerisches Beispiel

In diesem Beispiel wurden die Materialparameter von unbewehrtem Beton anhand eines Keilspaltversuches nach [8] kalibriert. Dabei wurden 6 unbekannte Materialparameter: der Elastizitätsmodul Emod, die Querdehnzahl nue, die Zugfestigkeit fct, die Mode-I-Bruchenergie Gf sowie die Formparameter alpha_ft und alpha_wc des bilinearen Entfestigungsmodells berücksichtigt. Der Versuchsaufbau sowie der verschiebungsgesteuerte Versuch wurden mit einer 2D Finite-Elemente-Berechnung abgebildet. Details zu dem Simulations- und Entfestigungsmodell sind in [9] zu finden.

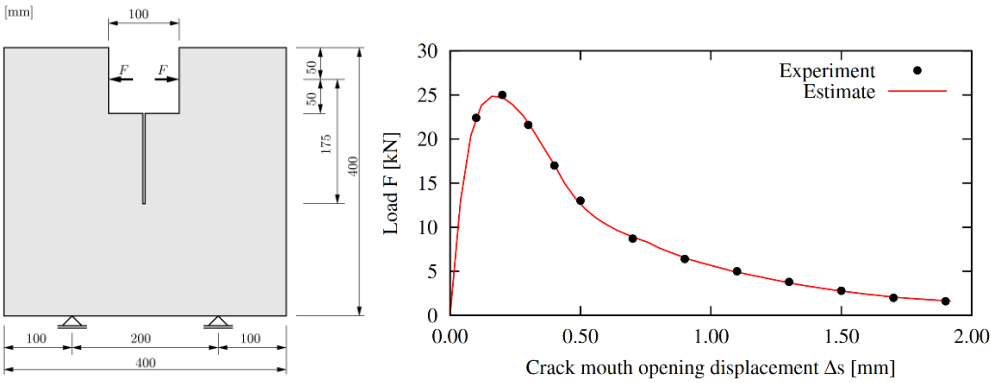


Abbildung 4: Untersuchter Keilspaltversuch nach [8] (links), Gegenüberstellung der Messung und der Simulationsergebnisse mit den kalibrierten Materialparametern (rechts)

In einem ersten Schritt wurde eine globale, varianzbasierte Sensitivitätsanalyse des Vorwärtsproblems in den gegebenen Parameterbereichen analog zu [5] vorgenommen. Der Einfluss der Querdehnzahl konnte dabei als annähernd null quantifiziert werden, daher wurde dieser Parameter in den weiteren Untersuchungen vernachlässigt. Alle anderen Parameter zeigten einen signifikanten Einfluss auf eine oder mehrere Ergebnisgrößen der simulierten Entfestigungsfunktion.

Danach wurde die Kalibrierung des Modells unter Verwendung der Summe der Fehlerquadrate durchgeführt. Die optimale Simulationskurve ist in Abbildung 4 dargestellt. Der minimale Root-Mean-Square-Error (RMSE) von 151 N, welcher etwa 0.6% der Maximalkraft in der Last-Verschiebungskurve entspricht, wurde anschließend als Ansatz für die Streuung der Messwerte analog Gleichung 6 angesetzt. Die nach Gleichung 5 abgeschätzten Standardabweichungen sowie die Korrelationen der Parameter untereinander sind in Abbildung 5 zu finden. Die Abbildung zeigt, dass der Elastizitätsmodul nur mit höherer Ungenauigkeit als die anderen Parameter zu identifizieren ist. In der Korrelationsmatrix ist eine signifikante Abhängigkeit zwischen dem identifizierten Elastizitätsmodul und der Zugfestigkeit erkennbar. In Abbildung 6 sind die abgeschätzten paarweisen Abhängigkeiten einiger Parameter dargestellt. Mit dem probabilistischen Ansatz wird der Zusammenhang zwischen Elastizitätsmodul und Bruchenergie sowie zwischen Bruchenergie und Zugfestigkeit als sehr gering abgeschätzt.

Den Ergebnissen des probabilistischen Ansatzes wurde nun der in Kapitel 3 eingeführte Intervalansatz gegenübergestellt. Dazu wurde der Parameterraum des Elastizitätsmoduls, der Zugfestigkeit sowie der Bruchenergie mit 500 Suchrichtungen analysiert. Als Genauigkeitsschranke diente dabei eine Toleranz der Kraftgrößen von 500 N, was etwa der 3-fachen Größe des geschätzten RMSE entspricht. In Abbildung 6 sind die Ergebnisse der Intervalsuche denen des probabilistischen Ansatzes gegenübergestellt. Dabei wird ersichtlich, dass die ermittelten Grenzen der jeweiligen Parametersubräume durch die Linearisierung im probabilistischen Ansatz nur teilweise zufriedenstellend abgebildet werden. Allerdings ist der Intervalansatz numerisch bedeutend aufwendiger und benötigte in der vorgestellten Berechnung etwa 2000 Modellaufrufe im Gegensatz zu 10 Aufrufen zur Berechnung der Sensitivitätsmatrix in Gleichung 3.

	Name	Mean	Std. Dev.
1	Emod	4.17616	0.116046
2	fct	2.00271	0.0227105
3	Gf	2.85015	0.0236364
4	alpha_ft	0.149563	0.00758867
5	alpha_wc	0.2579	0.00880441

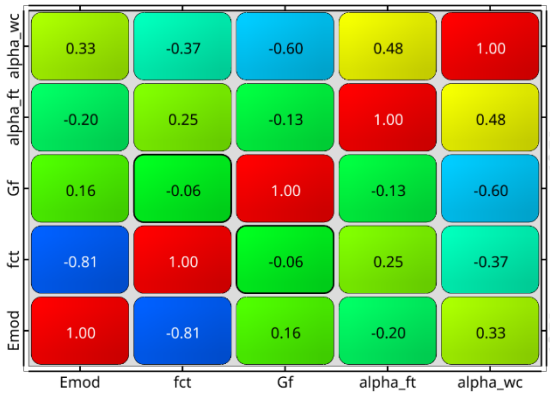


Abbildung 5: Abgeschätzte Streuungen (links) und Korrelationen (rechts) der identifizierten Materialparameter unter Verwendung des probabilistischen Ansatzes

Literatur

[1] BECK, J.V.; ARNOLD, K.; Parameter estimation in engineering and science, New York: Wiley Interscience, 1977

[2] LEDESMA, A.; GENS, A.; ALONSO, E.E.; Estimation of parameters in geotechnical backanalysis - I. Maximum likelihood approach, Computers and Geotechnics 18, 1-27, 1996

[3] MOST, T.; Identification of the parameters of complex constitutive models: Least squares minimization vs. Bayesian updating, IFIP Working Group Conference, München, 2010

[4] MOST, T.; KALLMEYER, R.; NIEMEIER, R.; Estimate of Material Parameter Uncertainties in calibrated Simulation Models, NAFEMS World Congress, Quebeq, Kanada, 2019

[5] MOST, T.; Effiziente Parameteridentifikation für numerische Simulationsmodelle, NAFEMS D-A-CH Konferenz, Bamberg, 2014

[6] MÖLLER, B.; BEER, M.; Fuzzy structural analysis using α-level optimization, Computational Mechanics, 26:547-565, 2000

[7] NIE, J.; ELLINGWOOD, B.R.; Directional methods for structural reliability analysis, Structural Safety 22, 233-249, 2000

[8] TRUNK, B.; Einfluss der Bauteilgrösse auf die Bruchenergie von Beton, Dissertation, Eidgenössische Technische Hochschule, Zürich, 1999

[9] MOST, T.; Stochastic crack growth simulation in reinforced concrete structures by means of coupled finite element and meshless methods, Dissertation, Bauhaus-Universität Weimar, 2005

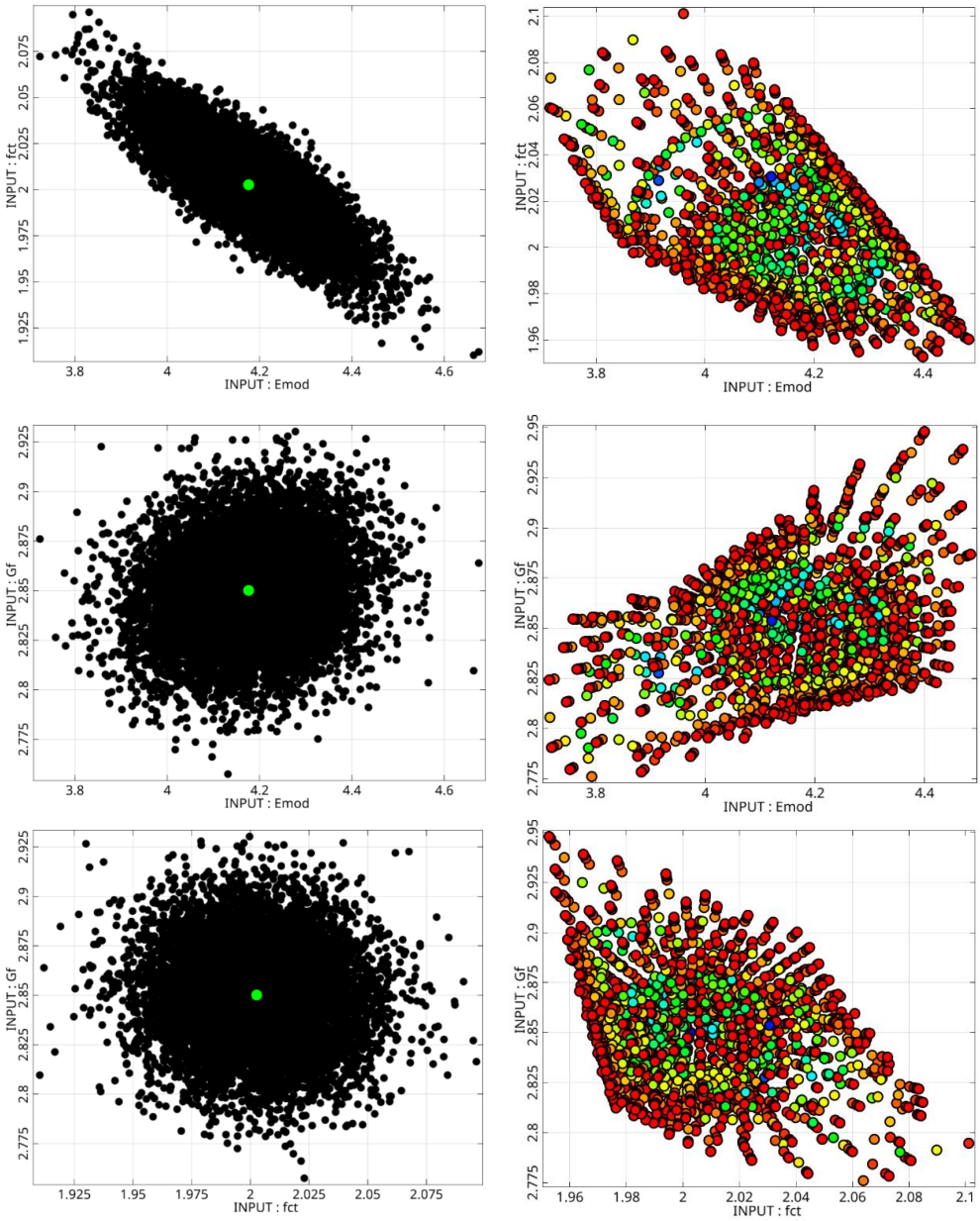


Abbildung 6: Abgeschätzte Streuungen und Korrelationen der identifizierten Materialparameter unter Verwendung des probabilistischen Ansatzes (links) und unter Anwendung des Intervalansatzes für 3 Parameter (rechts)

Baustatik – Baupraxis 15, © 2024, Technische Universität Hamburg

Schadensmodellierung mittels nichtlinearer FE-Simulationen zur Bauwerksüberwachung im Rahmen eines Digitalen Zwillings

Bjarne Sprenger, Martina Schnellenbach-Held

Institut für Massivbau, Universität Duisburg-Essen

Zusammenfassung: Die Abbildung eines Tragwerks durch einen digitalen Zwilling erfordert die automatische Validierung von Messdaten direkt am realen Bauwerk. Durch die Einbindung automatisierter Überwachungssysteme im Rahmen eines Structural Health Monitorings (SHM) können Bauwerkszustand und Schädigungen erfasst und das digitale Modell angepasst werden. Diese Ermittlung der Systemeigenschaften bzw. der Bauteilparameter erfolgt über die Adaption von Finite Elemente Modellen an die Messdaten des realen Bauwerks.
In diesem Beitrag werden relevante Parameter für die Schadensmodellierung in FE-Systemen vorgestellt und aussagekräftige Indikatoren zur Beschreibung von Schädigungen aufgezeigt. Ein Konzept zur Schadensmodellierung in nichtlinearen FE-Simulationen wird an einer realen Spannbetonbrücke entwickelt und aussagekräftige Bauteilparameter identifiziert.

1 Einleitung und Motivation

Geeignete Überwachungsstrategien im Bauwerksmonitoring können im Lebenszyklus eines Bauwerks vielseitig, von der Planungsphase über den Betrieb bis zum Rückbau, eingesetzt werden und dienen als Hilfsmittel zur Datenakquise oder Einschätzung des Bauwerkszustands. Mit einer kontinuierlichen Überwachung können Schädigungen rechtzeitig erkannt, anfallende Instandsetzungsmaßnahmen minimiert und ein frühzeitiger Rückbau verhindern werden [1]. Insbesondere im Brückenmonitoring bieten sich zerstörungsfreie Prüfverfahren an, die auf Messungen und rechnerischer FE-Analyse beruhen. Durch iterative Modifikation numerischer Rechenmodelle an Messergebnisse am realen Bauwerk kann mithilfe von Model-Updating Verfahren [2] das FE-Modell an das reale Bauwerk adaptiert werden und eine objektive Zustandsbewertung erfolgen. Für eine Anbindung des FE-Modells an den digitalen Zwilling sind der Detaillierungsgrad und die Möglichkeiten der Schadensmodellierung sowie die Materialmodelle des FE-Modells wesentliche Einflussgrößen für eine realitätsnahe Repräsentation des Bauwerks.

2 Das Konzept des digitalen Zwillings im Brückenbau

Der digitale Zwilling (DT) kann im Rahmen eines SHM als virtuelle Nachbildung des physischen Bauwerks in Form mehrerer implementierter Modelle interpretiert werden. Die 3D-Oberflächenmodellierung erfolgt durch optische 3D-Messverfahren wie 3D-Laserscanner oder 3D-Punktwolken und gibt Informationen über die tatsächliche Geometrie und Oberflächenschädigungen [3], [4]. FE-Modelle werden über Messdaten an das reale Bauwerk adaptiert und können so objektive Aussagen über den aktuellen Systemzustand und Vorhersagen über das Bauwerksverhalten ermöglichen [5]. Die Visualisierung von Schädigungen im Rahmen einer FE-Modelladaption wird aufgrund der jedoch oftmals stark vereinfachten FE-Modelle, bspw. durch die Verwendung linear-elastischen Materialverhaltens, erschwert, wodurch es zu fehlerhaften Ergebnissen und einer unrealistischen Darstellung des realen Bauwerks kommen kann [4]. Die Geometrie- und FE-Modelle können in BIM-basierenden Datenbasen mit Informationen der Lebenszyklusphasen (z.B. Planung, Sanierungen und Betrieb) hinterlegt werden. Durch die Integration der aus den Modellen identifizierten Indikatoren für Schädigungen kann der digitale Zwilling für die kontinuierlichen Prognosen, Überwachung, Bewertung und Planung von Instandsetzungsmaßnahmen verwendet werden [5].

3 Schadensmodellierung von Massivbrücken mit der Finite-Elemente-Methode

3.1 Erfassung relevanter Schadensparameter

Die häufigste Schadensart an Brückenbauwerken stellt die Korrosion der Brückenlager und Verbindungen bzw. der Gelenke dar. Am Überbau und Unterbau treten Schäden in Form von freiliegender Bewehrung (Stahlkorrosion), Rissen und Betonabplatzungen auf. Schädigungen am Vorspannsystem sind deutlich seltener und begrenzen sich auf die Bereiche der Koppelstellen oder Hüllrohre [6]. Die verschiedenen Schadensarten können über Performance-Indikatoren (Schadensindikatoren) spezifiziert werden. Diese Indikatoren charakterisieren Eigenschaften des Tragwerks, womit der Zustand einer Tragwerksstruktur zu einem bestimmten Zeitpunkt beschrieben werden kann. Die Korrosion von Bewehrungsstahl kann beispielsweise über die Performance-Indikatoren der betroffenen Fläche [m²], die Messung des Chloridgehalts oder der Karbonatisierungstiefe und die prozentuale Beschädigung der Bewehrung [%] angegeben werden [7].

In FE-Simulationen können Schädigungen am Überbau über die Reduzierung der Biegesteifigkeit oder des Elastizitätsmoduls modelliert und als ein Parameter zusammengefasst werden [8], [9], [10], [11]. Für eine detailliertere Schadensdetektion kann im Rahmen einer nichtlinearen FE-Simulation der Parameterraum erweitert werden. Die Rissentwicklung ist durch die Zugfestigkeit des Betons, Rissorientierung, Rissenergie und Tension-Stiffening-Effekte beschreibbar [12], [13]. Ebenso können die Druckfestigkeit und die Wichte des Betons als Parameter festgelegt werden. Ein Spanngliedversagen ist durch einen Parameter f_p mit $0 \leq f_\mathrm{p} \leq 1$ implementierbar [8]. Zur Modellierung von Lager- und Gelenkschädigungen können Dreh- bzw. Dehnfedern in das FE-Basismodell integriert und deren Steifigkeiten als Parameter berücksichtigt werden [8], [12].

3.2 Parameteridentifikation

Die Parameteridentifikation erfolgt bei einer FE-Modelladaption durch den Vergleich von gemessenen und numerischen Tragwerksreaktionen. Ein Optimierungsverfahren dient zur Bestimmung der adaptierten Modelleigenschaften innerhalb der Tragwerksstruktur, sodass die Abweichung zwischen gemessenen und numerischen Tragwerksreaktionen minimiert wird.

Mithilfe von mathematischen Funktionen können Eigenschaften einzelner Finite Elemente angepasst werden [9], [10]. Ein dimensionsloser Korrekturfaktor a passt den Parameter (bspw. die Biegesteifigkeit) B gegenüber seinem Anfangswert B_0 an:

$$a = -\frac{B - B_0}{B_0} \quad \Rightarrow \quad B = B_0(1 - a) \tag{1}$$

Da eine separate Bestimmung der Parameter jedes einzelnen Elementes zu großen Unterschieden in den Steifigkeitswerten zwischen benachbarten Elementen führen würde und somit den Steifigkeitsverlauf des Modells unrealistisch darstellt, kann der Korrekturfaktor mit mathematischen Funktionen über das Modell verteilt werden, was zu einer deutlich effizienteren Approximation der veränderlichen Biegesteifigkeit führt [14]:

$$a = \sum_{i=1}^{n} p_\mathrm{i} N_\mathrm{i}(x) \tag{2}$$

Der auf einen Abschnitt bezogene Schaden wird über die Funktion $N_\mathrm{i}(x)$ definiert (siehe Abb. 1(a)), der Parameter p_i beschreibt die Intensität des Schadens ($0 \leq p_\mathrm{i} < 1$) und wird innerhalb des Optimierungsverfahrens angepasst. Die endgültige Verteilung der Biegesteifigkeit ergibt sich durch die Korrektur des Angangswertes B_0 durch die lineare Funktion $N_\mathrm{i}(x)$:

$$B = B_0 \left[1 - \sum_{i=1}^{n} p_\mathrm{i} N_\mathrm{i}(x) \right] \tag{3}$$

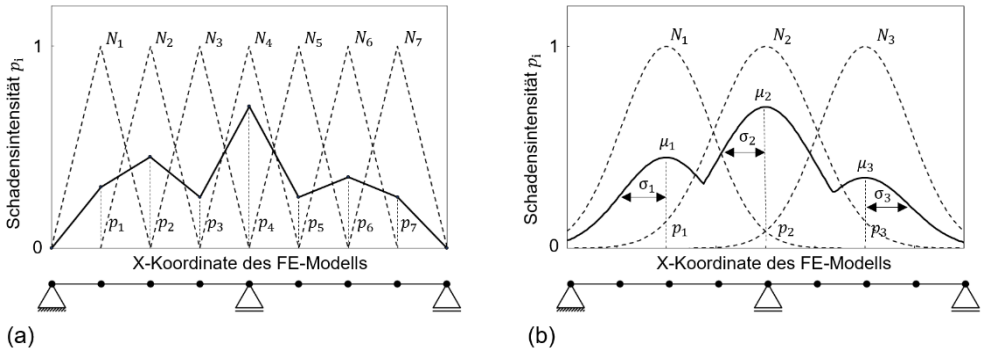


Abbildung 1: Funktionen zur Modellierung der Steifigkeitsabminderung: (a) Funktion zur Approximation der Biegesteifigkeitsverteilung (schwarz) und sieben lineare Schadensfunktionen (Strichlinien) [10]; (b) Approximation des Steifigkeitsverlaufs auf Grundlage von drei Gauß'schen Glockenkurven [8].

Die Genauigkeit des Steifigkeitsverlaufs kann durch Funktionen höherer Ordnung optimiert werden. Untersuchungen aus [8] ergaben eine realistische Approximation der Biegesteifigkeitsverteilung unter Einsatz von Gauß'schen Glockenkurven (siehe Abb. 1(b)):

$$N_{\mathrm{i}}(x) = \exp\left(-\frac{(x-\mu_{\mathrm{i}})^2}{2\cdot\sigma_{\mathrm{i}}^2}\right) \tag{4}$$

Der approximierte Schaden wird um die Parameter μ_{i} (Lage des Scheitelpunktes) und σ_{i} (Standardabweichung der Glockenkurve) erweitert.

4 Anwendungsbeispiel: Schadensmodellierung an einem Brückenbauwerk

4.1 Validierungsbauwerk

Die Schadensmodellierung wird im Rahmen eines Structural-Health-Monitorings innerhalb des DFG-Schwerpunktprogramms 2388 „SPP 100+“ eingesetzt. Ausführliche Informationen des prototypischen Überwachungskonzepts werden in [15] beschrieben.

Das Validierungsbauwerk (siehe Abb. 2) – die Strombrücke der Nibelungenbrücke (B47) – verbindet die Städte Worms (Rheinland-Pfalz) und Lampertheim-Rosengarten (Hessen). Die Spannbetonbrücke wurde zwischen 1949 und 1957 gebaut und entstand als erste Brücke, die im Freivorbauverfahren errichtet wurde. Die Stützweiten der drei Hauptöffnungen betragen 98,63 m – 114,22 m – 96,17 m. Zuzüglich der beiden Vorlandbrücken beträgt die Gesamtspannweite insgesamt 744 m. Im Zuge einer Generalinstandsetzung zwischen 2005 und 2013 wurde die Längsvorspannung durch externe Zusatzvorspannung unterstützt, die Querkraftbewehrung ergänzt und die Scheitelgelenke instandgesetzt.

4.2 FE-Modellierung

Zur detaillierteren Repräsentation des digitalen Zwillings und einer möglichst exakten Modellierung von Schädigungen wurde ein parametrisiertes FE-Modell der Brücke mit insgesamt 713620 Knoten an 34670 3D-Volumenelementen (siehe Abb. 3) der Typen CHX60, CPY39, CTE30 und CTP45 mit dem Finite Elemente-Programm DIANA FEA [16] modelliert. Die Geometrie der Spannglieder und der statisch erforderlichen Betonstahlbewehrung wurde exakt nachgebildet und deren Steifigkeit den zugehörigen Elementen hinzugefügt. Die Berechnung berücksichtigt neben geometrischen Nichtlinearitäten auch das komplexe Materialverhalten von Beton. Das Materialmodell umfasst neben den linearen Materialparametern auch das Rissmodell, das Zug-, Druck- und Schubverhalten, die Rissenergie und die Dämpfung. Die Biegesteifigkeitsverteilung des Über- und Unterbaus wird über das E-Modul, die Zug- und Druckfestigkeit, die Vorspannung und den Querschnitt der Betonstahlbewehrung definiert. Die Parameter des Stahlbetons können für jeden Vorbauabschnitt und Pfeiler individuell festgelegt werden. Die parametrisierte Vorspannung ist in Gruppen aufgeteilt. Die Steifigkeit der Gelenke und Lager wird über die Materialeigenschaften der Scheitelgelenke und die Steifigkeit des Stahlbetons simuliert. Belastungen in Form von Fahrzeuggewicht und -position können auf beide Fahrstreifen der Brücke aufgebracht werden.

Die Einwirkung auf die Fahrstreifen infolge Verkehrsbelastung erfolgt mit Flächenlasten nach Lastmodell 1 des Eurocode Teil 1-2 [17], Wind- und Temperaturbeanspruchungen wurden für die Parameteridentifikation bisher nicht berücksichtigt. Die Reduzierung der Materialparameter, der Vorspannung sowie die Steifigkeit der Scheitelgelenke erfolgt um 25 % bzw. 50 %, Art und Position der abgeminderten Parameter sind in Tab. 1 und Abb. 2 dargestellt. Die Abminderung des jeweiligen Parameters erfolgt über eine (zunächst für die Parameteridentifikation) konstante Schadensfunktion.

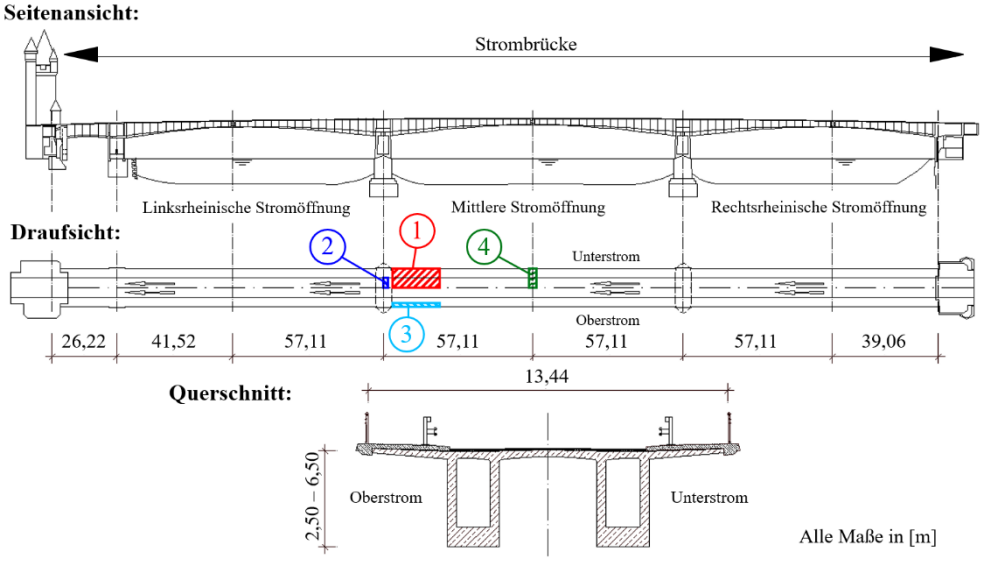


Abbildung 2: Anwendungsbeispiel: Strombrücke der Nibelungenbrücke (B47) in Worms und Positionen der abgeminderten Parameter (farbig)

Abbildung 3: Finite Elemente Modell

Position	Ort und abgeminderte Parameter (um 25 % und 50 %)
1	Abminderung des E-Moduls, der Druckfestigkeit, der Zugfestigkeit des Betons und der Bewehrungsmenge (Steg und Platte, Unterstrom)
2	Vorspannkraft in Längsrichtung (in Richtung der mittleren Stromöffnung)
3	Vorspannkraft in Querrichtung (Platte, Oberstrom)
4	Steifigkeit des Scheitelgelenks (Unterstrom)

Tabelle 1: Position und Ort der variierten Parameter des FE-Modells

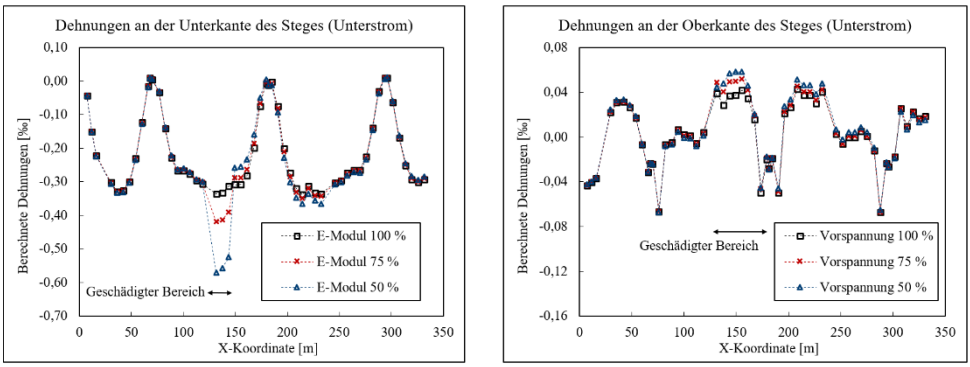
4.3 Ergebnisse der Parameteridentifikation und Schadensmodellierung

Zur Identifikation von relevanten Parametern und aussagekräftigen Performance-Indikatoren wurden die Modelleigenschaften des Tragwerks parametrisiert und die durchschnittlichen Änderungsraten von Dehnungen, Verformungen und Horizontalverschiebungen in Abhängigkeit des jeweilig variierten Parameters in Tab. 2 dargestellt. Die Messung der Dehnungen und Verformungen erfolgt an der Ober- und Unterkante beider Stege, sowie an der Fahrbahnplatte in einem Abstand von 6,0 m. Die Horizontalverschiebung der Scheitelgelenke wird an den Lagern der Gelenke aufgenommen.

Parameter (Abminderung um 50 %)	Durchschnittliche Änderung der Dehnungen [%]	Durchschnittliche Änderung der Verformungen [%]	Durchschnittliche Änderung der Horizontalverschiebung an den Scheitelgelenken [%]
E-Modul	41,71 %	7,83 %	7,52 %
Druckfestigkeit	0,22 %	0,04 %	0,03 %
Zugfestigkeit	0,18 %	0,02 %	0,08 %
Bewehrung-fläche	0,08 %	0,02 %	0,01 %
Vorspannkraft (X-Richtung)	52,70 %	4,63 %	10,13 %
Vorspannkraft (Y-Richtung)	2,46 %	0,22 %	0,35 %
Steifigkeit der Scheitelgelenke	2,06 %	0,15 %	2,90 %

Tabelle 2: Ergebnisse der Parameteridentifikation

Der Einfluss der Betondruck- und Zugfestigkeit auf die Dehnungen und Verformungen des Bauwerks sind im Verhältnis zu deren Abminderung als sehr gering zu spezifizieren. Diese Parameter sind wenig aussagekräftig und werden somit für weitere Berechnungen vernachlässigt bzw. in Abhängigkeit des E-Moduls gesetzt. Der Querschnittsverlust der Betonstahlbewehrung hat aufgrund seines geringen Anteils an der Steifigkeit keine messbare Auswirkung auf die Reaktion des Tragwerks. Ebenso konnte bei den Simulationen, übereinstimmend mit Beobachtungen am Referenzbauwerk, keine Rissentwicklung festgestellt werden. Die Modellierung von Betonabplatzungen oder Kiesnestern kann über eine Abminderung des E-Moduls der Elemente erfolgen und über lokale Dehnungsänderung (siehe Abb. 4(a)) und den Verlauf der Biegelinie als Schaden klassifiziert werden. Schädigungen am Vorspannsystem in Längs- und Querrichtung sind über die Vorspannkraft implementierbar. Ein Schaden der Vorspannung in Längsrichtung kann über Dehnungsänderungen über einen größeren Abschnitt (siehe Abb. 4(b)) in Kombination mit Änderungen der Horizontalverschiebungen an Scheitelgelenken spezifiziert werden. Schädigungen der Vorspannung in Querrichtung sind über Dehnungsänderungen der Platte in Querrichtung identifizierbar. Schäden an Gelenken können über die Steifigkeitsabminderung im Bereich des Gelenks simuliert und mit Horizontalverschiebungen am Gelenk selbst identifiziert werden.



(a) (b)

Abbildung 4: Berechnete Dehnungen an Ober- und Unterkante des Steges: (a) Dehnungsänderung infolge einer Reduzierung des E-Moduls; (b) Dehnungsänderung infolge reduzierter Vorspannkraft.

5 Zusammenfassung und Ausblick

Präzise numerische Rechenmodelle, der steigende Informationsaustausch durch BIM sowie Fortschritte im Gebiet der Messtechnik ermöglichen innovative und nachhaltige Möglichkeiten der Zustandsüberwachung und Schadensdiagnose eines Tragwerks und dessen Repräsentation durch den digitalen Zwilling. Mit leistungsstarken und detaillierten nichtlinearen 3D-FE-Modellen können Schädigungen durch einen höheren und aussagekräftigeren Parameterraum exakter modelliert und detektiert werden. Durch die Kombination von Messergebnissen und Materialparameter können Performance-Indikatoren zur Beschreibung möglicher Schädigungen spezifiziert und Schäden lokalisiert werden. Für eine realitätsnahe Modellierung von Schäden ist die Implementierung von 3D-Schadensfunktionen höherer Ordnung [11] sowie weitere Untersuchungen der Einwirkungsparameter, wie unterschiedlicher Belastungssituationen infolge Verkehrs- oder Temperaturbeanspruchungen, notwendig. Durch Variation der Schadens- und Belastungsparameter werden anschließend Sensitivitätsstudien durchgeführt, um deren Einflüsse auf das Tragverhalten zu untersuchen und zu bewerten.

Literatur

[1] DEUTSCHER BETON- UND BAUTECHNIK-VEREIN E.V. Merkblatt Brückenmonitoring. Planung, Ausschreibung und Umsetzung, Berlin, 2018

[2] EREIZ, S.; DUVNJAK, I.; JIMÉNEZ-ALONSO, J.F. Review of finite element model updating methods for structural applications. Structures, Volume 41 (2022), S. 684-723

[3] HOSAMO, H.H.; HOSAMO, M.H. Digital Twin Technology for Bridge Maintenance using 3D Laser Scanning: A Review. Advances in Civil Engineering, Volume 2022 (2022), 2194949

[4] HONGHONG, S.; GANG, Y.; HAIJIANG, L.; TIAN, Z.; ANNAN, J. Digital twin enhanced BIM to shape full life cycle digital transformation for bridge engineering. Automation in Construction, Volume 147 (2023), 104736

[5] YE, C.; BUTLER, L.; CALKA, B.; IANGURAZOV, M.; LU, Q.; GREGORY, A.; GIROLAMI, M.; MIDDLETON, C. A Digital Twin of Bridges for Structural Health Monitoring. In: Chang, F.-K.; Güemes, A.; Kopsaftopolos, F. (Hrsg.) 12th International Workshop on Structural Health Monitoring 2019. Stanford University, 2019, S. 1619-1626

[6] SCHNELLENBACH-HELD, M.; PEETERS, M. Einwirkungen und Schäden von Massivbrücken erfassen und bewerten. In: Krieger, J.; Isecke, B. (Hrsg.) 1. Brückenkolloquium „Beurteilung, Ertüchtigung und Instandsetzung von Brücken“. Technische Akademie Esslingen, 2014, S. 189-200

[7] STRAUSS, A.; IVANKOVIC, A.M.; MOLD, L.; BERGMEISTER, K.; MATOS, J.C.; CASAS, J.R. Performance-Indikatoren für die Bewertung von Strukturen aus Konstruktionsbeton auf europäischer Ebene nach COST TU1406. Bautechnik, Volume 95 (2) (2018), S. 123-138

[8] KARCZEWSKI, B. Strukturidentifikation von Massivbrücken auf Grundlage einer Dauerüberwachung [Dissertation]. TUDpress, Duisburg-Essen, 2016

[9] UNGER, J.F.; TEUGHELS, A.; DE ROECK, G. System Identification and Damage Detection of a Prestressed Concrete Beam. Journal of Structural Engineering, Volume 132 (11) (2006), S. 1691-1698

[10] TEUGHELS, A.; DE ROECK, G. Structural damage identification of the highway bridge Z24 by FE model updating. Journal of Sound and Vibration, Volume 278 (2004), S. 589-610

[11] FANG, S.E.; PERERA, R.; DE ROECK, G. Damage identification of a reinforced concrete frame by finite element model updating using damage parameterization. Journal of Sound and Vibration, Volume 313 (2008), S. 544-559

[12] MERCAN, B.; SCHULTZ, A.E.; STOLARSKI, H.K. Finite element modeling of prestressed concrete spandrel beams. Engineering Structures, Volume 32 (9) (2010), S. 2804-2813

[13] YAPAR, O.; BASU, P.K.; NORDENDALE, N. Accurate finite element modeling of pretensioned prestressed concrete beams. Engineering Structures, Volume 101 (2015), S. 163-178

[14] TEUGHELS, A.; MAECK, J.; DE ROECK, G. Damage assessment by FE model updating using damage functions. Computers & Structures, Volume 80 (25) (2002), S. 1869-1879

[15] STEINER, D.; SPRENGER, B. Moderne Konzepte im Massivbau – über Potentiale von Methoden der künstlichen Intelligenz. Bautechnik, Volume 100 (2023), S. 344-350

[16] DIANA FEA, Advanced Finite Element Analysis Solutions, https://dianafea.com/, Release 10.7, DIANA FEA BV, 2023

[17] Eurocode 1: DIN EN 1991-2, Einwirkung auf Tragwerke – Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken, Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag, 12/2010

Baustatik – Baupraxis 15, © 2024, Technische Universität Hamburg

Verknüpfung globaler und lokaler Verfahren zur Schädigungsidentifikation am Beispiel einer schrittweisen geschädigten Stahlbetonstruktur

Paul Winkler[1,2], **Lukas Lippold**[1,3], **Volkmar Zabel**[2], **Carsten Könke**[1,3]

[1]*Institut für Strukturmechanik, Bauhaus-Universität Weimar*
[2]*Professur für Baustatik und Baudynamik, Universität Rostock*
[3]*Materialforschungs- und -prüfanstalt an der Bauhaus-Universität Weimar*

Zusammenfassung: In Deutschland gibt es eine große Anzahl von Fernstraßenbrücken, die in den nächsten Jahren ihre geplante Lebensdauer erreichen. Zur Unterstützung von regelmäßigen Inspektionen sollen zukünftig u.a. beginnende Schädigungen mit Hilfe von messtechnischen Bauwerksüberwachungen rechtzeitig erkannt und und lokalisiert werden. Dafür sind globale und lokale Methoden der Schadensdetektion und -lokalisierung zu verbessern und zu verknüpfen. In einer experimentellen Studie an einem Stahlbetonfertigteil werden verschiedene strukturdynamische Messsysteme, die Daten in verschiedenen Frequenzbereichen erheben und entsprechend zur Erfassung globalen und lokalen Strukturverhaltens geeignet sind, auf ihre Sensitivität zur Schädigungserkennung hin untersucht und die Ergebnisse verglichen.

1 Einleitung

In Deutschland gibt es über 5.800 Fernstraßenbrücken die aktuell sanierungsbedürftig sind [3] und weitere werden in den nächsten Jahren ihr geplante Lebensdauer erreichen. Es stellt sich die Frage nach der Möglichkeit einer weiteren Nutzung dieser Bauwerke. In einigen Fällen lässt sich die Tragfähigkeit nach den heutigen Regelwerken rechnerisch nicht mehr erfüllen, obwohl der Zustand der Bauwerke gut ist und keine größeren Schädigungen vorliegen, oder diese durch eine Ertüchtigungsmaßnahme bereits behoben wurden. Oft fehlen auch Infor-mationen über das Bauwerk, die dann zu konservativen Annahmen für eine Nachrechnung führen.
Um eine sichere Nutzung des Bauwerks zu gewährleisten und dessen Zustand bewerten zu können, setzen sich Methoden des Structural Health Monitorings (SHM) zur Bauwerksüberwachung durch. Dabei werden die erfassten Daten interpretiert und eine Zustandsbewertung

durch numerische Bauwerksmodelle durchgeführt. Im Rahmen des Schwerpunktprogrammes 2388 (SPP "100+")[1] der Deutschen Forschungsgesellschaft, beschäftigt sich das Forschungsprojekt DIVING[2] mit der "Digitalen Verknüpfung von Multiskalenanalysen in Modellierung und Monitoring". Auf diese Weise kann ohne Risiko das volle Potential des Bauwerkes genutzt und so die Lebensdauer verlängert werden. Dadurch kann ein wesentlicher Beitrag zur Sicherheit der Infrastruktur und Minimierung des Einsatzes begrenzter Ressourcen geleistet werden.

2 Bauteilversuch

2.1 Versuchsaufbau

An einem Bauteilversuch werden Methoden entwickelt, die später an Bestandsbauwerken Anwendung finden sollen. In Anlehnung an einen Ausschnitt aus einem Kastenquerschnitt eines Stahlbetonbrückenüberbaus wurde dazu ein bewehrtes T-Winkelstütz-Fertigteil (Abb. 1) gewählt.
Im Rahmen der experimentellen Untersuchungen wird das Bauelement durch eine stufenweise gesteigerte, punktförmige statische Belastung kontrolliert geschädigt. Die statische Kraft wird dabei über eine zentrisch angeordnete Lastplatte in den vertikalen Teil des Versuchskörpers eingetragen. Die Belastung erfolgte in 8 Laststufen zu je 20 kN von 0 bis 160 kN. Die Stufen wurden so gewählt, dass keine, kleine und größere Schädigungen bis kurz vor den Versagenszustand der Platte entstehen. Der untere und der obere Rand der vertikalen Platte wurden während der Belastungsphasen durch Traversen gehalten. Zur Kontrolle der Lage und der Verformungen des Versuchskörpers wurden an 6 Stellen die horizontalen und an 3

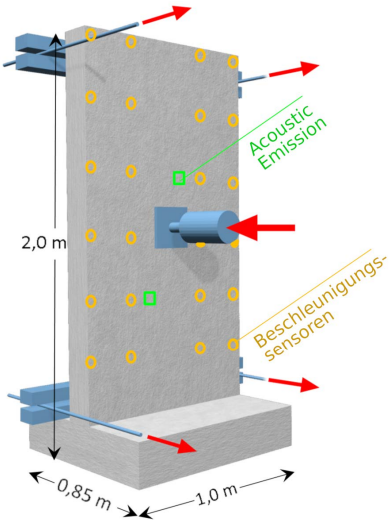


Abbildung 1: Versuchsaufbau mit Sensoren

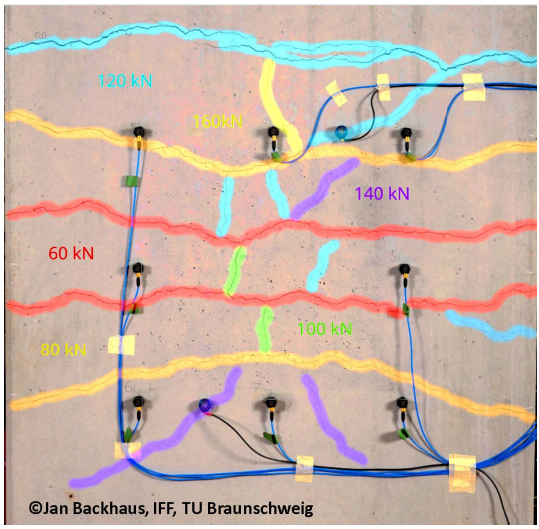


Abbildung 2: Risskartierung

Stellen die vertikalen Verschiebungen des Bauteils erfasst. Parallel dazu wurden ebenfalls optische Verfahren zur Verformungsaufzeichnung und Rissidentifikation eingesetzt. Diese Untersuchungen erfolgten in Kooperation mit den Instituten für Flugführung und für Geodäsie und Photogrammetrie der TU-Braunschweig, die ebenfalls am SPP 100+ beteiligt sind. Der Schwerpunkt dieses Beitrags liegt auf der Identifikation von Änderungen des dynamischen Strukturverhaltens aus Schwingungsversuchen mit 24 im Raster auf der vertikalen Platte angeordneten Beschleunigungsaufnehmern sowie der Auswertung von Körperschallsignalen, die während der Belastungsphasen und gleichzeitiger Rissbildung mit Hilfe von zwei acoustic emission-Sensoren aufgezeichnet wurden.

2.2 Versuchsdurchführung

Während der Laststeigerung wurden neben dem Körperschall auch die Verformungen und Starrkörperverschiebungen des Versuchskörpers mit induktiven Wegaufnehmern aufgezeichnet. Nach dem Erreichen jeder Laststufe wurde die Verformung durch die Einwirkung konstant gehalten (weggesteuerter Versuch) und mit Hilfe photogrammetrischer Aufnahmen mit einer hochauflösenden digitalen Kamera und stereoskopischen Aufnahmen mit einem Streifenlichtscanner erfasst. Anschließend wurden die statische Belastung zurückgefahren und Schwingungsversuche zur Erfassung des dynamischen Verhaltens des entlasteten Versuchskörpers durchgeführt. Um dabei gleichbleibende Randbedingungen zu gewährleisten, wurden dafür die bei statischer Belastung als Widerlager notwendigen Traversen entfernt.
In den Schwingungsversuchen wurde das Bauteil mit einem Impulshammer mehrmals an einer definierten Stelle im oberen Randbereich zu Ausschwingvorgängen angeregt. Für jeden Schädigungszustand wurden zwei Versuchsreihen durchgeführt. Die ab der 3. Laststufe ($60\,\mathrm{kN}$) erkennbaren Risse an der Oberfläche wurden mit einem Rissbreitenlineal vermessen, beschriftet und im Verlauf der Laststeigerung dokumentiert. Ab der 6. Laststufe ($120\,\mathrm{kN}$) bildete sich im Endbereich der gestaffelten Bewehrung der oberste Riss, der sich bei der 8. Laststufe ($160\,\mathrm{kN}$) auf über zwei Millimeter öffnete und einen Bruch der Platte ankündigte, woraufhin auf eine weitere Laststufe verzichtet wurde (Abb. 2).

3 Modalanalyse

Die mit den 24 im Gitter angeordneten Beschleunigungssensoren und einer Abtastrate von $2048\,\mathrm{Hz}$ aufgezeichneten Messwerte wurden mit Hilfe der Methode der Stochastistic Subspace Identfication eine Reihe von Eigenschwingungen in einem Frequenzbereich bis $1000\,\mathrm{Hz}$ mit den zugehörigen modalen Parametern identifiziert. Mehrere der Eignschwingungen wiesen eng beieinander liegende Eigenfrequenzen auf.
Infolge der zunehmenden Schädigungen haben sich insbesondere die Eigenfrequenzen verändert. Da der Grad dieser Verschiebungen für unterschiedliche Eigenfrequenzen verschieden stark war, kam es teilweise zu Änderungen in der Reihenfolge der Eigenschwingungen zwischen einzelnen Schädigungsstufen. Um die Entwicklung der modalen Parameter für die einzelnen Eigenschwingungen mit zunehmender Schädigung verfolgen zu können, ist jeweils die korrekte Zuordnung erforderlich.
Diese Zuordnung lässt sich durch einen Vergleich der identifizierten Eigenformen erzielen.

Zu diesem Zweck wurde hier das Modal Assurance Criterion (MAC) [4] verwendet. Das MAC gibt im Prinzip den Richtungskosinus zwischen zwei jeweils betrachteten Eigenvektoren an. Entsprechend liegen die Werte zwischen 0 und 1 bzw. 0 und 100%. Üblicherweise werden die MAC-Werte in einer Matrix aufgetragen, in der die Zeilen und Spalten mit den beiden jeweils miteinander verglichenen Systemen korrespondieren. Im Fall der Lösungen des Eigenwertproblems für ein ungedämpftes Mehrfreiheitsgradsystem, wenn also zwei identische Lösungen mit zueinander orthogonalen Eigenvektoren miteinander verglichen werden, ergibt sich eine Einheitsmatrix. Vergleicht man die für ein numerisches Modell berechneten Eigenformen mit den aus einem Versuch identifizierten, ist keine perfekte Orthogonalität zu erwarten, die MAC-Matrix sollte dennoch annähernd die Struktur einer Diagonalmatrix haben, deren Werte auf der Hauptdiagonalen nahe 1 bzw. 100% sein sollten.
Eine solche MAC-Matrix ist in Abb. 3 dargestellt. Dort wurden die aus den Versuchen nach zwei unterschiedlichen Laststufen identifizierten Eigenformen miteinander verglichen. Gut zu erkennen ist die Diagonalenstruktur, wobei an einigen Stellen um die Hauptdiagonale Cluster mit ähnlichen Eigenformen bei relativ eng beieinanderliegenden Eigenfrequenzen bestehen.
Nach der korrekten Zuordnung der Eigenformen aus unterschiedlichen Versuchen lassen sich die Entwicklungen der modalen Parameter mit zunehmender Belastung bzw. fortschreitendem Grad der Schädigung graphisch darstellen. Dieser Vergleich ist in Abb. 4 für die zu unterschiedlichen Laststufen identifizierten Eigenfrequenzen aufgetragen. Dort wurden alle Eigenfrequenzen auf den jeweiligen Wert nach der ersten Laststufe skaliert. Diese Normierung ist sinnvoll, da sich insbesondere in Laborversuchen bei einer Erstbelastung die Randbedingungen oft ändern, sodass ein Bezug zum Zustand vor einer Erstbelastung zu Fehlinterpretationen führen kann.
Aus Abb. 4 lässt sich ein allgemeiner Trend abnehmender Eigenfrequenzen mit zunehmender Schädigung ablesen. Dieser Trend korrespondiert sehr gut mit der Annahme, dass mit zunehmender Rissbildung eine zunehmende Steifigkeitsreduzierung verbunden ist. Der Grad der Reduzierung der Eigenfrequenzen ist allerdings unterschiedlich. Dies lässt sich bei näherer Analyse der jeweiligen Eigenformen und der Rissbildung erklären. Als Beispiele seien hier die Eigenformen Nr. 2 und Nr. 11 betrachtet. Eigenform Nr. 2 beschreibt eine Torsion der Platte um die vertikale Achse, während Eigenform Nr. 11 eine Biegeeigenform mit zwei Schwingungsbäuchen ist. In den Abbildungen 5 und 6 sind diese beiden Eigenformen graphisch dargestellt. Ebenfalls eingezeichnet sind die maßgebenden Risse, die sich infolge der Belastung gebildet haben. Diese horizontalen Risse haben einen geringeren Einfluss auf die für die Eigenform Nr. 2 maßgebende Torsionssteifigkeit, während die Biegesteifigkeit insbesondere in den Bereichen mit hohen modalen Krümmungen, also in den Schwingungsbäuchen, deutlich stärker durch eine Horizontalrissbildung in diesen Zonen eeinflusst wird. Entsprechend kann aus dem Grad der Änderung von modalen Parametern nicht allein auf das Vorhandensein von Schädigungen geschlossen werden. Auch eine Zuordnung auf die Art der Schädigung und die Lokalisierung von Risszonen wird durch einen Vergleich der von einer Änderung ermodalen Parameter mehr oder weniger stark betroffenen Eigenschwingungen ermöglicht.

4 Körperschallerfassung bei Rissbildung

Die im Versuch aus Kap. 2 entstehenden Risse setzen einen Teil der durch die Verformung im Beton gespeicherten elastischen Energie frei. Diese verteilt sich in Form von P-, S- und Rayleigh-Wellen im gesamten Bauteil, was allgemein als Körperschall oder Acoustic Emission (AE) bezeichnet wird. Da die Rissentwicklung in sehr kurzen Ereignissen und lokal begrenzt stattfindet, kann die Frequenz solcher Signale einige $100\,\mathrm{kHz}$ erreichen. Die Messung erfordert daher hohe Abtastraten und erfolgt in den meisten Fällen über piezoelektrische Sensoren. Auf diese Weise kann eine passive Überwachung und Charakterisierung der Entstehung von Schädigungen in Bauteilen technisch realisiert werden, sofern gewährleistet ist, dass die einzelnen Ereignisse korrekt erfasst wurden.
Sämtliche im Versuch eingesetzte AE Messtechnik stammt von der QASS GmbH [5]. Es wurden zwei Piezokeramik-Sensoren mit einer Abtastrate von $1.6\,\mathrm{MHz}$ verwendet, welche über M5 Messinggewindedübel mit der Bauteiloberfläche verschraubt wurden. Die Sensoren waren über separate Vorverstärker mit Verstärkungen zwischen 1000 und 3000 an den Messrechner Optimizer4D angeschlossen, welcher durch logische Prozessoren während einer Messung jeweils 1024 Messwerte direkt in ein FFT Frequenzspektrum umwandelt.
Die räumliche Energieverteilung, Streuung an Inhomogenitäten im Beton und vor allem die Materialdämpfung schwächen die AE Signale während ihrer Ausbreitung im Bauteil abhängig von ihrer Frequenz stark ab. Somit wirken sich der Abstand von Signalquelle und Sensor aber auch die frequenzspezifische Antwort der Sensoren und deren Ankopplung auf die Amplitude des gemessenen Signals und somit auf die Detektierbarkeit aus. Es konnten zahlreiche Ereignisse mit Frequenzen bis etwa $500\,\mathrm{kHz}$ gemessen werden, was mit der analytischen Abschätzung in [6] zur frequenzabhängigen Detektierbarkeit für die im Versuch auftretenden Abstände übereinstimmt.
Während jeder Laststufe wurden zahlreiche Signale gemessen, die durch Anwendung präparierter Frequenzmasken klar vom Hintergrundrauschen unterschieden werden konnten. Für eine zusammenfassende Visualisierung und späteren Vergleich mit den Ergebnissen aus Kap. 3 wurde aus den gemessenen Frequenzspektren ein Maß für die Rissenergie abgeleitet. Die Energie des Zeitsignals lässt sich mithilfe des Parsevalschen Satzes für diskrete Zeitreihen

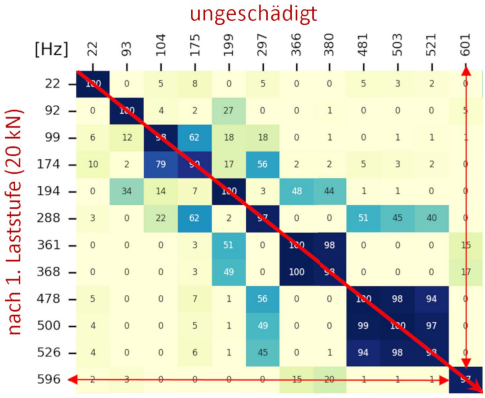


Abbildung 3: MAC-Ergebnis-Matrix

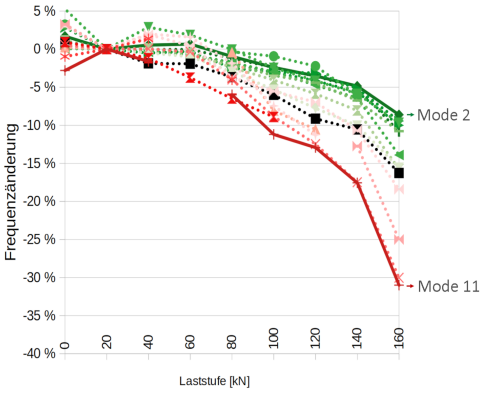


Abbildung 4: Änderung der Eigenfrequenzen

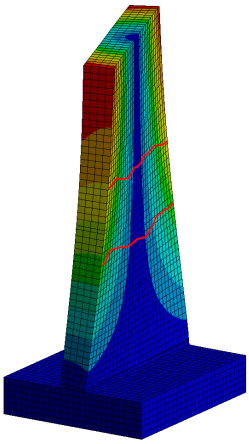


Abbildung 5: Eigenschwingung 2 - Torsion

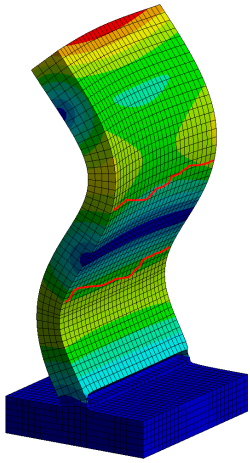


Abbildung 6: Eigenschwingung 11 - Biegung

aus der Energie im Frequenzspektrum berechnen. Für N Amplitudenwerte $x(t)$ und die entsprechenden Werte der diskreten Fouriertransformation $X(f)$ gilt

$$\sum_{n=0}^{N-1}[x(t_n)]^2 = \frac{1}{N}\sum_{k=0}^{N-1}[X(f_k)]^2. \tag{1}$$

In Übereinstimmung mit der Risskartierung in Abb. 2 waren die ersten deutlichen AE Signale ab der dritten Laststufe messbar. Diese traten zunächst eher vereinzelt auf. Ab der fünften Laststufe (100 kN), als auch erste vertikale Risse erkennbar waren, nahmen die zeitlichen Abstände zwischen hochfrequenten Signalen deutlich ab. Für diese Laststufe sind in Abb. 7 der Verlauf der aufgebrachten Last und der kumulativen Rissenergie gegenübergestellt. Die hohe Dichte der Rissereignisse äußert sich in dem fast kontinuierlichen Anstieg der Rissenergie

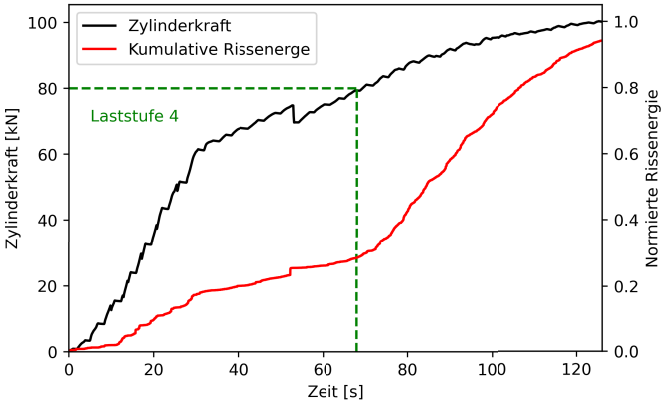


Abbildung 7: Zeitkurven der Zylinderkraft und AE-Energie für Laststufe 5 (100 kN).

nachdem die Maximallast aus der vorherigen vierten Stufe (80 kN) überschritten wurde. Die Belastung scheint bereits vorher groß genug gewesen zu sein, um entsprechend dem Felicity Effekt einen deutlichen Energieanstieg auf etwa ein Viertel der Gesamtenergie des Prozesses zu verursachen. Es ist nicht auszuschließen, dass ein Teil dieser Energie durch Störsignale, wie einer sprunghaften Verrückung des Bauteils bei $t \approx 54\,\mathrm{s}$, hervorgerufen wurde.

5 Verknüpfung

Zuletzt wurde untersucht inwieweit sich mit der Modalanalyse und Körperschalmessungen ähnliche Erkenntnisse über die Entwicklung der Schädigung des Bauteils ableiten lassen und ob Änderungen der modalen Parameter, insbesondere der Eigenfrequenzen, in dieser Studie als Indikator für den Grad des Schadens geeignet sind. Dazu ist in Abb. 8 dargestellt, wie sich die Anteile der Verschiebung der Eigenfrequenzen (gemittelt über alle vollständig identifizierten Eigenformen) einerseits und die Anteile der aus den Körperschallmessungen errechneten Rissenergie (summiert über alle Laststufen) andererseits über die einzelnen Laststufen verteilen. Weiterhin war von Interesse ob sich ein Energiemaß, das sich auf die hohen Frequenzanteile beschränkt, auch als Indikator geeignet ist, da diese Anteile sich in einer realistischen Anwendungsumgebung besser von Umgebungsgeräuschen unterscheiden lassen könnten. Deshalb wurde die Rissenergie auf drei disjunkte Frequenzintervalle aufgeteilt, welche sich an häufig in den Messungen auftretenden Frequenzen orientieren.
Generell ist aus Abb. 8 eine gute Korrelation zwischen den hier verwendeten Indikatoren zu beobachten, insbesondere ab der vierten Laststufe, als im Versuch eine deutliche Zunahme der Anzahl der Rissereignisse zu verzeichnen war. Die Übereinstimmung ist am höchsten für das niedrigste Frequenzband, welches etwa 90% der Gesamtenergie ausmacht und somit den Schädigungsgrad am besten widerspiegelt. Die starken Abweichungen in den niedrigen Laststufen ist wahrscheinlich auf Störsignale zurückzuführen, welche durch Unebenheiten an der Stelle der Lasteinleitung und Verrückungen des gesamten Bauteils verursacht wurden.

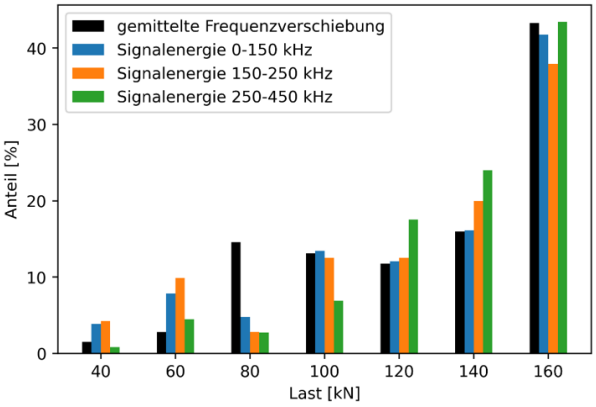


Abbildung 8: Anteile der gemittelten Eigenfrequenzverschiebungen und der kumulativen Rissenergien über die Lastgeschichte.

6 Diskussion

Am Beispiel von Laborversuchen wurden für ein Betonbauteil, das zunehmend durch eine statische Belastung geschädigt wurde, die Änderung von identifizierten modalen Parametern sowie die Detektion des Rissfortschritts durch Körperschallmessungen auf ihre Eignung als Indikatoren für eine Schädigungserkennung untersucht. Während die modale Identifikation das globale Strukturverhalten betrifft, kann die Messung von Körperschallsignalen infolge fortschreitender Rissbildung als lokale Methode eingeordnet werden. Dabei konnte eine gute Vergleichbarkeit der mit beiden Vorgehensweisen erzielten Ergebnisse festgestellt werden.
Allerdings wurde auch deutlich, dass die Schädigungserkennung auf Basis der modalen Parameteränderungen von der Einbeziehung mehr oder weniger sensitiver Eigenformen beeinflusst werden kann. Die Auswahl der entsprechenden Eigenformen in Bezug zu ausgewählten Schädigungsformen ergibt sich somit als fortführende Forschungsfrage. In ähnlicher Weise sind auch weiterführende Betrachtungen hinsichtlich der Sensitivität einzelner Frequenzbänder in den hochfrequenten Körperschallsignalen auf unterschiedliche Schädigungsereignisse erforderlich, um diese Detektionsmethode weiterzuentwickeln.
Aufbauend auf der vorliegenden Datenbasis werden in der fortführenden Arbeit weitere Verfahren zur Schädigungserkennung auf ihre Eignung untersucht und vergleichend gegenübergestellt. Darüber hinaus ist zukünftig auch die Anwendung der hier vorgestellten und weiterer Methoden an großen Strukturen bzw. bestehenden Bauwerken im Betriebszustand geplant. Dabei sind weitere Einflüsse aus Umgebungseinflüssen und Betriebsbedingungen zu berücksichtigen sowie die Frage nach der jeweils erforderlichen Sensordichte zu betrachten.

Literatur

[1] *DFG Schwerpunktsprogramm "Hundert plus"*. `https://www.spp100plus.de/`

[2] *Projekt DIVING*. `https://www.uni-weimar.de/de/bauingenieurwesen/institute/ism/forschung/laufende-projekte/diving/`

[3] *Brücken an Bundesfernstraßen: Bilanz und Ausblick*. `https://bmdv.bund.de/SharedDocs/DE/Anlage/K/presse/bruecken-an-bundesfernstrassen-bilanz-und-ausblick.pdf?__blob=publicationFile`. Version: 2022

[4] ALLEMANG, R. J. ; BROWN, D. L.: A Correlation Coefficient for Modal Vector Analysis

[5] GMBH, Q. : *Optimizer4D*. `https://business.qass.net/optimizer4d`

[6] OHTSU, M. : The history and development of Acoustic Emission in concrete engineering. In: *Concrete Library of JSCE No. 25* (994)

Minisymposium
Modelle für neue Werkstoffe

Organisatoren:

- **Sven Klinkel**
  Lehrstuhl für Baustatik und Baudynamik, Rheinisch-Westfälische Technische Hochschule Aachen

- **Marcus Rutner**
  Institut für Metall- und Verbundbau, Technische Universität Hamburg

Baustatik – Baupraxis 15, © 2024, Technische Universität Hamburg

Datenbasierte Parameteridentifikation und Modellierung von superelastischen Formgedächtnislegierungen

Okyay Altay, Niklas Lenzen

Lehrstuhl für Baustatik und Baudynamik, RWTH Aachen

Zusammenfassung: Superelastische Formgedächtnislegierungen gewinnen wegen ihrer einzigartigen Eigenschaften zunehmend an Bedeutung. Insbesondere können sie große Dehnungen ohne verbleibende Verformungen realisieren. In diesem Beitrag werden künstliche neuronale Netze eingesetzt, um Materialparameter aus zyklischen Versuchen zu identifizieren. Des Weiteren werden Operatornetze (DeepONets) verwendet, um die Martensitbildung und Spannungsantwort zu modellieren.

1 Einleitung

Formgedächtnislegierungen (FGL) sind metallische Funktionsmaterialien, die bei Temperaturen oberhalb ihrer materialspezifischen *Austenit-Finish-Temperatur* A_f auf Dehnungen *superelastisch* (auch als *pseudoelastisch* bezeichnet) reagieren. Wie in [11] näher beschrieben, zeigt das Material zunächst ein linear-elastisches Verhalten. Nach Erreichen einer kritischen Spannung beginnt die Kristallgitterstruktur der FGL sich von *Austenit* zu *Martensit* zu ändern. Diese Phasenumwandlung führt zu einem Plateau in der Spannungs-Dehnungskurve. Während des Entlastens nimmt die Spannung zunächst wieder linear ab. Nach Unterschreiten einer weiteren kritischen Spannung beginnt die Rücktransformation von Martensit in Austenit. Nach Abschluss der Phasenumwandlung nimmt die Spannung weiterhin linear ab und das Material kehrt zu seinem ursprünglichen Zustand zurück. Aufgrund dieser einzigartigen Eigenschaften können FGL große Dehnungen ($\geq$ 13% [13]) ohne bleibende Verformungen realisieren und während zyklischer Beanspruchungen Energie hysteretisch dämpfen.

Diese Eigenschaften, kombiniert mit weiteren Merkmalen wie dem Formgedächtniseffekt sowie Korrosions- und Ermüdungswiderstand, ermöglichen FGL zahlreiche Einsatzgebiete, nicht nur im Bauwesen, sondern auch in der Luft- und Raumfahrttechnik, der Autoindustrie

und der Medizin. Dank des superelastischen Materialverhaltens konnten vielfältige innovative Dämpfungs- und Rückstellsysteme für Bauwerke entwickelt werden [14]. Diese Systeme haben das primäre Ziel, Schwingungen und die daraus resultierenden Effekte zu minimieren. In der Regel kommt die Legierung Nickel-Titan (Nitinol) zum Einsatz, während kupfer- und eisenhaltige Legierungen kostengünstigere Alternativen bieten. Aufgrund thermodynamischer Vorteile werden insbesondere Litzen, Drähte und Stäbe bevorzugt.

Für die Auslegung dieser Systeme eignen sich uniaxiale makroskopische Werkstoffmodelle [1], die vorwiegend auf dem phänomenologischen Ansatz von Tanaka und Nagaki [12] basieren. Das Modell von *Zhu und Zhang* [15] ist ein Beispiel dafür. Diese Modelle beinhalten zahlreiche Parameter, die zuvor identifiziert werden müssen. Dazu sind neben klassischen zyklischen Versuchen auch weitere Experimente erforderlich, wie die dynamische Differenzkalorimetrie, um die thermodynamischen Eigenschaften zu ermitteln. Darüber hinaus können auch modellinterne Parameter existieren, die nicht direkt durch Experimente erfasst werden können und entsprechend der Materialantwort kalibriert werden müssen.

In unserer Arbeit [7] entwickelten wir eine Methode, um die thermodynamischen und internen Parameter mithilfe *künstlicher neuronaler Netze* (KNN) aus zyklischen Versuchen zu extrahieren. Die Spannungsantworten von FGL-Drähten konnten wir dann mit dem Modell von *Zhu und Zhang* in Abhängigkeit von Materialdehnungen über die Zeit berechnen. Makroskopische Modelle gestatten die Berechnung dynamischer Lastfälle jedoch nur mit äußerst kleinen Zeitschritten ($\leq 0{,}001$ s). Bei Übergängen zur Phasenumwandlung liefern sie sonst nicht-eindeutige Resultate. Für die Optimierung der Auslegungsparameter von FGL-basierten Systemen sind jedoch zahlreiche Berechnungen mit komplexen Lastfällen, wie Erdbeben, erforderlich. Um den Berechnungsaufwand zu reduzieren, präsentieren wir in dieser Arbeit eine Modellierungsmethode, die auf die KNN basiert.

Bislang sind die KNN erfolgreich zur Optimierung der Materialzusammensetzung von FGL eingesetzt worden [3] und fanden ebenso Anwendung in der Modellierung von FGL-Sensoren und -Aktuatoren [4]. Das superelastische Materialverhalten wurde von Ozbulut und Hurlebaus mithilfe von Fuzzy-Logik modelliert. Allerdings war dabei spezifisches Fachwissen erforderlich, insbesondere bei der Erstellung von Zugehörigkeitsfunktionen und Fuzzy-Regeln.

Alternative Ansätze könnten sich aus den neusten physikinformierten KNN-Methoden ergeben. Beispielsweise schlugen Linka und Kuhl kürzlich eine Methode unter Verwendung von Vorwärtsnetzen für die allgemeine Werkstoffmodellierung vor [8]. Wie sie jedoch feststellten, eignen sich Vorwärtsnetze nicht zur Modellierung von geschichtsabhängigem Werkstoffverhalten, wie es bei den FGL der Fall ist. Daher entwickeln wir in dieser Arbeit für die superelastischen FGL eine Modellierungsmethode mit Operatornetzen, auch bekannt als *Deep Operator Neural Networks* oder DeepONets [9].

In Abschnitt 2 erläutern wir die Modellierungsmethode. Als Grundlage dazu werden dabei auch die Parameteridentifikationsmethode sowie das Materialmodell von *Zhu und Zhang* vorgestellt. Abschnitt 3 präsentiert die Anwendung der Methode am Beispiel eines Rahmentragwerks. Abschluss und Zusammenfassung der Arbeit finden sich in Abschnitt 4.

2 Methoden

2.1 Parameteridentifikation und Werkstoffmodell

Das uniaxiale Materialmodell von *Zhu und Zhang* [15], wie es in der makroskopischen Modellierung superelastischer FGL üblich ist, basiert auf den Gesetzen der Thermodynamik und leitet sich von der freien Helmholtz-Energie ab. Hieraus ergebenden sich insbesondere die folgenden Differentialgleichungen:

$$\dot{\sigma} = E(\dot{\varepsilon} - \varepsilon_l \dot{\xi}), \tag{1}$$

$$\dot{T} = \frac{1}{C\rho}\left(\sigma\varepsilon_l\dot{\xi} + L\dot{\xi} - \gamma(T - T_0)\right), \tag{2}$$

$$\dot{\xi} = f(T,\sigma)\left(\dot{T} - \frac{\dot{\sigma}}{c}\right). \tag{3}$$

Das simultane Lösen dieser Gleichungen über die Zeit t, beispielsweise mithilfe des Runga-Kutta-Verfahrens, ermöglicht die Berechnung von Änderungen in der Spannung $\dot{\sigma}$, Temperatur $\dot{T}$ und Martensitgehalt $\dot{\xi}$ in Abhängigkeit vom Dehnungsverlauf $(\varepsilon, \dot{\varepsilon})$. Das Materialverhalten wird dabei durch eine Vielzahl von Parametern bestimmt. Die Parameter der *Spannungsgleichung* Gl. (1) können mithilfe herkömmlicher zyklischer Versuche erfasst werden. Dazu gehören die Elastizitätsmodule der Austenit- und Martensitphasen (E_A, E_M), die wie folgt homogenisiert werden können:

$$E = E_A + \xi(E_M - E_A). \tag{4}$$

Dabei kann ε_l ebenfalls aus den zyklischen Versuchen ermittelt werden und beschreibt die maximale Dehnung nach vollständiger Phasenumwandlung ($\xi = 100\%$).

Neben der Materialdichte ρ kommen in der *Wärmegleichung* Gl. (2) die spezifische Wärmekapazität C und der volumetrische Wärmeübergang γ zum Einsatz. Die Identifikation dieser Parameter erfordert zusätzliche thermodynamische Untersuchungen. Zudem stellt die latente Wärme L einen internen Modellparameter dar, der nicht direkt aus den Versuchen gemessen werden kann. Stattdessen muss er gemäß der Spannungs- und Temperaturantwort der zu modellierenden FGL *kalibriert* werden. Die Umgebungstemperatur wird in der Wärmegleichung durch T_0 repräsentiert.

Die *Phasentransformationsgleichung* Gl. (3) beinhaltet eine exponentielle Funktion $f(T, \sigma)$, die die Martensitbildung wiedergeben soll. Dabei steht c für den Clausius-Clapeyron-Koeffizient, welcher die Phasentransformationsbedingungen darstellt und den Zusammenhang zwischen den kritischen Spannungen und Temperaturen beschreibt. Die kritischen Temperaturen können aus den herkömmlichen Spannungsversuchen ermittelt werden, indem zusätzlich nur noch die Materialtemperatur gemessen werden muss. Allerdings muss insbesondere die *Austenit-Start-Temperatur* A_s in diesem Materialmodell speziell für dynamische Szenarien kalibriert werden [7].

Die Modellparameter lassen sich damit in zwei Gruppen einteilen. Die ersten sind die *allgemeinen Parameter* $\{E_A, E_M, \varepsilon_l, \rho, c, T_s, T_f\}$ sowie die zugehörigen kritischen Spannungen. Diese Parameter können direkt aus den Spannungs-Dehnungsversuchen ermittelt werden und

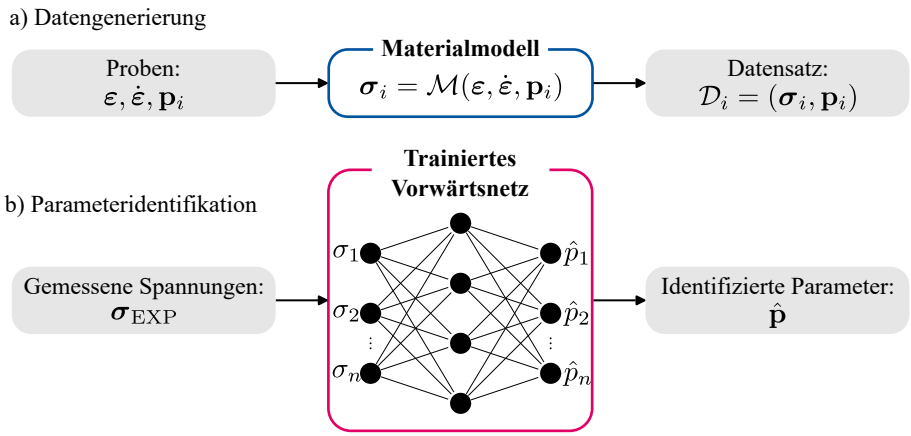


Abbildung 1: Parameteridentifikationsmethode. a) zeigt die Generierung von Daten, die für das Training des Vorwärtsnetzes erforderlich sind. b) stellt das Netz im Einsatz dar. Parameter, die normalerweise zusätzliche Experimente oder Kalibrationsvorgänge benötigen, können direkt aus zyklischen Versuchen ermittelt werden.

werden oft vom Hersteller bereitgestellt. Die zweite Gruppe sind die *thermodynamischen Parameter* $\{C,\gamma\}$ und erfordern zusätzliche Experimente zur Bestimmung. Hierzu zählen auch $\{L,A_s\}$, die entweder gar nicht oder nicht exakt aus Experimenten ermittelt werden können und daher im Materialmodell kalibriert werden müssen.

Für die Identifikation der geeigneten thermodynamischen Parameter werden zunächst im Parameterraum Stichproben $\mathbf{p}_i$ mit dem Latin-Hypercube-Verfahren ausgewählt, Abb. 1a. Dabei ist es wichtig, den Parameterraum realistisch zu begrenzen, um den Berechnungsaufwand zu minimieren. Die Anzahl der ausgewählten Parameter hängt von der Empfindlichkeit der spezifischen FGL ab. In dynamischen Lastfällen treten in der Regel verstärkt thermodynamische Effekte auf, weshalb eine präzisere Identifikation der zugehörigen Parameter, im Vergleich zu statischen Szenarien, erforderlich ist.

Im nächsten Schritt werden mithilfe des Materialmodells für jede ausgewählte Parameterkombination die entsprechenden Spannungsantworten $\boldsymbol{\sigma}_i$ berechnet. Dabei werden harmonische Zeitverläufe der Dehnungen ε und Dehnungsraten $\dot{\varepsilon}$ als Eingangsgrößen verwendet, die repräsentativ für den vorgesehenen Anwendungsbereich der FGL sind. Insbesondere bei dynamischen Szenarien können Dehnungsamplituden [5] und -raten [6] das Materialverhalten erheblich beeinflussen und müssen daher in den Zeitverläufen angemessen berücksichtigt werden. Die Auswahl des maßgebenden Lastfalls kann mit Hilfe adaptiver Stichprobenverfahren automatisiert erfolgen, wie in [10] für die dynamische Modellierung von nichtlinearen Systemen näher beschrieben ist. Alternativ können auch mehrere Lastfälle separat betrachtet werden. Die generierten Datensätze $\mathcal{D}$ aus dem Materialmodell beinhalten Spannungsvektoren $\boldsymbol{\sigma}_i$ zusammen mit den entsprechenden Parameterkombinationen $\mathbf{p}_i$.

Mit den generierten Daten wird ein Vorwärtsnetz trainiert. Dieses Netz verwendet die Spannungsvektoren als Eingang und die Parameterkombinationen als Ausgang. Die Hyperparameter des Netzes, wie die Anzahl der Schichten und Neuronen, die Lernrate, die Aktivierungs-

funktionen sowie weitere Einstellungen, können basierend auf Erfahrungswerten optimiert werden. Hierfür können auch Methoden, wie die *Rastersuche* oder *randomisierte Algorithmen*, verwendet werden [2]. Das trainierte Netz ist dann in der Lage, wie in Abb. 1b dargestellt, die thermodynamischen Parameter des Materialmodells direkt aus den Spannungs-Dehnungsdaten der zyklischen Versuche zu ermitteln, ohne dass zusätzliche thermodynamische Experimente durchgeführt werden müssen. Darüber hinaus erfolgt die Kalibrierung der Parameter automatisch am Materialmodell, wodurch keine weiteren Anpassungen erforderlich sind.

2.2 Modellierung mit DeepONet

Das primäre Ziel besteht darin, mithilfe eines KNNs aus den Dehnungszeitverläufen die zugehörigen Spannungsverläufe zu bestimmen. Dabei können auch interne Prozesse von Interesse sein. Ein Beispiel hierfür ist die Phasenumwandlung, die eine zentrale Rolle bei der Optimierung von Dämpfungssystemen spielt. Hierdurch lässt sich evaluieren, in welchem Ausmaß die FGL aktiviert und dementsprechend Energie abgebaut wurde. Daher wird in diesem Beitrag zusätzlich zur Spannung auch der Martensitgehalt erfasst.

Wie bereits in Abschnitt 1 beschrieben, wird ein *DeepONet* [9] verwendet, um das geschichtsabhängige Werkstoffverhalten modellieren zu können. Bei dieser Architektur (Abb. 2) kommen gleichzeitig zwei Vorwärtsnetze zum Einsatz. Das *Branch-Netz* nutzt die Werte der Dehnungsfunktion $\varepsilon = [\varepsilon_1, \ldots, \varepsilon_n]$ als Eingang, während der Eingang des *Trunk-Netzes* den Zeitpunkt $t = \{0, \ldots, t_{\text{end}}\}$ angibt, zu dem der Martensitgehalt und die Spannungsantwort der FGL ermittelt werden sollen. Die Hyperparameter der beiden Netze können, wie bei der Parameteridentifikation, mit den gängigen Methoden optimiert werden [2]. Durch ein Skalarprodukt und die Aktivierungsfunktion *ReLU* (Rectified Linear Unit) werden die Ausgaben der beiden Netze, b_k und c_k, kombiniert und ergeben den Martensitgehalt $\hat{\xi} = \{0, \ldots, 1\}$ gemäß der Formel

$$\hat{\xi}(\varepsilon)(t) = \mathit{ReLU}\left(\sum_{k=1}^{p} b_k c_k + b_0\right). \tag{5}$$

In dieser Gleichung steht p für die Anzahl der Neuronen in der Ausgabeschicht der beiden Netze, und $b_0 \in \mathbb{R}$ repräsentiert die Verzerrung. Die Spannungsantwort wird dann gemäß der thermodynamischen Gesetze und des Materialmodells von *Zhu und Zhang* [15] (vgl. mit Gl. (1)) berechnet:

$$\hat{\sigma} = E(\varepsilon - \varepsilon_l \hat{\xi}). \tag{6}$$

Dabei wird E gemäß Gl. (4) homogenisiert, und ε_l ist, wie bereits in Abschnitt 2.1 erläutert, die maximale Dehnung bei $\xi = 100\%$. Die für das Training des DeepONets notwendigen Daten können aus Experimenten gewonnen werden. Dank der entwickelten Architektur genügen hierfür die Spannungs- und Dehnungsdaten. Eine Messung des Martensitgehalts ist nicht nötig. Das Netz wird allein durch Minimierung der Abweichung zwischen den berechneten Werten $\hat{\sigma}$ und den tatsächlichen Spannungen σ trainiert.

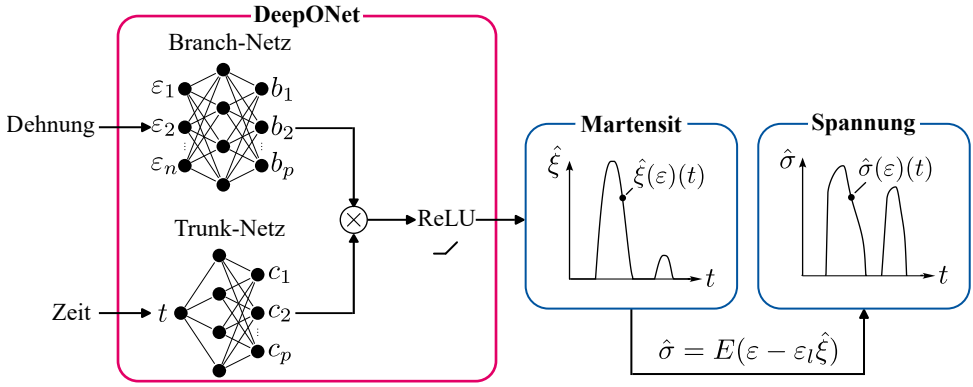


Abbildung 2: Modellierung des Martensitgehalts und der Spannung über die Zeit mit einem DeepONet bestehend aus zwei Vorwärtsnetzen.

Um die erforderlichen Trainingsdaten zu generieren, werden, ähnlich wie bei der Parameteridentifikation, repräsentative Dehnungsfunktionen benötigt. DeepONets haben die Fähigkeit, nicht nur aus harmonischen Funktionen, sondern auch aus komplexeren Zeitreihen (z.B. Fourier-Reihen) zu lernen, was zu besseren Generalisierungseigenschaften führen kann. Komplexe Dehnungsverläufe erfordern jedoch spezielle Versuchsaufbauten. In solchen Fällen bieten sich alternativ harmonische Funktionen an, die in Kombination mit adaptiven Stichprobenverfahren, wie im vorherigen Abschnitt erwähnt, den experimentellen Aufwand reduzieren können [10]. Eine weitere Möglichkeit besteht darin, Daten *synthetisch* mithilfe eines vorhandenen Materialmodells zu generieren. Hierfür müssen jedoch die Parameter des Materialmodells zuvor identifiziert werden, wie im nächsten Abschnitt anhand eines Beispiels gezeigt wird.

3 Anwendungsbeispiel

Wir demonstrieren die Effektivität unserer Identifikations- und Modellierungsmethode am Beispiel eines dreistöckigen Rahmentragwerks, das mit FGL-Dämpfern nachgerüstet wurde. Die Massen und Steifigkeiten der Stockwerke betragen jeweils 1000 t und $1{,}75 \cdot 10^2$ MN/m. Als Dämpfung nutzen wir Rayleigh-Dämpfung mit $T_i = \{1{,}07; 0{,}38\}$ s und $D_i = \{1; 2\}\%$. Die Dämpfer setzen sich aus Drahtbündeln zusammen, die auf Zug belastet sind und aus Nickel-Titan-Litzen (*Ni-55,9%-Ti-43,95%*) mit einem Durchmesser von 0,2 mm bestehen. Die allgemeinen FGL-Parameter wurden vom Hersteller bereitgestellt. Die thermodynamischen Parameter $\{C, \gamma, L, A_s\}$ wurden entsprechend Abschnitt 2.1 und [7] mittels eines Vorwärtsnetzes ermittelt.

Abb. 3 zeigt das Bauwerk und dessen Schwingungsantwort auf ein Erdbeben. Die Abmessungen des FGL-Bündels, mit einer Länge von $l = 78$ cm und einem Durchmesser von $D = 30$ mm, wurden nach Simulationen mit unserer Modellierungsmethode optimiert. Bei einer *Rastersuche* wurden für das Branch-Netz 100-Neuronen als Eingang festgelegt. Sowohl für das Branch- als auch das Trunk-Netz wurden 7-Schichten definiert, jede mit 100-

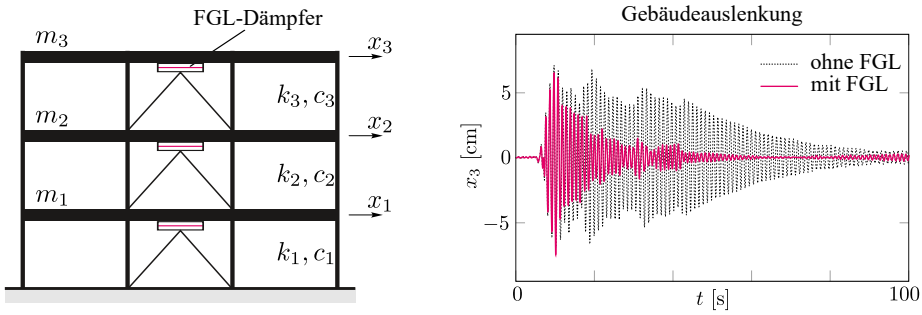


Abbildung 3: Das untersuchte Rahmentragwerk mit Dämpfern aus FGL-Bündeln. Durch die Optimierung der Bündelgeometrie konnte die Gebäudeauslenkung stark reduziert werden.

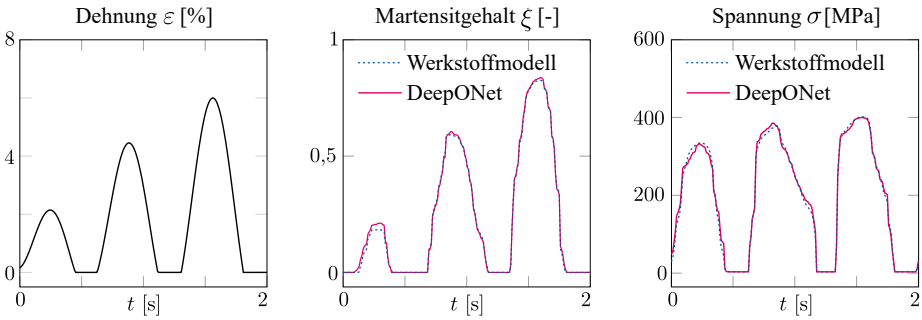


Abbildung 4: Beispiel für die Validierungsstudien. Sowohl das DeepONet als auch das Werkstoffmodell zeigten vergleichbare Genauigkeit.

Neuronen, und abschließend 100-Neuronen als Ausgang. Als Aktivierungsfunktion kam die *ReLU* zum Einsatz. Die Initialisierung der Netze erfolgte mit dem *He-Initializer*, und die Optimierung mit *Adam* [2]. Die Lernrate lag bei $\eta = 0{,}1 \cdot 10^{-3}$. Für die Generierung der Trainingsdaten kam das Materialmodell von *Zhu und Zhang* unter Verwendung der identifizierten Parameter zum Einsatz. Hierbei wurden die Dehnungsverläufe mittels *Fourier-Reihen* generiert, die den Frequenz- und Amplitudenbereich des Bauwerks widerspiegeln. Zur Validierung wurden die *DeepONet*-Ergebnisse mit den Modellergebnissen verglichen, Abb. 4.

4 Fazit

In diesem Beitrag präsentierten wir eine auf DeepONet-basierende Methode zur Bestimmung der Spannungsantworten von superelastischen FGL. Die gewählte Netzarchitektur ermöglicht die Modellierung von geschichtsabhängigem Werkstoffverhalten und erfasst interne Prozesse, wie die Martensitbildung. Weiterhin wurde die Methode mit einer Parameteridentifikationsmethode verbunden, um Trainingsdaten für das DeepONet mithilfe konventioneller Materialmodelle zu generieren. Als Anwendungsbeispiel diente ein Rahmentragwerk, bei dem das Design der FGL-Dämpfer mithilfe der Modellierungsmethode optimiert wurde.

Literatur

[1] CISSE, C. ; ZAKI, W. ; BEN ZINEB, T. : A review of constitutive models and modeling techniques for shape memory alloys. In: *Int. J. Plast.* 76 (2016), S. 244–84

[2] GOODFELLOW, I. ; BENGIO, Y. ; COURVILLE, A. : *Deep Learning*. MIT Press, 2016

[3] HART, G. L. W. ; MUELLER, T. ; TOHER, C. ; CURTAROLO, S. : Machine learning for alloys. In: *Nat. Rev. Mater.* 6 (2021), Nr. 8, S. 730–55

[4] HMEDE, R. ; CHAPELLE, F. ; LAPUSTA, Y. : Review of neural network modeling of shape memory alloys. In: *Sensors* 22 (2022), Nr. 15, S. 5610

[5] KAUP, A. ; ALTAY, O. ; KLINKEL, S. : Strain amplitude effects on the seismic performance of dampers utilizing shape memory alloy wires. In: *Eng. Struct.* 244 (2021), S. 112708

[6] KAUP, A. ; DING, H. ; WANG, J.-T. ; ALTAY, O. : Strain rate dependent formulation of the latent heat evolution of superelastic shape memory alloy wires incorporated in multistory frame structures. In: *J. Intell. Mater. Syst. Struct.* 32 (2021), Nr. 11, S. 1198–214

[7] LENZEN, N. ; ALTAY, O. : Machine learning enhanced dynamic response modelling of superelastic shape memory alloy wires. In: *Materials* 15 (2022), Nr. 1, S. 304

[8] LINKA, K. ; KUHL, E. : A new family of constitutive artificial neural networks towards automated model discovery. In: *Comput. Meth. Appl. Mech. Eng.* 403 (2023), S. 115731

[9] LU, L. ; JIN, P. ; PANG, G. ; ZHANG, Z. ; KARNIADAKIS, G. E.: Learning nonlinear operators via DeepONet based on the universal approximation theorem of operators. In: *Nat. Mach. Intell.* 3 (2021), Nr. 3, S. 218–29

[10] MILICEVIC, P. ; ALTAY, O. : Data generation framework for inverse modeling of nonlinear systems in structural dynamics applications. In: *Acta Mech.* (2023). – doi:10.1007/s00707-023-03532-3

[11] OTSUKA, K. (Hrsg.) ; WAYMAN, C. M. (Hrsg.): *Shape Memory Materials*. Cambridge ; New York : Cambridge University Press, 1998

[12] TANAKA, K. ; NAGAKI, S. : A thermomechanical description of materials with internal variables in the process of phase transitions. In: *Ingenieur-Archiv* 51 (1982), Nr. 5, S. 287–99

[13] TANAKA, Y. ; HIMURO, Y. ; KAINUMA, R. ; SUTOU, Y. ; OMORI, T. ; ISHIDA, K. : Ferrous polycrystalline shape-memory alloy showing huge superelasticity. In: *Science* 327 (2010), Nr. 5972, S. 1488–90

[14] ZAREIE, S. ; ISSA, A. S. ; SEETHALER, R. J. ; ZABIHOLLAH, A. : Recent advances in the applications of shape memory alloys in civil infrastructures: A review. In: *Structures* 27 (2020), S. 1535–50

[15] ZHU, S. ; ZHANG, Y. : A thermomechanical constitutive model for superelastic SMA wire with strain-rate dependence. In: *Smart Mater. Struct.* 16 (2007), Nr. 5, S. 1696–707

Baustatik – Baupraxis 15, © 2024, Technische Universität Hamburg

Nanostrukturierte metallische Multilayer zur signifikanten Steigerung der Ermüdungsfestigkeit – eine neue Schweißnahtnachbehandlung

Jakob Brunow[1], Niclas Spalek[2], Fawad Mohammadi[3], Marcus Rutner[2]

[1]*WKC Hamburg GmbH, Veritaskai 8, 21079 Hamburg*
[2]*Institut für Metall- und Verbundbau, Technische Universität Hamburg, Denickestr. 17, 21075 Hamburg*
[3]*Jörss-Blunck-Ordemann GmbH, Kaiser-Wilhelm-Str. 50, 20355 Hamburg*

Zusammenfassung: Die Schweißnahtnachbehandlung einer Stumpfnaht mit nanostrukturierten metallischen Multilayern (NMM) erreicht einen Kerbfall 190 mit einer Steigung 6, damit eine Vervielfachung der ursprünglichen Lebensdauer. NMM ist eine Cu/Ni-Beschichtung, die durch Elektrodeposition lokal auf Schweißnaht und Schweißnahtübergang aufgebracht wird. Überlegungen zu den Wirkmechanismen werden diskutiert.

1 Einführung

Nanostrukturierte Querschnitte zeichnen sich durch Materialeigenschaften aus, die um ein Vielfaches besser sind als die Materialeigenschaften des homogenen Metallquerschnitts. So weist die Festigkeit des Nanolaminats eine mehrfache Steigerung der Festigkeit gegenüber dem Baustahl S355 auf, wie in Abbildung 1 gezeigt (Mastorakos et al., 2011; Hradil und Talja, 2016; Brunow und Rutner, 2020; Zheng et al., 2013; Wang et al., 2006).

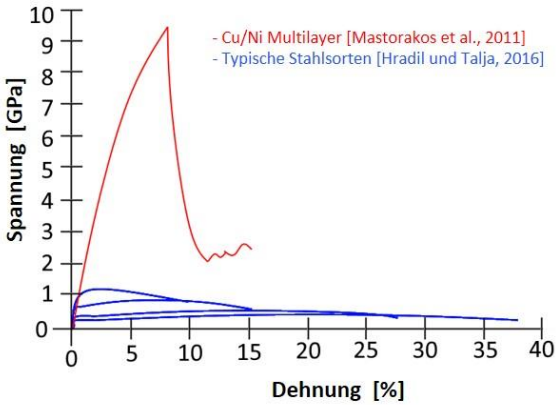


Abbildung 1: Festigkeitssteigerung durch das Nanolaminat.

Die Idee ist, nanostrukturierte Teilquerschnitte genau da im Gesamtquerschnitt zu platzieren, wo der Stahlquerschnitt besonders empfindlich ist. Die geschweißte Verbindung ist bereits nach vergleichsweise kurzer Lebensdauer bei zyklischer Beanspruchung anfällig für Rissinitiierung und zeigt oftmals vorzeitiges Versagen. Dieses Ermüdungsproblem besteht industrieübergreifend und ist Ursache einer Infrastrukturkrise.

Der hier vorgestellte Forschungsansatz verfolgt das Ziel, die Lebensdauer der Infrastruktur durch *materialinherente* Eigenschaften zu gewährleisten, die, wenn implementiert, auch Wartungs- und Reparaturkosten reduzieren sowie Maßnahmen des Structural Health Monitoring (Oppermann er al. 2021; Donskoy et al., 2019; Dorendorf et al., 2022; Conticchio et al., 2015; Bazrafkan and Rutner, 2023) reduzieren könnten. Im Gegensatz zu makrostrukturierten Kompositquerschnitten, z.B. Fiber-Metall-Laminaten (Woelke et al., 2015), haben nanostrukturierte metallische Beschichtungen den Vorteil, nur eine sehr kleine Dicke zu haben und dadurch die Steifigkeit des zu verstärkenden Querschnitts nicht zu verändern. Somit werden keine Steifigkeitssprünge am Übergang von verstärktem zu nicht verstärktem Querschnitt verursacht, die durch Kerbbildung ein neues Ermüdungsproblem darstellen.

Am Institut für Metall- und Verbund der TUHH wurde die metallische Nanolaminatbehandlung (das Nanopflaster) als neues Schweißnahtnachbehandlungs-verfahren an 8mm-dicken mit DV-Naht geschweißten Flachproben entwickelt (Brunow und Rutner, 2021). Die Nanolaminatbehandlung ist schematisch und im Querschnitt in einer Rasterelektronen-Mikroskopaufnahme in Abbildung 2 dargestellt.

Die Nanolaminatbeschichtung besteht aus alternierenden Kupfer- und Nickelschichten. Eine Ni-Ausgleichsschicht schafft die Verbindung zwischen Stahlsubstrat und Nanolaminatbeschichtung.

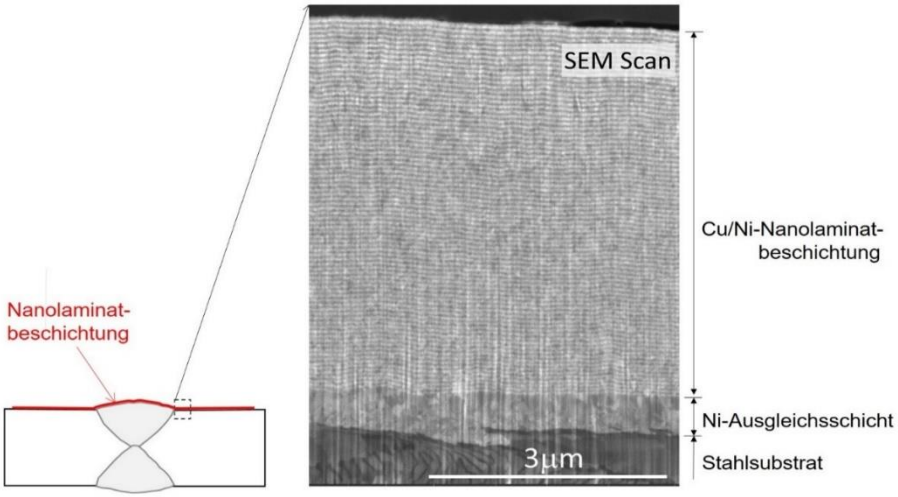


Abbildung 2: Schweißnahtnachbehandlung mit Nanolaminatbeschichtung. Links: Schematische Darstellung und Applikationsbereich; Rechts: REM-Aufnahme des Querschnitts mit Darstellung des Stahlsubstrats, der Ni-Ausgleichsschicht und der aufgebrachten Cu/Ni-Nanolaminatbeschichtung.

2 Nanolaminare Querschnitte

2.1 Skalierbarkeit und Herstellung

In einem DASt-Paper wurde das Potenzial von nanolaminaren Querschnitten für den Konstruktiven Ingenieurbau vorgestellt (Brunow und Rutner, 2020). Die Evaluierung verschiedener Verfahren zur Herstellung von Nanolaminat, u.a. die Physikalische Gasphasenabscheidung (Ramezani et al., 2017), zeigte Grenzen hinsichtlich der Skalierbarkeit und Übertragbarkeit auf den Konstruktiven Ingenieurbau auf. Die galvanische Metallabscheidung im Single-Bath-Verfahren erwies sich letzten Endes als skalierbar und vielversprechend, die Herstellung von Nanolaminat beliebiger Gesamtdicken zu ermöglichen (Kanani, 2020).

2.2 Versuchskörper und Versuchsdurchführung

In einer Vorstudie wurde eine dünne Nanolaminatbeschichtung auf die DV-Naht einer 8 mm-dicken Flachprobe (S355 J2) der Geometrie gemäß Typ E aus DIN 50125 (Dogbone) aufgebracht.

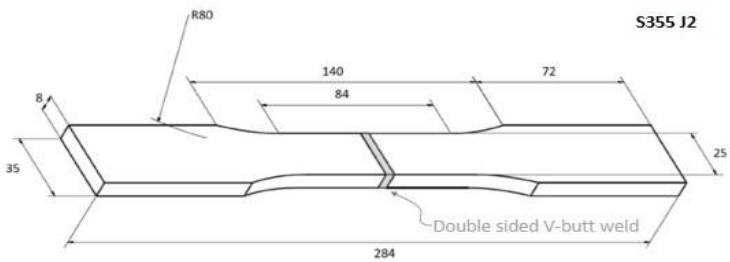


Abbildung 3: S355 J2 - Flachprobe (Dogbone) Probengeometrie Typ E nach DIN 50125 mit zentrischer DV-Naht

Die Flachprobe hat die Länge/Breite/Dicke von 284 mm/25 mm/8 mm und ist in Abbildung 3 dargestellt. Die Nanolaminatbehandlung besteht aus 80 Doppelschichten alternierender 15 nm-Cu- und 35 nm-Ni-Schichten, wie in Abbildung 2 gezeigt. Die nanolaminierten Proben wurden zusammen mit unbehandelten Proben, polierten Proben und mit Hochfrequenzhämmern (HIFIT) nachbehandelten Proben im Ermüdungsversuch getestet. Die Vorstudie umfasste 32 unbehandelte Proben (davon 3 Durchläufer), 11 polierte Proben (davon 4 Durchläufer), 20 hochfrequenzbehandelte Proben (davon 2 Durchläufer) und 16 nanolaminierte Proben (davon 4 Durchläufer).

Aus den Ergebnissen der Ermüdungsversuche wurde mit dem Perlenschnurverfahren nach DIN 50100 die Wöhlerlinie erzeugt.

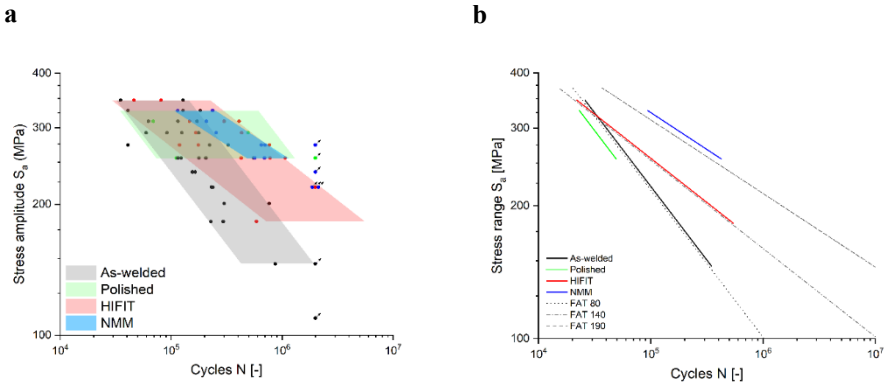


Abbildung 4: (a) 80%-Konfidenzintervalle der unbehandelten, polierten, mit Hochfrequenzhämmern (HIFIT) nachbehandelten und mit Nanolaminat behandelten Proben; Ermüdungsversuche im Zugschwellbereich (R=0); (b) 5%-Quantile der Wöhlerkurven als Grundlage für die Auslegung von Bauwerken nach EN 1993-1-9 (Brunow et al., 2023)

Abbildung 4a zeigt alle Datenpunkte der Versuchsserie. Das Wöhlerdiagramm in Abbildung 4a schafft interessante Einblicke: Die über die Datenpunkte gezeichneten Konfidenzintervalle spannen zwischen der 10%- und 90%-Zeitfestigkeitsgerade. Die Breite dieser Konfidenzintervalle visualisiert damit die Streuung der Daten. Verglichen mit den nanolaminierten Proben streuen die Ergebnisse der unbehandelten, der polierten und der mit Hochfrequenzhämmern (HIFIT) nachbehandelten Proben deutlich stärker (Abbildung 4a). Es sind weitere Versuchsserien nötig, um die beobachteten Effekte statistisch zu erweitern, jedoch zeigt sich bereits die hohe Wirksamkeit der Nanolaminatbeschichtung durch die geringe Breite des Konfidenzintervalls und eine ermittelte Neigung der Wöhlerlinie von m=6,79.

Abbildung 4b zeigt die nach EN 1993-1-9 für die Bemessung relevanten 5%-Quantile der getesteten Proben. Eine große Verbesserung der Ermüdungsfestigkeit der nanolaminierten Proben gegenüber den unbehandelten Referenzproben (as-welded), den polierten sowie den mit Hochfrequenzhämmern (HIFIT) nachbehandelten Proben ist zu erkennen. Die 5%-Zeitfestigkeitsgerade der nanolaminierten Proben liegt oberhalb der Kerbfallklasse 190, während die unbehandelten Proben erwartungsgemäß Kerbfallklasse 80 erreichen. Die mit Hochfrequenzhämmern (HIFIT) nachbehandelten Proben liegen erwartungsgemäß bei Kerbfallklasse 140 (Yildirim und Marquis, 2011). Die polierten Proben liegen durch eine größere Streuung sogar noch unterhalb Kerbfallklasse 80. Aus den Vorversuchen ist weiter erkennbar, dass die Neigung der Wöhlerlinie der mit Nanolaminat behandelten Proben deutlich kleiner ist als bei der unbehandelten, bzw. der polierten Probe. Bei einer Spannungsschwingbreite von 65% der Fließgrenze stellen sich bereits Durchläufer ein.

2.3 Wirkmechanismen der Nanolaminatbehandlung

Brunow et al. (2022) zeigen auf, dass infolge Nanolaminatbehandlung verschiedene Wirkmechanismen zur gesteigerten Ermüdungsresistenz beitragen. Dabei ist zwischen Wirkmechanismen zur Verzögerung der Rissinitiierung und Wirkmechanismen zur Verzögerung des Rissfortschritts zu unterscheiden, wie in Abbildung 5 gezeigt.

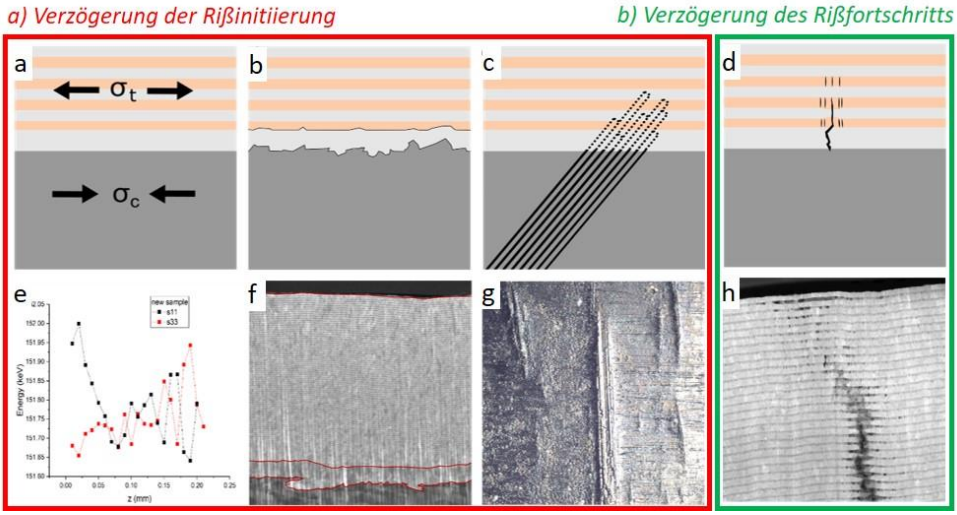


Abbildung 5: a) Wirkmechanismen der Verzögerung der Rissinitiierung und b) Wirkmechanismen der Verzögerung des Rissfortschritts (Brunow et al., 2023)

Messergebnisse der Eigenspannungen an der Beamline P61A bei PETRA-III am Deutschen Elektronen-Synchrotron (DESY) in Hamburg zeigen Zugeigenspannungen in den Nickelschichten in der Größenordnung von einigen 100 MPa der noch unbelasteten Probe. Entsprechend werden im Stahlsubstrat oberflächennah erhebliche Druckeigenspannungen erkannt, die sich, wie in Abbildung 5a und e zu sehen, über die Querschnittshöhe des Probekörpers abbauen.

Durch die Nanolaminatbeschichtung wird die Rauigkeit extrem reduziert, wie in Abbildung 5b und f gezeigt. Darüber hinaus wirkt das Nanolaminat wie ein Korsett. Die Kombination aus Härte und extrem hoher Festigkeit von einigen GPa des Nanolaminats infolge des Hall-Pech-Effekts verhindert Extrusions- und Intrusionsbildung, die Vorläufer der Rissinitiierung (Abbildung 5c und g).

Abbildung 5d und h zeigt die Wirkmechanismen der Verzögerung des Rissfortschritts. Der TEM-Scan zeigt den Rissfortschritt im Cu/Ni-Nanolaminat mit einer partiell intakten nanolaminaren Struktur vor der Rissspitze. Aus diesem Bereich des Nanolaminats vor der Rissspitze lassen sich eine multiple Rissbildung in den Kupferschichten und eine Rissüberbrückung (crack bridging) der Nickelschichten erkennen. Ein komplexes Risswachstum mit Phasen der Rissablenkung, -reinitiierung und -stop ist zu beobachten.

3 Zusammenfassung

Stahlkonstruktionen, die zyklischen Belastungen ausgesetzt sind, altern durch Materialermüdung vorzeitig. Die Materialermüdung spielt sich lokal, vor allem in den Verbindungen, ab. Der Fokus in dieser Studie liegt auf der geschweißten Verbindung mit DV-Naht. Nanolaminare metallische Multilayer (NMM), die lokal auf Schweißnaht und Schweißnahtübergang durch galvanische Metallabscheidung aufgetragen werden, zeigen Potenzial als Schweißnahtnachbehandlungsverfahren zur Erreichung einer deutlich gesteigerten Ermüdungsfestigkeit. Die durch NMM nachbehandelte DV-Naht erreicht Kerbklasse 190. Die Studie umfasst auch eine Vergleichsstudie mit HFMI nachbehandelen Proben.

Literatur

[1] MASTORAKOS, I.N.; BELLOU, A.; BAHR, D.F.; ZBIB, H.M. Size-dependent strength in nanolaminate metallic systems. *Journal of Materials Research*, 26 (2011), S. 1179–1187

[2] HRADIL, P.; TALJA, A. Ductility limits of high strength steels, VTT Research Report, VTT-R-04741-16, 2016 (6)

[3] OPPERMANN, P.; DORENDORF, L.; RUTNER. M.; RE*NNER, C.* Nonlinear Modulation with Low-Power Sensor Networks using Undersampling, *Structural Health Monitoring*, Sage Publishing***, 2***0 (6), 2020, *S.* 3252-3264

[4] DONSKOY, D.; GOLCHINFAR, B.; RAMEZANI, M.; RUTNER, M.; HASSIOTIS, S. Vibro-acoustic amplitude and frequency modulations during fatigue damage evolution, AIP Conference Proceedings 2102 (1) 2019

[5] DORENDORF, L.; LALKOVSKI; N., RUTNER, M. Physical explanation for vibro-acoustic modulation due to local and global nonlinearities in a structure and its experimental and numerical validation. *Journal of Sound and Vibration*, 528 (2022), 116885

[6] CONTICCHIO, M.; GOMBAR, J.; JANDRESKI, D.; MURPHY, J.; STECYK, C.; TESSITORE, L.; BRUNELL, L.; FISHER. F.; MCNAIR, B.; RUTNER, M. Vibrational energy harvesting for structural health instrumentation, US Patent App. 14/712,042, 2015

[7] BAZRAFKAN, M.; RUTER, M. Defect Localization in Metal Plates Using Vibroacoustic Modulation, *NDT*, 1 (2023), S. 3-21

[8] WOELKE, P.; RUTNER, *M.; SHIELDS, M.D.; RANS*, C.D.; ALDERLIESTEN, R.C. Finite element modeling of fatigue in Fiber-Metal Laminates, *AIAA Journal***,** 53 *(*2015)

[9] BRUNOW. J.; RUTNER, M. Das Nanolaminatpflaster – Schweißnahtnach-behandlung für bisher unerreichte Lebensdauerverlängerung, *Stahlbau*, 90 **(**2021), S. 691-700

[10] BRUNOW, J.; RUTNER, M. Fügen von nanostrukturierten metallischen Querschnitten – Einsatz als Makroquerschnitt im konstruktiven Ingenieurbau, IN: Tagungsband Deutscher Ausschuss für Stahlbau, DASt-Kolloquium, 31.03.-01.04.2020, Karlsruhe

[11] ZHENG, S.; BEYERLEIN, I.J.; CARPENTER, J.S.; KANG, K.; WANG, J.W.; HAN, W.; MARA, N.A. *Nat. Commun.* 4 (2013) 1696

[12] WANG, Y.C.; MISRA, A.; HOAGLAND, R.G. *Scr. Mater.* 54 (2006) 1593–1598

[13] RAMEZANI, M.; DEMKOWICZ, M.; FENG, G.; RUTNER, M. Joining of physical vapor-deposited metal nano-layered composites, *Scripta Materialia*, 139 (2017), S. 114-118

[14] KANANI, N., Galvanotechnik, Hanser Verlag, 2020

[15] DIN 50125 :2022-08, Prüfung metallischer Werkstoffe – Zugproben, 2022, Beuth

[16] DIN 50100: 2016-12, Schwingfestigkeitsversuch - Durchführung und Auswertung von zyklischen Versuchen mit konstanter Lastamplitude für metallische Werkstoffproben und Bauteile, 2016, Beuth

[17] BRUNOW, J; SPALEK, N; MOHAMMADI, F.; RUTNER, M. A novel post-weld treatment using nanostructured metallic multilayer for superior fatigue strength, *Scientific Reports*, 13 (2023), 22215

[18] EN 1993-1-9: 2010-12, Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-9: Fatigue, 2010, Beuth

[19] YILDIRIM, H.C.; MARQUIS, G.B., Fatigue strength improvement factors for high strength steel welded joints treated by high frequency mechanical impact, *International Journal of fatigue*, 44 (2012) S. 168-176

[20] BRUNOW, J.; GRIES, S., KREKELER, T.; RUTNER, M. Material mechanisms of Cu/Ni nanolaminate coatings resulting in lifetime extensions of welded joints, *Scripta Materialia*, 212 (2022), 114501

Baustatik – Baupraxis 15, © 2024, Technische Universität Hamburg

Computational modeling of fiber orientation during 3D-concrete-printing

Koussay Daadouch[1], **Janis Reinold**[1,2], **Vladislav Gudžulić**[1], **Günther Meschke**[1]

[1]*Institute for Structural Mechanics, Ruhr University Bochum*
[2]*South Westphalia University of Applied Sciences*

Abstract: In 3D printing of fiber-reinforced concrete, fibers naturally align with the printing direction due to material shearing, enabling a certain degree of control over fiber orientation in component production. This contribution introduces an innovative integration of the Folgar-Tucker fiber orientation model into a fluid dynamics framework using the Particle Finite Element Method for simulating fiber orientation changes during 3D concrete printing. The fiber orientation state is characterized using a second-order orientation tensor, and an anisotropic Bingham model for the viscous fiber-concrete mixture describes fluid constitutive behavior. The model is validated by a comparison of the simulated orientation states a 3D-printed concrete layer, varying the extrusion nozzle diameters, with experimental data from the literature. Additionally, we conduct various parametric studies to investigate the flow dynamics, fiber realignment mechanisms, and the impact of process parameters on the fiber orientation within printed components.

1 Introduction

In recent years, automated construction methods like additive manufacturing with fresh concrete have rapidly advanced, with 3D concrete printing, in particular, gaining notable momentum. This technology involves the automated layer-by-layer deposition of firm fresh concrete through an extrusion nozzle to create structures without traditional formwork. One of the main challenges in this field is the incorporation of reinforcement [10, 11]. Fiber-reinforced concrete has emerged as a practical solution that addresses this challenge. Experimental studies have shown that fibers align themselves with the printing direction during 3D concrete printing [6, 15]. Moreover, the degree of fiber orientation can be controlled by adjusting process parameters, such as flow rate or printing speed, during printing [2]. Accurately predicting fiber orientation within printed components is crucial for ensuring a reliable printing

process. Given the complexity of the process and material parameters, along with intricate flow mechanisms, such predictions are challenging and require comprehensive experimental and numerical investigations. In this context, we introduce a numerical approach based on the Particle Finite Element Method (PFEM) [7, 13] and a fiber orientation model by Folgar and Tucker [4]. This approach enables the analysis of the extrusion process in fiber-reinforced 3D concrete printing.

This contribution summarizes the work presented in detail in [17], in which we adopt a PFEM-based model that utilizes the Folgar-Tucker fiber orientation model to simulate the concrete 3D printing process. This model describes the evolving orientation state of a group of fibers using a second-order orientation tensor [1, 5, 17]. We introduce this approach to investigate the extrusion process during fiber-reinforced 3D concrete printing with the aim of examining the effect of process parameters on the fiber alignment.

2 Fiber orientation model

The orientation of a single fiber can be characterized by the unit vector $\boldsymbol{p}$ which points in the fiber direction and is defined as:

$$\boldsymbol{p} = [\sin(\theta)\cos(\phi),\ \sin(\theta)\sin(\phi),\ \cos(\theta)]^T, \tag{1}$$

with the azimuth angle ϕ and the polar angle θ. Jeffery introduced a model for the flow of a single fiber within a Newtonian fluid [8]. Subsequently, Folgar and Tucker extended Jeffery's framework to account for a group of fibers by recasting the governing equations into a probabilistic Fokker-Planck type of equation, where the fiber-fiber interactions are modeled by adding a diffusivity term [4]. The governing equation for evolution of the fiber orientation distribution function $\psi(\theta, \phi)$ proposed by Folgar and Tucker [4] is given as [1]:

$$\dot{\psi} = -\nabla_i^S(\psi \underbrace{(W_{ij}p_j + \lambda(D_{ij}p_j - D_{kl}p_kp_lp_i))}_{=\dot{p}_i^h} \underbrace{-C_I|\dot{\gamma}|\nabla_i^S\psi}_{=q_i^h}), \tag{2}$$

where ∇^S is the gradient operator in orientation space, $D_{ij} = \frac{1}{2}\left(\frac{\partial v_i}{\partial x_j} + \frac{\partial v_j}{\partial x_i}\right)$ is the strain tensor, $W_{ij} = \frac{1}{2}\left(\frac{\partial v_i}{\partial x_j} - \frac{\partial v_j}{\partial x_i}\right)$ is the spin tensor, and $|\dot{\gamma}| = \sqrt{2D_{ij}D_{ij}}$ the equivalent strain rate. The shape factor λ, and the isotropic rotary diffusivity factor C_I depend on the fibers aspect ratio [17]. The hydrodynamic contribution $\dot{\boldsymbol{p}}^h$ is the evolution law for the motion of a single spheroidal particle suspended in a Newtonian fluid [8], while $\boldsymbol{q}^h$ is a phenomenological diffusivity term, which accounts for the interactions between fibers [4].

Solving Eq. (2) directly to obtain the orientation distribution function is computationally demanding. Instead, it has been observed that computing moments of the distribution function is much more computationally efficient and adequately precise for most practical purposes [1]. These moments, known as orientation tensors of order n, serve as analogs to moments of a linear distribution function, including the first moment (expected value) and second moment (variance). It's important to note that odd-ordered moments of a symmetric orientation

distribution function on the unit sphere are zero, and therefore, only even moments are calculated. For typical applications, considering second and fourth order orientation tensors will suffice. These tensors are defined as follows:

$$a_{2,ij} = \int_{\mathbb{S}} p_i p_j \psi \, d\mathbb{S} = \int_{\phi=0}^{2\pi} \int_{\theta=0}^{\pi} p_i p_j \psi \sin(\theta) \, d\theta \, d\phi, \tag{3}$$

$$a_{4,ijkl} = \int_{\mathbb{S}} p_i p_j p_k p_l \psi \, d\mathbb{S} = \int_{\phi=0}^{2\pi} \int_{\theta=0}^{\pi} p_i p_j p_k p_l \psi \sin(\theta) \, d\theta \, d\phi. \tag{4}$$

3 Constitutive model for fresh concrete flow including fibers

When fibers are introduced into a fresh concrete mix, they increase the likelihood of collisions among solid particles. Consequently, this leads to an increase in the viscosity and yield stress of the mixture. Furthermore, the suspension exhibits an anisotropic response, primarily because the fibers reorient themselves during flow [9]. This anisotropy is observable through amplified elongational viscosities in the fiber direction and the occurrence of shear-thinning effects [14]. Sommer et al. introduced a constitutive model for anisotropic fiber suspensions [3, 18]. In this approach, a transversely anisotropic fluid model is volume-averaged following the method described in [1], utilizing second and fourth-order orientation tensors. As outlined in [3, 18], assuming equal values for the in-plane and transverse shear viscosities and employing the regularized Bingham model, the deviatoric Cauchy stress tensor for the fiber suspension can be defined as:

$$\begin{aligned} \tau_{ij} = \mu_{ijkl} D_{kl} = \Bigg[& 4\eta_{23}(R_\eta - 1) \left[a_{4,ijkl} - \frac{1}{3} \left(a_{2,ij}\delta_{kl} + a_{2,kl}\delta_{ij} - \frac{1}{3}\delta_{ij}\delta_{kl} \right) \right] \\ & + 2\eta_{23} \, I^d_{ijkl} + 2\frac{\tau_0}{|\dot{\gamma}|} \left(1 - e^{-m|\dot{\gamma}|} \right) I^d_{ijkl} \Bigg] D_{kl}, \end{aligned} \tag{5}$$

where μ_{ijkl} is the fourth order viscosity tensor, η_{23} is the transverse shear viscosity and R_η is an anisotropy ratio, which equals to one if there are no fibers. Constitutive assumptions based on the fiber volume fraction for τ_0, η_{23} and R_η are summarized in [17].

4 Numerical solution procedure

In this work, flowing fiber-reinforced concrete is modeled as a homogeneous material.

To solve the balance equations, the Particle Finite Element Method (PFEM) is utilized, which is a variant of the Finite Element Method implemented within an updated Lagrangian framework [7, 13]. The discretization of the spatial domain is carried out using standard low-order simplex elements, applicable in both 2D and 3D contexts. Additional details regarding the solution procedure can be found in [17]. While the original re-meshing procedure in PFEM previously involved the application of a Delaunay tessellation on the particles (nodes) along

with a free surface reconstruction method based on the alpha shape technique, the re-meshing strategy employed in this study has been improved by employing a constrained Delaunay tessellation to minimize changes to the free surface [16, 17].

5 Numerical analysis of the extrusion process

The numerical simulation focused exclusively on modeling a portion of the extrusion nozzle. To simplify the simulation and facilitate a more generalized analysis of various nozzle geometries, the simulation excluded the modeling of fresh concrete flow and fiber orientation within the extruder. Additionally, only straight, circular extrusion nozzles were considered.

The geometry, spatial disretization and boundary conditions of the model are shown in Fig. 1. More information can be found in [17].

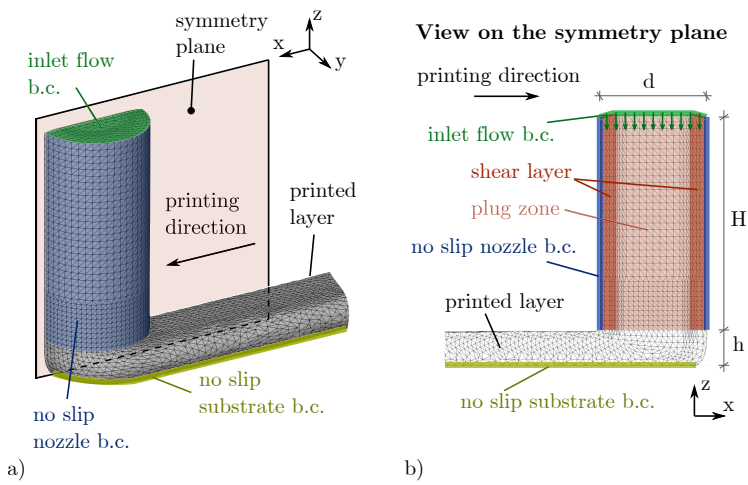


Figure 1: Geometry, numerical discretization, and boundary conditions of the 3D-concrete-printing extrusion process simulations in the vicinity of the extrusion nozzle: Side view a) and view on the symmetry plane b). (Reproduced from [17])

The material and fiber flow properties were chosen as $\tilde{\mu} = 10$ Pa s, $\tilde{\tau}_0 = 28.4024$ Pa, $\phi_s = 0.45$, $\rho = 2100$ kg/m^3, $c = 0.01$, $r = 30$, and $\kappa = 0.2$ (yielding $\mu = 10$ Pa s and $\tau_0 = 300$ Pa when $c = 0$), which were assumed based on typical values found in the literature [2, 12, 16]. The time step size was specified as $\Delta t = 0.004$ s, and layers of 50 cm length were printed. The simulated fiber orientation state is depicted in Fig. 2a) and Fig. 2b) shows the fiber orientation along the symmetry plane.

To validate and further explore the printed cross-section, it was divided into two segments: Section A (where $y > d/4$) and Section B (where $y < d/4$), as illustrated in Figure 2c. To understand the alignment of fibers, we introduce the orientation number N_o [17]. This parameter quantifies the degree of fiber alignment in the printing direction. It tends towards zero when there are only a few fibers aligned with the printing direction and approaches one when all fibers are oriented in the printing direction. Figure 2d shows the averaged

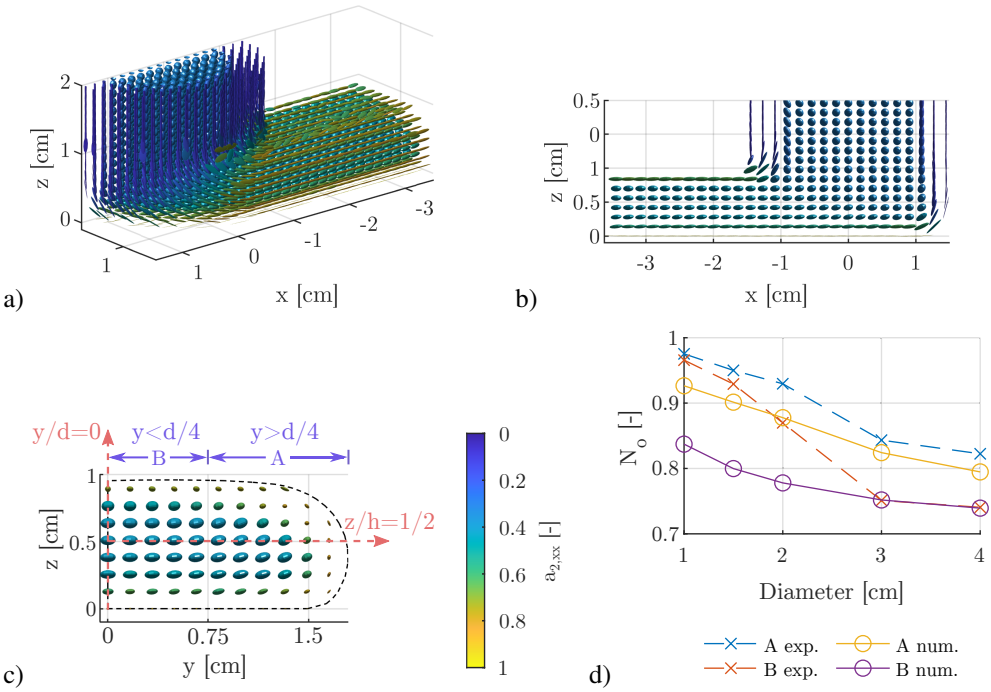


Figure 2: 3D-printing of fiber-reinforced concrete: The orientation tensor is visualized as an ellipsoid and color coding corresponds to the orientation tensor component $a_{2,xx}$. a) A close-up examination of the region near the extrusion nozzle. b) An observation of the symmetry plane surrounding the extrusion nozzle. c) An observation of the printed cross-section, which includes delineations for Sections A ($y > d/4$) and B ($y < d/4$). d) The orientation number, obtained through simulations with different nozzle diameters (d) compared to experimental results from [2]. (Reproduced from [17])

orientation number N_o for Sections A and B, derived from simulations using various nozzle sizes, and it is compared to experimental results reproduced from [2]. Section A exhibits higher orientation numbers than Section B, suggesting a more pronounced fiber alignment in the printing direction (x-direction) at the layer edges, which aligns with prior findings.

An extensive and more comprehensive sensitivity analysis was conducted by the authors in [17] where the effect of different process parameters (nozzle diameter, printing speed, flow rate and printing height) on the fiber alignment is examined.

6 Conclusions

We have introduced a numerical modeling approach for simulating the flow of fresh fiber-reinforced concrete within a Particle Finite Element (PFEM) framework. The model was validated by comparing the simulated fiber orientation states of printed cross-sections from 3D

concrete printing with experimental results from the literature, focusing on various extrusion nozzle diameters. Our computational investigations demonstrate that process parameters can exert some control over fiber orientation in the printing direction during 3D concrete printing process. The results shown here motivate the future research, in particular the exploration of conical extrusion nozzle shapes, multi-layer printing scenarios, and the development of submodels that consider the influence of fiber orientation on yield stress.

References

[1] ADVANI, S. G. ; TUCKER, C. L.: The use of tensors to describe and predict fiber orientation in short fiber composites. In: *Journal of Rheology* 31 (1987), S. 751–784

[2] ARUNOTHAYAN, A. R. ; NEMATOLLAHI, B. ; RANADE, R. ; BONG, S. H. ; SANJAYAN, J. G. ; KHAYAT, K. H.: Fiber orientation effects on ultra-high performance concrete formed by 3D printing. In: *Cement and Concrete Research* 143 (2021), S. 106384

[3] FAVALORO, A. J. ; TSENG, H. C. ; PIPES, R. B.: A new anisotropic viscous constitutive model for composites molding simulation. In: *Composites Part A: Applied Science and Manufacturing* 115 (2018), S. 112–122

[4] FOLGAR, F. ; TUCKER, C. L.: Orientation behavior of fibers in concentrated suspensions. In: *Journal of Reinforced Plastics and Composites* 3 (1984), S. 98–119

[5] GUDZULIC, V. ; DANG, T. ; MESCHKE, G. : Computational modeling of fiber flow during casting of fresh concrete. In: *Computational Mechanics* 63(6) (2018), S. 1111–1129

[6] HUANG, H. ; GAO, X. ; TENG, L. : Fiber alignment and its effect on mechanical properties of UHPC: An overview. In: *Construction and Building Materials* 296 (2021), S. 123741

[7] IDELSOHN, S. R. ; OÑATE, E. ; DEL PIN, F. : The particle finite element method: a powerful tool to solve incompressible flows with free-surfaces and breaking waves. In: *International Journal for Numerical Methods in Engineering* 61 (2004), Nr. 7, S. 964–989

[8] JEFFERY, G. B. ; FILON, L. N. P.: The motion of ellipsoidal particles immersed in a viscous fluid. In: *Proceedings of the Royal Society of London. Series A, Containing Papers of a Mathematical and Physical Character* 102 (1922), Nr. 715, S. 161–179

[9] MARTINIE, L. ; ROSSI, P. ; ROUSSEL, N. : Rheology of fiber reinforced cementitious materials: classification and prediction. In: *Cement and Concrete Research* 40 (2010), Nr. 2, S. 226–234

[10] MECHTCHERINE, V. ; BOS, F. P. ; PERROT, A. ; LEAL DA SILVA, W. R. ; NERELLA, V. N. ; FATAEI, S. ; ET AL.: Extrusion-based additive manufacturing with cement-based materials - Production steps, processes, and their underlying physics: A review. In: *Cement and Concrete Research* 132 (2020), S. Article 106037

[11] MECHTCHERINE, V. ; BUSWELL, R. ; KLOFT, H. ; BOS, F. P. ; HACK, N. ; WOLFS, R. ; SANJAYAN, J. ; NEMATOLLAHI, B. ; IVANIUK, E. ; NEEF, T. : Integrating reinforcement in digital fabrication with concrete: A review and classification framework. In: *Cement and Concrete Composites* 119 (2021), S. 103964

[12] MOHAN, M. K. ; RAHUL, A. V. ; VAN TITTELBOOM, K. ; DE SCHUTTER, G. : Rheological and pumping behaviour of 3D printable cementitious materials with varying aggregate content. In: *Cement and Concrete Research* 139 (2021), S. Article 106258

[13] OÑATE, E. ; IDELSOHN, S. R. ; DEL PIN, F. ; AUBRY, R. : The particle finite element method: an overview. In: *International Journal of Computational Methods* 1 (2004), Nr. 02, S. 267–307

[14] PETRIE, C. J. S.: The rheology of fibre suspensions. In: *Journal of Non-Newtonian Fluid Mechanics* 87 (1999), Nr. 2, S. 369–402

[15] PHAM, L. ; TRAN, P. ; SANJAYAN, J. : Steel fibres reinforced 3D printed concrete: Influence of fibre sizes on mechanical performance. In: *Construction and Building Materials* 250 (2020), S. 118785

[16] REINOLD, J. ; MESCHKE, G. : A mixed u-p edge-based Smoothed Particle Finite Element formulation for viscous flow simulations. In: *Computational Mechanics* 69 (2022), S. 891–910

[17] REINOLD, J. ; GUDŽULIĆ, V. ; MESCHKE, G. : Computational modeling of fiber orientation during 3D-concrete-printing. In: *Computational Mechanics* 71 (2023), Nr. 6, S. 1205–1225

[18] SOMMER, D. E. ; FAVALORO, A. J. ; PIPES, R. B.: Coupling anisotropic viscosity and fiber orientation in applications to squeeze flow. In: *Journal of Rheology* 62 (2018), Nr. 3, S. 669–679

Baustatik – Baupraxis 15, © 2024, Technische Universität Hamburg

Herausforderungen bei der Entwicklung von Werkstoff- und Strukturmodellen für additiv gefertigte Betonbauteile

Yuri Petryna[1], Theresa Glotz[1], Christoph Wolf [2]

[1] *Fachgebiet Statik und Dynamik, Technische Universität Berlin*
[2] *Bundesanstalt für Materialprüfung und -forschung, Berlin*

Zusammenfassung: Additive Fertigung mit Beton ist eine vielversprechende Herstellungstechnologie im Bauwesen. Die Tragwerksplanung setzt allerdings rechnerische Nachweise und Baunormen voraus, die heute noch nicht zur Verfügung stehen. Dieser Beitrag adressiert einige typische Herausforderungen für die Entwicklung von entsprechenden Werkstoff- und Tragwerksmodellen, darunter die Anisotropie des Werkstoffs, die Textilbewehrung und das Verbundverhalten.

1 Extrusionsbasierte additive Fertigung mit Beton

Additive Fertigung mit Beton oder 3D-Druck hat einige wesentliche Vorteile im Vergleich zum traditionellen Betonbau, insbesondere bei komplexen geometrischen Formen der Bauteile wegen Wegfalls der Schalung oder direkter Umsetzung der 3D-Geometrie. Das Augenmerk beim 3D-Druck lag bislang auf der Entwicklung der Fertigungstechnologie selbst, d.h. des Druckprozesses, der zahlreiche Herausforderungen bewältigen muss [1,2]. Der vorliegende Beitrag hingegen legt den Fokus auf die Berücksichtigung der Konsequenzen des Druckprozesses für die gedruckten Bauteile im erhärteten Zustand.

Grundsätzlich wird erwartet, dass additiv gefertigte Betonbauteile sich genauso verhalten wie Bauteile, die aus Normalbeton gefertigt sind. Dies schließt unter anderem die Anforderungen an Festigkeit, Verformbarkeit und Steifigkeit sowie Risswiderstand mit ein. Derartige Eigenschaften werden in der Entwurfsphase vorausgesetzt und bei den konstruktiven Nachweisen in einer Finite-Elemente-Simulation berücksichtigt. Leider existieren derzeit weder allgemein gültige Regelwerke für additive Fertigung mit Beton noch validierte Materialmodelle und Simulationswerkzeuge für diesen Werkstoff. Das schränkt die industrielle Anwendung von 3D-Druck signifikant ein, weshalb weltweit aktiv daran gearbeitet wird [1].

Dieser Beitrag adressiert einige typische Herausforderungen für die Entwicklung von entsprechenden Werkstoff- und Tragwerksmodellen, darunter die Anisotropie des Werkstoffs,

die Textilbewehrung und das Verbundverhalten. Diese Aspekte werden anhand eigener Versuche und Messungen an Betonproben an der Technischen Universität Berlin illustriert. Anschließend wird ein Ansatz für geeignete Simulationsmodelle dargestellt, welcher das Tragverhalten mit wenig Aufwand korrekt abbilden soll. Eine Zusammenfassung und ein Ausblick über die vielen noch offenen Forschungsfragen schließen den Beitrag ab.

2 Herstellungsbedingte Anisotropie des Werkstoffs

Bei extrusionsbasierter additiver Fertigung werden Betonfilamente von einem Druckkopf schichtenweise aufeinander aufgetragen und erhärten ohne Nachbehandlung. Dabei muss der Beton vor der Ablage flüssig genug sein, um den Transport durch die Rohre der Fertigungsanlage bis zum Druckkopf nicht zu gefährden, und nach der Ablage möglichst schnell erhärten, damit der Druckkörper problemlos weitere Schichten von Frischbeton tragen kann. Die Orientierung der Druckfilamente kann grundsätzlich in Längsrichtung, in Querrichtung oder abwechselnd in Längs- und Querrichtung (kreuzweise) gestaltet werden, wie in Abbildung 1 für prismatische Probekörper dargestellt. Zwischen den Schichten und den Filamenten innerhalb der gleichen Schicht ist die Haftung untereinander zwangsweise nicht ideal und es kann zu Hohlraumbildungen zwischen den Filamenten kommen. Diese Inhomogenität oder schlechte Haftung wird auch als „cold joint“ bezeichnet und führt zu struktureller Anisotropie des Werkstoffs. Zwei identische Betonprismen unterscheiden sich folglich aufgrund dieser Anisotropie in ihrem Tragverhalten, wenn die Betonschichten horizontal bleiben (wie beim Druck, 0°-Rotation) oder mit 90° um die Längsachse gedreht werden (90°-Rotation), wie in Abbildung 1 dargestellt.

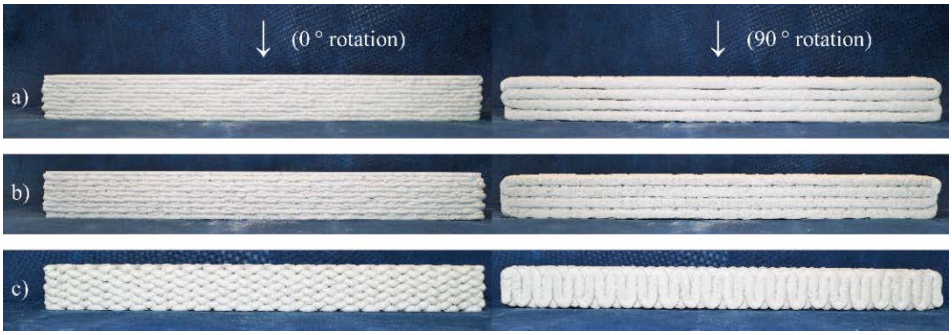


Abbildung 1. Gedruckte Betonprismen mit drei verschiedenen Orientierungen der Druckfilamente: a) Längsdruck; b) kreuzweiser (längs und quer) Druck; c) Querdruck

Durch eigene Dreipunkt-Biegeversuche an gedruckten Betonprismen wurde bestätigt, dass deren Tragverhalten zwei wesentliche charakteristische Merkmale aufweist. Zum einen sind der homogenisierte E-Modul, nachträglich aus den Versuchsdaten nach der linearen Balkentheorie ermittelt, und die gemessene Traglast wesentlich kleiner als diejenige gleichwertiger Betonprismen aus Normalbeton. Zweitens weisen sowohl die Steifigkeit als auch die Festigkeit der Betonprismen eine messbare Abhängigkeit von der Orientierung der Schichten auf, wie aus den Ergebnissen in Abbildung 2 zu erkennen ist. Anhand der in Abbildung 3 dargestellten optisch gemessenen Längsdehnungen ist außerdem zu sehen, dass sich auch die Rissbilder im Versagenszustand abhängig von der Orientierung der Druckschichten unterscheiden.

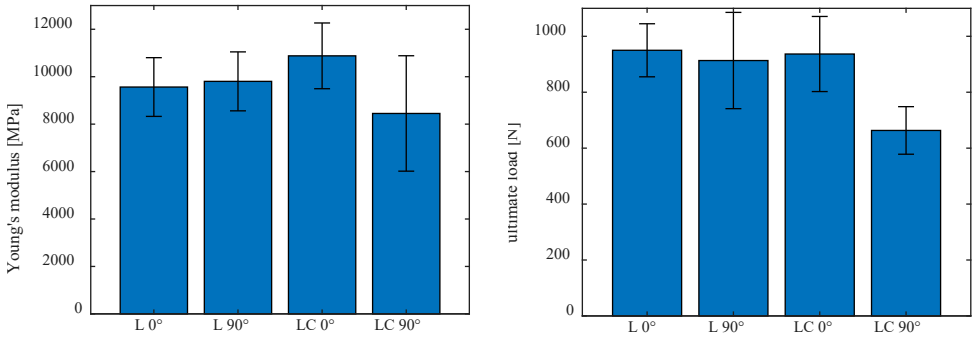


Abbildung 2. Aus dem Dreipunkt-Biegeversuch an längs- (L) und kreuzweise (LC) gedruckten Prismen ermittelte Verhaltensmerkmale: homogenisierter E-Modul (links) und Traglast (rechts)

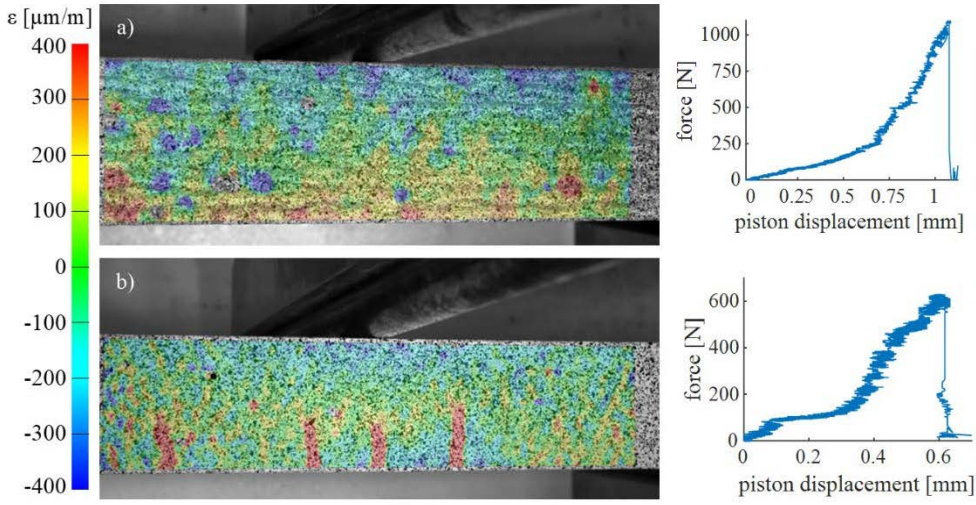


Abbildung 3. Optisch gemessene Dehnungsfelder (links) und Kraft-Verschiebungs-Diagramme aus dem Dreipunkt-Biegeversuch von unbewehrten kreuzweise gedruckten Betonprismen mit verschiedener Orientierung der Druckschichten (0° oben und 90° unten)

Die hier experimentell nachgewiesene strukturelle Anisotropie des additiv gefertigten Betons findet Bestätigung in den Publikationen mehrerer Wissenschaftler weltweit und stellt einen Konsensus dar. Sie sollte dementsprechend adäquat in Simulationsmodellen abgebildet werden.

3 Integration von Textilbewehrung und Verbundverhalten

Additiv gefertigter Beton verhält sich ähnlich zu Normalbeton in der Hinsicht, dass eine sogar mäßige Zugbeanspruchung nicht vom Beton selbst aufgenommen werden kann und zur

Rissbildung führt. Wie im klassischen Stahlbeton besteht also die Idee darin, dass die Bewehrung die Zugkräfte übernimmt. Beim additiv gefertigten Beton wird hier allerdings eine Textilbewehrung verwendet, weil diese sich leichter in den Druckprozess integrieren lässt. Es kann zwar auf die Erfahrung mit Textilbeton zurückgegriffen werden [3], allerdings lässt sich die Textilbewehrung beim 3D-Druck am einfachsten durch eine Einzelfaser realisieren, die direkt hinter dem Druckkopf verlegt wird. Zum Stand der Entwicklung kann dazu [4] herangezogen werden. Bewehrungsfasern können aus Glas, Carbon, Aramid oder anderen Materialien hergestellt werden. Das Verbundverhalten von Textilbewehrung in additiv gefertigtem Beton weist allerdings einige Besonderheiten im Vergleich zum Verbundverhalten im traditionellen Textilbeton auf, nicht zuletzt wegen der herstellungsbedingten Inhomogenitäten und der Anisotropie des Werkstoffs. Dieses Verbundverhalten in zuverlässigen Simulationsmodellen zu erfassen stellt die zweite Herausforderung dar, ohne deren Bewältigung jegliche Rechennachweise und eine industrielle Anwendung sehr problematisch erscheinen.

Das Verbundverhalten einzelner Aramidkordeln im Normalbeton wurde an der TU Berlin anhand von weggesteuerten Ausziehversuchen an zylindrischen Probekörpern mit verschiedenen Verbundlängen untersucht (Abbildung 4). Das Kraft-Schlupf-Diagramm in Abbildung 4 zeigt ein stark nichtlineares und komplexes Verbundverhalten, insbesondere im Nachbruchbereich. Das Ergebnis bis zum Schlupfwert von 2 mm korreliert gut mit bekannten Versuchsergebnissen an Textilbeton, z.B. in [5]. Das Verbundverhalten von Textilfasern in additiv gefertigtem Beton wird noch einige zusätzliche Einflussfaktoren beinhalten. Die entsprechenden Versuche an der TU Berlin sind derzeit in Planung.

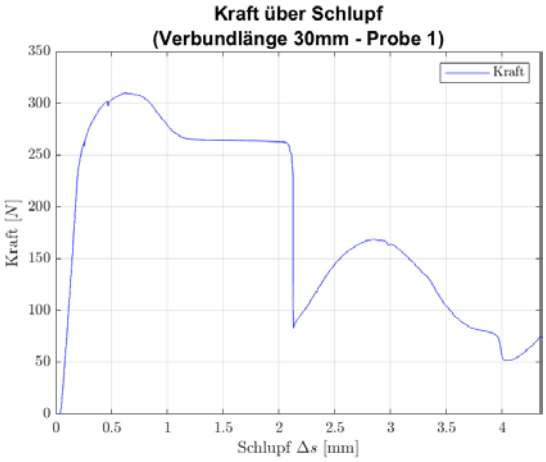


Abbildung 4. Ausziehversuch für Aramidkordel (2 mm Stärke) im Normalbeton mit komplexem Verhalten im Nachbruchbereich

Weil die Bewehrungsmenge beim 3D-Druck technologisch beschränkt sein wird, gewinnt die Frage nach optimaler Bewehrungslage an Bedeutung. Die Ermittlung der Bewehrungslage wird noch anspruchsvoller angesichts der komplexen geometrischen Formen der Bauteile, die mittels additiver Fertigung hergestellt werden können und sollen. Im Rahmen des

Verbundprojektes AMCON-FIBER [6] wurde ein Algorithmus für die Berechnung der Bewehrungslage im Beton entwickelt, der verschiedene Bewehrungspfade anhand der Hauptspannungen im Beton ermittelt. Das Verfahren wurde anschließend an einem Demonstrator umgesetzt, der eine Laborstruktur (Ersatzbrücke) mit veränderlichen Querschnitten und Aussparungen darstellt (Abbildung 5,a-d). Für die Fertigung wurden alternative Druckpfade (Abbildung 5,e,f) in Betracht gezogen und realisiert. Dabei wurde der Druckprozess mit Beton und die Verlegung der Textilbewehrung technologisch und zeitlich getrennt, d.h. nacheinander geschaltet, sodass die Bewehrung nicht nur innerhalb der Betonfilamente sondern beliebig innerhalb der gesamten Druckfläche verlegt werden konnte. Die Bewehrungspfade können dabei aus technologischen Gründen angepasst werden, wie der Vergleich von Abbildung 5,d (Entwurf) und Abbildung 5,g (Realisierung) zeigt.

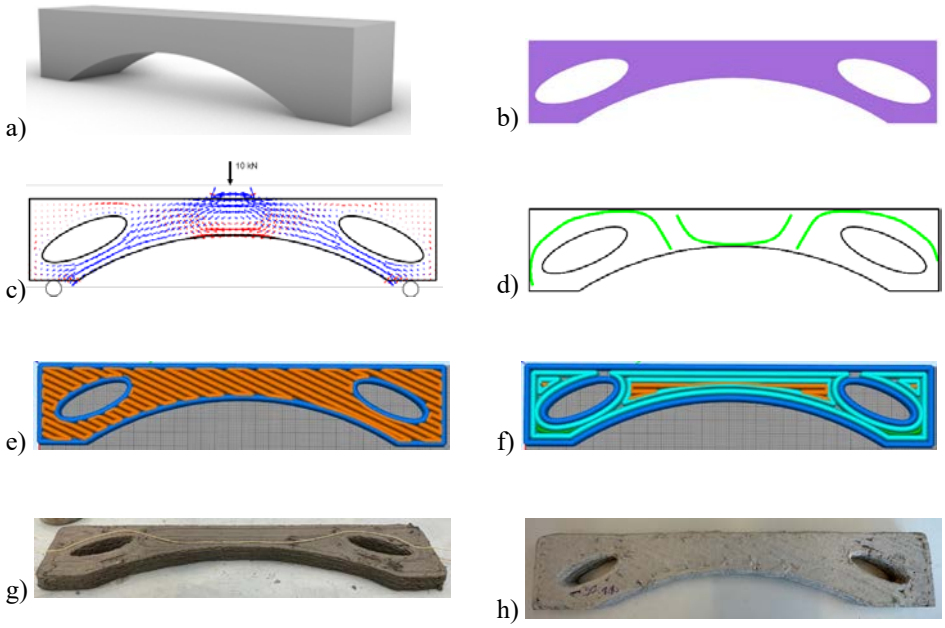


Abbildung 5. Entwurf (a), Geometrie (b), Hauptspannungen (c), Bewehrungspfade (d), alternative Betondruckpfade (e,f), teilweise gedruckter Testkörper mit Bewehrung (g) und der fertige Testkörper (h) für einen Demonstrator [6]

Der fertiggestellte Demonstrator wurde anschließend in einem Dreipunkt-Biegeversuch bis zum Versagen belastet (Abbildung 6). Das Versagen wurde durch einen Zugriss in der Mitte eingeleitet und durch einen Auszug der Textilbewehrung im Riss begleitet. Dabei entstand infolge der Umlenkkräfte ein zusätzlicher Riss entlang der verlegten Zugbewehrung im mittleren Abschnitt. Offensichtlich wurde der Betonquerschnitt nicht ausreichend gegen diese Umlenkkräfte dimensioniert. In der Tat konnte die Ersatzbrücke zum Zeitpunkt des Versuchs noch nicht nichtlinear mit Einbeziehung von realistischen Werkstoffmodellen für Beton, Textil und Verbund simuliert werden. Die Entwicklung von entsprechenden Modellen ist die nächste große Herausforderung für die praktische Anwendung von 3D-Druck mit Beton, welche neuer Grundlagenforschung bedarf.

Abbildung 6. Dreipunkt-Biegeversuch an der Laborbrücke (links) und Rissbild im Versagenszustand (rechts)

4 Modellbildung und Simulation

Wie aus **Abbildung 2** ersichtlich trifft die Annahme eines homogenen und isotropen Materials auf additiv gefertigten Beton nicht zu. Die Festigkeit und die Steifigkeit werden damit überschätzt, die Verformbarkeit unterschätzt. Der Einfluss des Schichtenaufbaus und der damit verbundenen Anisotropie muss im Simulationsmodell zunächst einmal qualitativ abgebildet werden. Dabei darf der Rechenaufwand des Simulationsmodells nicht in unvertretbare Dimensionen für praktische Anwendungen steigen. Die mikro- bzw. mesomechanischen Besonderheiten des Werkstoffs sollen daher homogenisiert werden, ohne die Qualität der Vorhersage über das Bauteil stark zu beeinträchtigen. Ein rationaler Vorschlag kann daher so formuliert werden, dass der Werkstoff grundsätzlich aus zwei Materialien besteht. Material 1 steht für Kernbeton innerhalb der Druckfilamente (blau in Abbildung 7) und Material 2 steht für homogenisierte Zwischenräume zwischen den Filamenten und den Druckschichten (gelb in Abbildung 7).

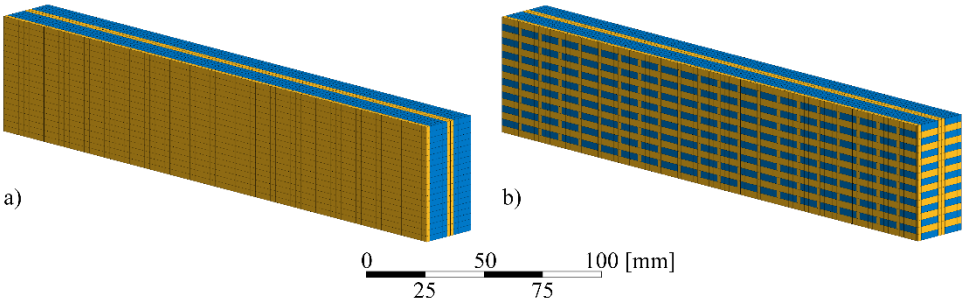


Abbildung 7. FE-Modelle mit Volumenelementen für Prismen mit verschiedener Orientierung der Druckfilamente und zwei Materialien: Betonfilament (Material 1, blau) und Filamente-Zwischenraum (Material 2, gelb)

Die Zwischenräume können kleine Hohlräume enthalten und die Haftung zwischen den Filamenten kann schwach ausgeprägt sein. All dies führt dazu, dass Material 2 grundsätzlich von schlechterer Qualität ist als der Kernbeton. Die Steifigkeit und Festigkeit von Material 2 muss

dabei noch definiert werden. Die Geometrie der Druckfilamente und Zwischenräume können anhand des Druckplans in digitaler Form leicht festgelegt werden. Somit ist es grundsätzlich möglich, verschiedene Druckpfade wie in Abbildung 1 im Modell adäquat abzubilden. Es wird vorgeschlagen, die FE-Diskretisierung der Probekörper mit Volumenelementen zu realisieren und dabei etablierte 3D-Werstoffgesetze für Beton anzuwenden, vorzugsweise vom gleichen Typ für Material 1 und 2.

Die Werkstoffparameter für Material 2 (Zwischenräume) haben dabei einen künstlichen Charakter, d.h. sie sind kaum aus den Versuchen direkt zu ermitteln. Diese Vereinfachung erscheint aber wegen der Einfachheit des Ansatzes gerechtfertigt angesichts der zahlreichen Einflussfaktoren (Werkstoffzusammensetzung, -vorbereitung, Druckgeometrie und -geschwindigkeit, usw.), welche Besonderheiten wie Mikrorisse, Poren, Hohlräume, Haftung usw. direkt beeinflussen. Die Textilbewehrung kann in Form von Einzelfasern (Dehnstabelemente) in das vorhandene Netz von Volumenelementen direkt integriert werden. Der Verbund soll dabei in Form von diskreten Verbundfedern zwischen Volumen- und Stabelementen abgebildet werden, deren Steifigkeit und Festigkeit z.B. aus Ausziehversuchen zu bestimmen wären.

Der beschriebene Simulationsansatz wurde im Rahmen von ANSYS-Software zunächst für kreuzweise gedruckten Betonprismen mit 0°-Schichtenorientierung ohne Bewehrung umgesetzt, um die Dreipunkt-Biegeversuche nachzurechnen und den Ansatz zu testen. Als Referenzgröße für das Tragverhalten wurde die Längsdehnung ε an der Unterseite des Prismas in der Mitte, d.h. im Lastangriffsschnitt, ausgewählt. Im Rahmen einer linearen FE-Simulation wurde der Einfluss der Steifigkeiten für Kernbeton und Zwischenräume E_1 und E_2 auf die Referenzdehnung in der Mitte ermittelt und in Form einer Antwortfläche in Abbildung 8 dargestellt. Die Zieldehnung $\varepsilon = 300\ \mu$ ist dabei durch die orange Kurve dargestellt. Die Ergebnisse zeigen, dass verschiedene Kombinationen von E_1 und E_2 zu der richtigen Dehnung führen können. Der Simulationsansatz ist zwar in der Lage die korrekten Ergebnisse für Referenzgrößen zu liefern, muss aber um weitere Aspekte erweitert werden, um eindeutige und realistische Prognosen des Tragverhaltens zu erzeugen. Auf der Tagung werden weitere Ergebnisse dieser Entwicklungsarbeit präsentiert.

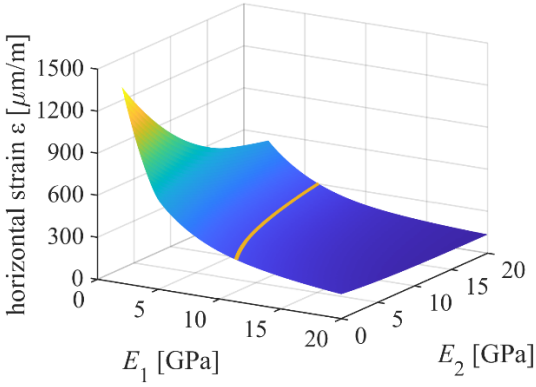


Abbildung 8. Antwortfläche für die Längsdehnung an der Unterseite in der Mitte des kreuzweise gedruckten Prismas in Abhängigkeit von Materialsteifigkeiten E_1 und E_2

5 Schlussfolgerungen

Dieser Beitrag zeigt, dass die neuste Fertigungstechnologie im Bauwesen, der 3D-Druck mit Beton, erhebliche neue Herausforderungen für die rechnerischen Nachweise und damit für die breite industrielle Anwendung aufstellt. Eine ausgeprägte Anisotropie des Werkstoffs, resultierend aus dem Herstellungsprozess, wurde experimentell nachgewiesen und bestätigt damit Erkenntnisse anderer Forschungsgruppen. Diese Anisotropie hat ein größeres Einflusspotential im Vergleich zum Stahlbeton oder Textilbeton, weil die Orientierung der Druckschichten im Raum bei der Herstellung mit Robotern fast beliebig sein kann und damit ein breites Spektrum an Varianten hervorruft. Die erste große Herausforderung besteht in der Entwicklung von möglichst einfachen und gleichzeitig zuverlässigen Simulationsmodellen für rechnerische Nachweise.

Die zweite große Herausforderung besteht in der Integration der Bewehrung in den Druckprozess von Bauteilen mit komplexer geometrischer Form. Dabei stellt nicht nur der Druckprozess und die Verlegung der Bewehrung eine Herausforderung dar, sondern auch eine korrekte Abbildung vom Verbundverhalten zwischen der Bewehrung und dem inhomogenem und anisotropem Werkstoff Beton. Nach unserer Auffassung eignet sich Textilbewehrung für die Integration in die extrusionsbasierte additive Fertigung mit Beton am besten. Es wurde allerdings gezeigt, dass auch dafür erst zuverlässige Simulationsmodelle entwickelt werden müssen. Für eine breite Anwendung werden noch umfangreiche experimentelle und theoretische Arbeiten benötigt.

Literatur

[1] ROUSSEL, N.; LOWKE, D. Digital Fabrication with Cement-Based Materials. State-of-the-Art Report of the RILEM TC 276-DFC. Cham: Springer International Publishing, Vol. 36. 2022.

[2] MECHTCHERINE, V. et al. Extrusion-based additive manufacturing with cement-based materials – Production steps, processes, and their underlying physics: A review. Cement and Concrete Research 132 (2020), S. 106037.

[3] CURBACH, M.; JESSE, F. Eigenschaften und Anwendung von Textilbeton. Beton und Stahlbetonbau 104 (2009), S. 9–16.

[4] MECHTCHERINE, V. et.al. Integrating reinforcement in digital fabrication with concrete: A review and classification framework. Cement and Concrete Composites 119 (2021), S. 103964.

[5] KRÜGER, M. Vorgespannter textilbewehrter Beton, Dissertation. Universität Stuttgart, 2004.

[6] PETRYNA, Y: et al. Teilprojekt: AMCON-FIBER2 Optimierung des extrusionsbasierten additiven Fertigungsprozesses mit Beton für die Integration der Faserbewehrung und Fasersensorik. Abschlussbericht, Technische Universität Berlin, 2023.

Baustatik – Baupraxis 15, © 2024, Technische Universität Hamburg

Aktueller Überblick bei der Verwendung von nichtmetallischer Bewehrung im Neubau und beim Bauen im Bestand

Alexander Schumann[1], Maximilian May[2], Tilo Senckpiel-Peters[3]

[1] *IU Internationale Hochschule, Standort Dresden, Schweriner Straße 5, Dresden; CARBOCON GMBH, Mohorner Straße 13, Dresden*
[2] *CARBOCON GMBH, Mohorner Straße 13, Dresden*
[3] *Johne & Groß GmbH, Kamenzer Straße 18, Schwepnitz*

Zusammenfassung: Nichtmetallische Bewehrungen (u. a. Carbon, Glas oder Basalt) finden heutzutage vermehrt Einsatz in der Baubranche. Sowohl für Neubauteile als auch für den Erhalt von Bauwerken können nichtmetallische Bewehrungen zur Reduzierung der endlichen Ressourcen im Bauwesen bzw. zum Erhalt unserer Bausubstanz beitragen. Im Zuge des Beitrags wird das Potential der neuen Bauweise aufgezeigt und Hintergründe zur Berechnung und Bemessung für die jeweiligen Bereiche gegeben. Zusätzlich wird der aktuelle Stand der baurechtlichen Anwendung in Deutschland für den Neubau und die Verstärkung gegeben.

1 Einleitung

Die Baubranche ist weltweit nicht nur für 30 - 50 % der CO_2-Emissionen, sondern auch für die Hälfte des Ressourcenverbrauches und 55 % des weltweiten Abfallaufkommens verantwortlich [1-3]. Das Bauen nachhaltiger zu gestalten, wird die Herausforderung der kommenden Jahrzehnte sein. Um die klimabezogenen Zielsetzungen Deutschlands zu erfüllen, bedarf es einer tiefgreifenden Veränderung im Bauwesen. Dies beinhaltet auch, bestehende Planungskonzepte und Überlegungen im gesamten Gestaltungsprozess kritisch zu hinterfragen und hinsichtlich ihrer Klimarelevanz neu zu beurteilen. Dabei sollten klimafreundliche und ressourcensparende Neuerungen verstärkt in den Bausektor integriert werden.

Heutzutage ist Stahlbeton immer noch das meistverwendete Baumaterial der Welt. Jedoch ist weitreichend bekannt, dass die Betonherstellung und -ausführung einen signifikanten Einfluss auf die globalen CO_2-Emissionen besitzt. Aus diesem Grund und infolge der Korrosionsanfälligkeit des Stahls im Beton wird seit Jahren intensiv nach Alternativen gesucht. Im Hinblick auf die aktuellen Entwicklungen der Nachhaltigkeit und der

Ressourceneinsparung hat sich der Hochleistungswerkstoff Carbonbeton als mögliche Lösung entwickelt. Hierbei kann der Werkstoff Carbonbeton sowohl für den Neubau als auch für die Verstärkung und Instandsetzung von bestehenden Bauwerken eine wichtige Rolle einnehmen. Zum einen kann mit Hilfe von Carbonbeton im Vergleich zum Stahlbeton wesentlich dünner und somit ressourcensparender und zum anderen langlebiger gebaut werden. Im Bereich des Verstärkens von Bestandsbauwerken bietet der Carbonbeton zudem durch minimale Verstärkungsdicken von wenigen Millimetern enormes Potential, um Bauwerke vor dem Abriss zu bewahren. Dieser war bisher oft unumgänglich, da die konventionellen Verfahren infolge materialintensiver und massiver Ausführungen die maroden Tragstrukturen der Bauwerke überbeanspruchen und als Sanierungslösung ungeeignet sind. Aufgrund der minimalen Dicken beim Verstärken mit Carbonbeton können nun alte Bauwerke erhalten werden, die ansonsten abgerissen werden, da konventionelle Verfahren an Ihre Grenzen, u. a. aufgrund des hohen Zusatzgewichtes beim Spritzbeton, gekommen wären.

Nachfolgend wird der Werkstoff Carbonbeton in Kürze beschrieben und wesentliche Hinweise gegeben. Darüber hinaus wird auf den aktuellen Stand der Regelwerke sowie auf Besonderheiten bei der Berechnung und Bemessung von umgeformten nichtmetallischen Bewehrungen eingegangen.

2 Bauen mit Carbonbeton

2.1 Textilbeton im Allgemeinen

Der Verbundwerkstoff Textilbeton beruht auf dem gleichen Tragprinzip wie Stahlbeton: der Beton nimmt beim Neubau die Druckkräfte und die nichtmetallische Bewehrung die Zugkräfte auf. Bei der Verstärkung übernimmt der Beton die Verbundkraftübertragung zum Altbeton und die Bewehrung nimmt die Zugkräfte auf. Jedoch kann durch die im Vergleich zu Stahl leistungsfähigeren und dauerhafteren nichtmetallischen Fasern wesentlich an Beton gespart und langlebiger gebaut werden. Heutzutage kommen beim Textilbeton eine Vielzahl an unterschiedlichen nichtmetallischen Bewehrungen (Carbon, Glas und Basalt) zum Einsatz. Neben klassischen Gittern finden gegenwärtig auch vermehrt Stäbe Einzug in die Baubranche. In Abbildung 1 sind einige aktuell verfügbare Bewehrungen für den Neubau und die Sanierung bzw. Verstärkung gezeigt.

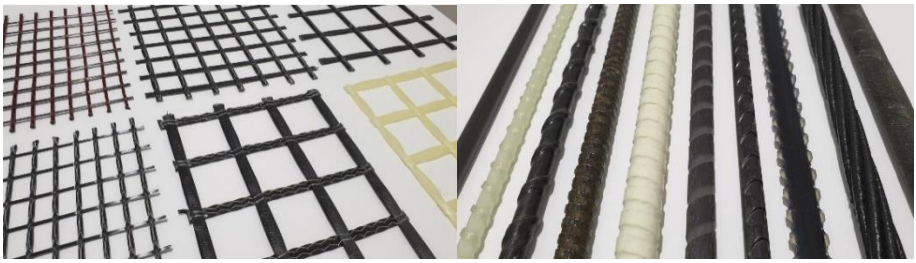


Abbildung 1: Nichtmetallische Bewehrungen, Foto: Frank Schladitz

Durch die Verwendung von nichtmetallischen Bewehrungen im Betonbau ergeben sich für die Verstärkung von bestehenden Bauwerken als auch für den Neubau neue Möglichkeiten, die aber mit Besonderheiten bei der Planung und Bemessung einhergehend, welche nachfolgend genauer gezeigt werden.

2.2 Verstärken von Bestandsbauwerken

Bestand erhalten – Klima schützen! Im Erhalt unserer bestehenden Bausubstanz liegt einer der Schlüssel zur Erreichung der globalen Klimaziele. Aktuelle Studien und Statements zeigen dies auf [3,4]. Statisch tragende Bauteile im Hoch-, aber insbesondere im Ingenieur- und Verkehrsbau können mit konventionellen Verfahren, wie z. B. Verstärkungen mit Spritzbeton, oftmals nicht für zukünftige Anforderungen fit gemacht werden, insbesondere unter Beachtung aller baurelevanten Anforderungen (u. a. Instandsetzung, Denkmalschutz, Brandschutz). Der ökologisch betrachtet, verschwenderische Abriss mit allen umweltbelastenden Auswirkungen ist dann oftmals die Folge. Zur Vermeidung des Bestandsabrisses und zur Wahrung unserer gebauten Umwelt hat sich der Carbonbeton im Bereich des Bauens im Bestand als mögliche Variante herauskristallisiert.

Durch die Beständigkeit gegenüber angreifenden Medien sowie die um ein vielfaches höhere Zugfestigkeit der Carbon- gegenüber einer Stahlbewehrung, können mit deutlich kleineren Bewehrungsquerschnitten, bei gleichzeitig reduzierter Betondeckung von wenigen Millimetern, Tragfähigkeitssteigerungen gewährleistet werden. Eine Verstärkungsschicht mit einer Dicke von wenigen Zentimetern (10-20 mm Gesamtschichtdicke) reicht somit oftmals aus, um die Tragfähigkeit eines Bauwerkes wieder herzustellen oder diese signifikant zu erhöhen.

Bei der Verstärkung von alten Gebäuden mit Carbonbeton kommen i. d. R. Carbongitter mit kleineren Maschenweiten und ein speziell angepasster Feinkornbeton zur Anwendung. Der verwendete Beton hat ein Größtkorn von 1-2 mm und hohe Druck- und Zugfestigkeiten bei einem geringen E-Modul, weshalb der Feinkornbeton auch für niedrigfeste Betone zur Anwendung kommen kann. Das kleine Größtkorn ist zur Sicherstellung der minimalen Schichtdicken von 3-5 mm erforderlich. Für weiterführende Informationen zum Themenfeld Verstärkung mit Carbonbeton kann u. a. auf [5-10] verwiesen werden.

Die in den vergangenen Jahren ausgeführten Praxisprojekte bestätigen die vielfältigen Anwendungsmöglichkeiten des Carbonbetons im Bereich der Verstärkung. So wurden in den letzten Jahren u. a. die Hyparschale in Magdeburg, der Beyer-Bau in Dresden, eine Autobahnbrücke bei Frankfurt über die Nidda und die Fußgängerbrücke über den Stadtgraben zur Thainburg in Naumburg (Saale) mit Carbonbeton instandgesetzt bzw. verstärkt [10-12].

Das Verfahren für eine Verstärkung von Stahlbetonbauteilen mit Carbonbeton ist in Deutschland unter der Bezeichnung „Z-31.10-182 CARBOrefit®-Verfahren zur Verstärkung von Stahlbeton mit Carbonbeton“ bauaufsichtlich geregelt. Bei einer Verstärkung mit dem CARBOrefit®-Verfahren ist zu beachten, dass es sich bei den zu verstärkenden Bauteilen um Normalbetone mit einer maximalen Festigkeit entsprechend der Festigkeitsklasse C50/60 handelt. Des Weiteren muss der Altbeton eine Oberflächenzugfestigkeit von mindestens 1,0 N/mm² aufweisen, mit der statistischen Auswertung nach der geltenden Zulassung. Zudem sollte die vorhandene Betondeckung des Bestandsstahl mindestens 10 mm betragen. Im Gegensatz zum Spritzbeton wird die Verbundfuge nicht zusätzlich verdübelt. Die

Verbundkräfte zwischen Verstärkung und Bestand werden mittels einer aufgerauten Oberfläche sichergestellt, wobei eine mittlere Rautiefe von mindestens 1,0 mm benötigt wird. Eine Verstärkung mit Carbonbeton darf nur von Unternehmen mit nachgewiesener Eignung entsprechend den Vorgaben des DIBt‘s durchgeführt werden [25].

Die Berechnung der erforderlichen Lagenanzahl der Verstärkungsschicht erfolgt analog zu einer Dimensionierung mit Spritzbeton. Für die Nachweisführung müssen u. a. folgende Nachweise geführt werden:

- Nachweis der Biegetragfähigkeit,
- Nachweis der Querkrafttragfähigkeit (ohne Ansatz der Carbonbetonschicht),
- Nachweis der Verbundfuge,
- Nachweis des Versatzbruches und der Endverankerung am Ende der Verstärkungsschicht,
- Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit,
- Konstruktive Nachweise,
- Nachweis der Feuerwiderstandsdauer (ohne Ansatz der Carbonfaser, aber ggfs. mit zusätzlicher Betondeckung durch den nachträglich aufgebrachten Feinkornbeton).

Die Biegebemessung für Stahlbetonbauteile mit Carbonbetonverstärkung erfolgt analog zu den Prinzipien des Stahlbetonbaus. Durch Iteration der Dehnungsebene wird ein Gleichgewicht zwischen den inneren Schnittgrößen (Widerständen) mit den äußeren Größen (Beanspruchungen) hergestellt. Dabei werden die Dehnungen des Betons, der Stahlbewehrung sowie der Carbongitter variiert. Mit den Kennlinien und den Stoffgesetzen der verschiedenen Materialien kann folglich der Widerstand ermittelt werden (Abb. 2). Für ausführliche Informationen wird u. a. auf [13-16] verwiesen. Als weitere Variante zur Vereinfachung der Biegebemessung ohne Iteration gibt es, analog zum Stahlbeton, die Möglichkeit, die Bewehrungsmenge mithilfe von Bemessungstafeln zu ermitteln. Diese Bemessungshilfen werden von den entsprechenden Herstellern zur Verfügung gestellt und gelten dann für die in diesen Bemessungshilfen geregelten Carbongittern.

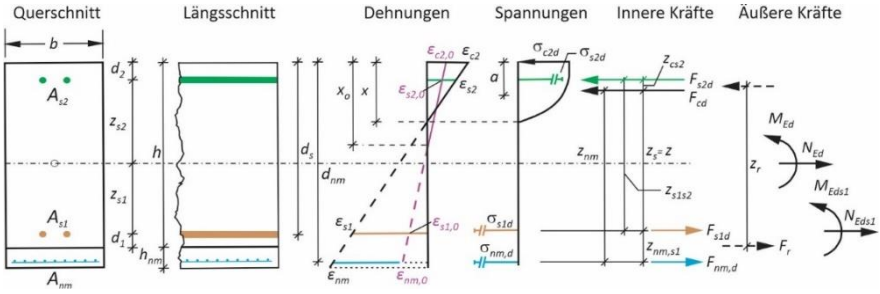


Abbildung 2: Prinzipskizze zur Ermittlung der Biegetragfähigkeit eines carbonbetonverstärkten Rechteckquerschnitts, Grafik: Maximilian May

Der Nachweis der Schubkraftübertragung zwischen Verstärkungsschicht und dem Altbeton erfolgt nach EC2. Hierbei kann planerisch von einer rauen Fuge ausgegangen und der Nachweis ohne zusätzliche Verdübelung geführt werden. Die raue Fuge muss im Zuge der

Ausführung sichergestellt und kontrolliert werden. Die weiteren Nachweise u. a. Verankerungsnachweis der Carbongitter oder der Versatzbruchnachweis sind in der entsprechenden Zulassung / Bauartgenehmigung aufgeführt und werden an dieser Stelle nicht weiter vertieft. Auf Grundlage bestehender Erkenntnisse aus dem Stahlbetonbau bzw. aus dem Bereich der aufgeklebten Lamellen (u. a. Versatzbruchnachweis) können mit leichten Modifikationen und den entsprechenden Materialkennwerten der Carbongitter die rechnerischen Nachweise geführt und somit die Tragfähigkeit bestehender Bauteile erhöht bzw. wiederhergestellt werden.

2.3 Neubau

Der Carbonbeton ist ebenfalls für den Neubaubereich prädestiniert, da durch die hohe Dauerhaftigkeit der Carbonbetonbauteile in Verbindung mit der hohen Leistungsfähigkeit, Bauteile dünner und langlebiger gestaltet werden können. In Verbindung mit vorgespannten Carbonelementen entstehen auch sehr filigrane bzw. weitgespannte Tragwerke, die sowohl die Tragfähigkeit als auch die Gebrauchstauglichkeit sicherstellen. In den letzten Jahren konnten bereits einige Bauwerke bzw. -teile aus Carbonbeton in der Praxis umgesetzt werden. Nachfolgend sind einige ausgewählte Praxisprojekte bzw. Anwendungsfelder aufgezählt (weiterführende Informationen entnehmen Sie [17-21]):

- Diverse Fußgängerbrücken vollständig aus Carbonbeton oder teilweise aus Carbonbeton (hybride Strukturen), u. a. Fußgängerbrücke Albstadt-Lautlingen,
- Nichtmetallisch bewehrte Betonfassaden, u. a. Fassade Neuer Markt,
- Erste Trafo-Station aus nichtmetallischer Bewehrung in Deutschland,
- Vorgespannte Strukturen aus Carbonbeton (CPC),
- Straßenbrücke aus Carbonbeton für den Schwerlastverkehr in Sachsen (Abb. 3).

Abbildung 3: *links:* Straßenbrücke für den Schwerlastverkehr vollständig aus Carbonbeton; *rechts*: Bild von den Carbonstäben; Foto: CARBOCON, Enrico Lorenz

Zusätzlich zu den zuvor genannten Praxisprojekten ist auch in Dresden das erste vollständig aus Carbonbeton errichtete Gebäude entstanden – der CUBE. Das Vorhaben zeigt, dass dies heutzutage technisch bereits möglich ist und dass dabei neue Formenvielfalten entstehen können. Weiterführende Informationen zum CUBE sind [22, 23] zu entnehmen.

2.4 Nichtmetallische Formbewehrung

Ebene Bewehrungen, wie z. B. Carbongitter oder -stäbe, sind heutzutage schon vielfach im Einsatz, sowohl im Neu- als auch im Bestandsbau. Geformte Bewehrungen aus nichtmetallischen Fasern sind in Deutschland bisher weniger weit verbreitet. Aufgrund der Anisotropie der nichtmetallischen Fasern stellen umgeformte Bewehrungen hohe Anforderungen an die Herstellung und Bemessung. Nachfolgend wird eine mögliche Ausführung von umgeformten Bewehrungen aufgezeigt.

Ebene, thermoplastisch gebundene CFK-Gitter werden unter Einsatz eines bei der Johne & Groß GmbH intern entwickelten Formgebungsverfahrens nach ihrer Fertigung zu Formgittern weiterverarbeitet. Die gewünschten Profile können gemäß Bewehrungsplan bzw. Biegeliste produziert werden. Dieses Verfahren ermöglicht es nahezu sämtliche Bauteilformen beanspruchungsorientiert zu bewehren. Ein statisch tragender Einsatz der nichtmetallischen Formbewehrung ist zwar wissenschaftlich belegt [24], jedoch noch nicht zulassungsseitig reglementiert. Er bedarf gegebenenfalls einer Zustimmung im Einzelfall bzw. vorhabenbezogener Bauartgenehmigung, wozu die Johne & Groß GmbH die vorhandene experimentelle Datenbasis zur Verfügung stellt bzw. bei der Erlangung weiterer Daten unterstützt. Nichtmetallische Formbewehrung ist in allen aus dem Betonstahl bekannten Biegeformen erhältlich. Die maximale Formgitterbreite beträgt 2,44 m. Die Schenkellängen können von wenigen Zentimetern bis zu mehreren Metern betragen. Umformungen in zwei Richtungen sind möglich. Es können sowohl Fasersträngе in Längs- als auch in Querrichtung umgeformt werden.

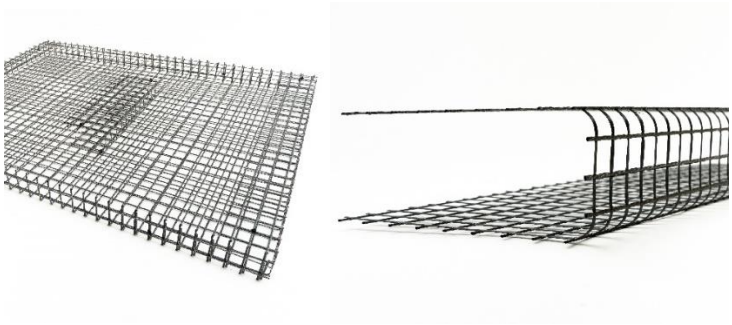


Abbildung 4: CFK-Bewehrungsprodukte im Überblick; links: Formgitter als C-Profil; rechts: zusammengesetzter CFK-Bewehrungskorb, Bild: Johne & Groß GmbH

Im Bereich der Umformung wird die Zugtragfähigkeit der Bewehrung beeinflusst bzw. abgemindert. Es ist bekannt, dass sich die Zugbruchspannung der Fasersträngе mit kleineren Biegerollendurchmessern und damit zunehmender Umlenkpressung verringert. Zur Bestimmung der anrechenbaren Zugfestigkeit umgeformter CFK-Stäbe, gibt die DAfStb-Richtlinie „Betonbauteile mit nichtmetallischer Bewehrung“ Auskunft, welche zeitnah bauaufsichtlich eingeführt wird [27].

Zur Ermittlung der anrechenbaren Zugfestigkeit, s. Gl. (1), umgeformter CFK-Gitter wird der Abminderungsbeiwert $\alpha_{D,min}$ benötigt.

$$f_{f,nm,d} = f_{f,nm,k} \cdot \alpha_{nmt} \cdot \frac{\alpha_{D,min}}{\gamma_{nm}} \tag{1}$$

mit $f_{f,nm,k}$ … Charakteristische Kurzzeit-Zugfestigkeit (auf die Faserfläche bezogen) gemäß Produktdatenblatt [25]

α_{nmt} … Beiwert zur Berücksichtigung der Langzeitauswirkungen, s. Abbildung 5

γ_{nm} … Teilsicherheitsbeiwert [21]

Der Abminderungsfaktor $\alpha_{D,min}$ für die CFK-Gitter kann für eine Vorbemessung der Abbildung 5 entnommen werden. Die Ergebnisse stammen aus dem im Rahmen des BMBF-Programm RUBIN (Regionale unternehmerische Bündnisse für Innovation) geförderten Forschungsprojekt „Industriestandard Carbonbeton“ (ISC) und sollen in Zusammenarbeit mit dem Institut für Massivbau der TU Dresden in einem umfänglichen Versuchsprogramm für unterschiedliche Betonmatrices validiert werden. Die Werte aus der Abbildung 5 wurden in ersten Tastversuchen im Verbund mit einem Feinkornbeton mit kleinem Größtkorn (TF10 CARBOrefit® Feinbeton) erzielt. Weitere Zugfestigkeiten der Formgitter der Johne & Groß GmbH im Verbund mit weniger festen Betonmatrices werden derzeitig ermittelt.

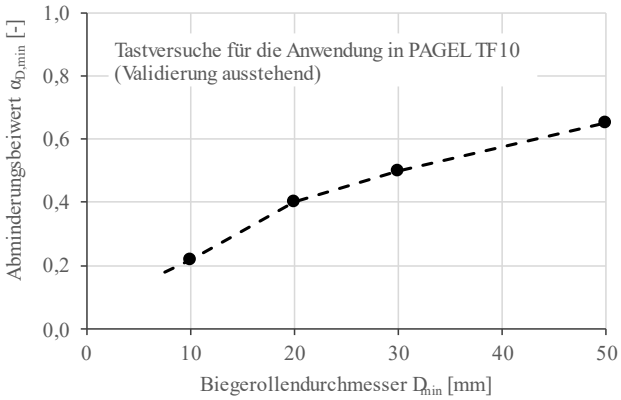


Abbildung 5: Abminderungsbeiwert $\alpha_{D,min}$ zur Abschätzung der anrechenbaren Zugfestigkeit umgeformter CFK-Gitter in Abhängigkeit vom Biegerollendurchmesser nach [26]

Dieser kurze Überblick zeigt, dass verschiedene Formbewehrungen auch mit nichtmetallischer Bewehrung möglich sind. Zu beachten ist dabei, dass die Umlenkung einen wesentlichen Einfluss auf die Festigkeit und somit die Bemessung hat. Zur Übertragung einer größtmöglichen Kraft wird ein Mindestbiegerollendurchmesser von 30 mm empfohlen [26].

2.5 Aktuelle Regelwerke

Normative Regelwerke, sei es auf nationaler oder internationaler Ebene, erleichtern dem Anwender den Umgang mit dem darin geregelten Gegenstand und schaffen Planungssicherheit. Obwohl Textilbeton bereits seit über 25 Jahren erforscht wird, gibt es

aktuell noch keine Norm, die den Werkstoff und seine Anwendung regelt. Durch das Fehlen von Normen oder Richtlinien dürfen Verstärkungsmaßnahmen mit Carbonbeton nur mit einer allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung (abZ) bzw. allgemeinen Bauartgenehmigung (aBG) innerhalb des vorgegebenen Anwendungsbereichs angewendet werden. Liegt jedoch in dem Zusammenhang mit der jeweiligen Baumaßnahme keine abZ oder aBG vor, bedarf es einer Zustimmung im Einzelfall (ZiE) bzw. einer vorhabenbezogenen Bauartgenehmigung (vBG). Das Erfordern einer ZiE / vBG führt zwangsläufig zu höheren Kosten und hat ggfs. Einfluss auf den Zeitplan. Für das Verstärken mit Carbonbeton (CARBOrefit®) gibt es eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung bzw. allgemeine Bauartgenehmigung, welche das Verstärken durch Carbonbeton im definierten Anwendungsbereich ermöglicht.

Im Bundesvorhaben C³ – Carbon Concrete Composite wurde im Vorhaben V1.2 „Normung und Zulassung“ die Vorarbeit für die Erstellung allgemeingültiger Regelwerke für den Werkstoff Carbonbeton begonnen, sowohl im Bereich des Neubaus als auch in der Verstärkung. Nach Ablauf des Vorhabens V1.2 wird im Anschlussprojekt L9 „Regelwerke“ versucht, die bestehenden Lücken zu schließen. Dies geschieht unter der Koordination des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton e.V. (DAfStb). Parallel und nach Abschluss des Forschungsvorhabens arbeitet aktuell ein Unterausschuss des DAfStb an der ersten Richtlinie für Neubauteile aus nichtmetallischer Bewehrung [27]. Mit Erscheinen der Richtlinie können erste Bauteile aus nichtmetallischen Bewehrungen im Bereich des Neubaus geplant und umgesetzt werden. Die Veröffentlichung der Richtlinie für den Neubau ist im Jahr 2024 geplant. Zeitgleich wird im Bereich der Verstärkung mit Carbonbeton ebenfalls an einer Richtlinie vom Deutschen Ausschuss für Stahlbeton gearbeitet.

3 Schluss

In Anbetracht der dringenden Notwendigkeit, die Baubranche nachhaltiger zu gestalten und ihren erheblichen Beitrag zu CO_2-Emissionen, Ressourcenverbrauch und Abfallaufkommen zu reduzieren, steht die Branche vor einer gewaltigen Herausforderung. Die Integration von Innovationen wie Carbonbeton, die sowohl im Neubau als auch bei der Sanierung bestehender Bauwerke Anwendung finden, ist entscheidend für die Erreichung der klimabezogenen Zielsetzungen. Mit den fortschreitenden Entwicklungen in den Regelwerken und Richtlinien wird Carbonbeton nicht nur eine umweltfreundlichere Alternative zu traditionellen Materialien bieten, sondern auch die Anwendung in der Praxis vereinfachen und somit einen wesentlichen Beitrag zur Transformation der Baubranche im Sinne des Klimaschutzes leisten.

4 Literatur

[1] Global Alliance for Building and Construction: GLOBAL STATUS REPORT FOR BUILDINGS AND CONSTRUCTION, United Nations Environment Programm, 2021, 105 Seiten

[2] Weidner, S. et al.: Graue Emissionen im Bauwesen – Bestandsaufnahme und Optimierungsstrategien, Beton- und Stahlbetonbau 116, Nr. 12 (2021). S. 969 - 977.

[3] W. Sobek: non nobis: über das Bauen in der Zukunft. Buch 1: Ausgehen muss man von dem, was ist. Stuttgart:av edition, 2022

[4] Schumann, A.; Schöffel, J.; May S.; Schladitz, F.; Curbach M. Ressourceneinsparung mit Carbonbeton am Beispiel der Verstärkung der Hyparschale in Magdeburg. In: Hauke, B. (Hrsg.) Nachhaltigkeit, Ressourceneffizienz und Klimaschutz. Institut Bauen und Umwelt e. V., DGNB e. V., 2021, S. 282-286

[5] Younes, A.; Seidel, A.; Rittner, S. et al.: Innovative textile Bewehrungen für hochbelastbare Betonbauteile. Beton- und Stahlbetonbau 110, S1 (2015), S. 16-21. https://doi.org/10.1002/best.201400101

[6] Curbach, M.; May, S.; Müller, E.; Schumann, A.; Schütze, E.; Wagner, J. (2021) Verstärken mit Carbonbeton. In: Beton-Kalender 2022 – Nachhaltigkeit, Digitalisierung, Instandhaltung; Hrsg. Bergmeister, K., Fingerloos, F., Wörner, J.-D., Eds.; Ernst und Sohn: Berlin, Germany, 2021; pp. 761–804.

[7] Scheerer, S. et al. (2019) Flexural strengthening of RC structures with TRC - Experimental Observations, Design Approach and Application, Applied Sciences. Special Issue "Textile Reinforced Cement Composites: New Insights in Structural and Material Engineering" 9, 1322, DOI: 10.3390/app9071322.

[8] Jesse, F.; Curbach, M. (2010) Verstärken mit Carbonbeton. BetonKalender 2010, S. 457 – 565.

[9] Müller, E.; Schmidt, A.; Schumann, A.; May, S.; Curbach, M.: Biegeverstärkung mit Carbonbeton - Neue Carbonbewehrung im Anwendungstest. Beton- und Stahlbetonbau 115 (2020) 10, S. 758-767 - DOI: 10.1002/best.202000012.

[10] Wagner, J.; Würgau, C.; Schumann, A.; Schütze, E.; Ehlig, D.; Nietner, L.; Curbach, M.: Strengthening of Reinforced Concrete Structures with Carbon Reinforced Concrete – Possibilities and Challenges. CivilEng 3 (2022) 2, S. 400 – 426 - doi.org/10.3390/civileng3020024

[11] Riegelmann, P.; Bochmann, J.; Schumann, A.; May, S.; Garibaldi, P.-M-; Curbach, M.: Müther´s shell structures in Germany - restoration vs. Demolition. Engineering History and Heritage 174 (2020) 3, S. 124-132 - doi.org/10.1680/jenhh.20.00012.

[12] Steinbock, O.; Bösche, T.; Schumann, A.: Carbonbeton - Eine neue Verstärkungsmethode für Massivbrücken; Teil 2: Carbonbeton im Brückenbau und Informationen zur Zustimmung im Einzelfall für das Pilotprojekt - Brücken über die Nidda im Zuge der BAB A 648. Beton- und Stahlbetonbau 116 (2021) 2, S. 109-117 - DOI: 10.1002/best.202000106.

[13] Beckmann, B.; Frenzel, M.; Lorenz, E.; Schladitz, F.; Rempel, S.: Biegetragverhalten von textilbetonverstärkten Platten. Beton- und Stahlbetonbau 110 S1 – Verstärken mit Textilbeton (2015), Januar, S. 47–53, https://doi.org/10.1002/best.201400117.

[14] Frenzel, M.; Curbach, M.: Bemessungsmodell zur Berechnung der Tragfähigkeit von biegeverstärkten Stahlbetonplatten. In: Curbach, M.; Ortlepp, R. (Hrsg.): Textilbeton in Theorie und Praxis – Tagungsband zum 6. Kolloquium zu textilbewehrten Tragwerken. Abschlusskolloquium der Sonderforschungsbereiche 528 (Dresden) und 532 (Aachen) am 19./20.9.2011 in Berlin, 2011, S. 381–399.

[15] Frenzel, M.: Bemessung textilbetonverstärkter Stahlbetonbauteile unter Biegebeanspruchung. Beton- und Stahlbetonbau 110 S1 – Verstärken mit Textilbeton (2015), Januar, S. 54–68, https://doi.org/10.1002/best.201400115.

[16] Curbach, M.; Schladitz, F.; Zobel, R.; Weselek, J.: Eine Vision wird Realität: Der Betonbau der Zukunft ist nachhaltig, leicht, flexibel und formbar – dank Carbon. Der Prüfingenieur 51 (2017), S. 20–35.

[17] Aldermann, K.; Schumann, A.; Rudloff, T.; Zernsdorf, K.; Wiel, R.; Michler, H.: Industriestandard Carbonbeton – durch Standards in eine ressourcenschonende Art des Bauens. Beton- und Stahlbetonbau 118 (2023) 10, S. 757-765 - https://doi.org/10.1002/best.202300052

[18] LORENZ, E.; PETER, A.; MAY, S.; BÖSCHE, T.: Planung und Neubau einer Straßenbrücke aus Carbonbeton – Carbonbeton „Next Step“. Beton- und Stahlbetonbau 118 (2023) 9, S. 705-712 - https://doi.org/10.1002/best.202300037

[19] Schumann, A.; May, S.; Curbach, M.: Design and Testing of various Ceiling Elements made of Carbon Reinforced Concrete. Proceedings 2 (2018) 8, 543, https://doi.org/10.3390/ICEM18-05436.

[20] May, M.; Riegelmann, P.; Schumann, A.; Curbach, M.: Carbonstäbe im Bauwesen; Teil 3: Bestimmung der Zugtragfähigkeit. Beton- und Stahlbetonbau 116 (2021) 7, S. 508-517 - DOI: 10.1002/best.202100031.

[21] Curbach, M.; Hegger, J.; Schladitz, F.; Tietze, M.; Lieboldt, M. [Hrsg.]. (2023) *Handbuch Carbonbeton – Einsatz nichtmetallischer Bewehrung, 1. Auflage*. Ernst & Sohn GmbH.

[21] Betz, P.; Schumann, A.; Scheerer, S.; Curbach M.: Carbonstäbe im Bauwesen; Teil 5: Einflussfaktoren auf das Verbundverhalten. Beton- und Stahlbetonbau 116 (2021) 12, S. 924-934 - DOI: 10.1002/best.202100035.

[22] Frenzel, M.; Scheerer, S.; Schmidt, A.: Übersicht über die im Cube verwendeten Materialien. Beton- und Stahlbetonbau 118 (2023) S2, S. 56-36 - DOI: 10.1002/best.202200125.

[23] Zavadski, V.; Frenzel, M.: Aufbau, Bemessung und Planung der TWIST-Carbonbetonschalen. Beton- und Stahlbetonbau 118 (2023) S2, S. 71-81 - DOI: 10.1002/best.202300009.

[24] Bielak, J.: Shear in slabs with non-metallic reinforcement. RWTH Aachen, Dissertation, 2021.

[25] Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung / allgemeine Bauartgenehmigung: Z-31.10-182: CARBOrefit – Verfahren zur Verstärkung von Stahlbeton mit Carbonbeton. Deutsches Institut für Bautechnik. Gültig vom 31.08.2023 bis 31.08.2028.

[26] Technisches Informationsblatt: https://www.jgg-stahl.de/download/technische-information-cfk-formgitter/, entnommen am 23.11.2023.

[27] Will, N.: DAfStb-Richtlinie „Betonbauteile mit nichtmetallischer Bewehrung“ – Von Forschung und Pilotprojekten zum Regelwerk. Tagungsband vom 61. Forschungs-kolloquium mit 9. Jahrestagung, 26.-27. September 2022, Dresden, S.157-162.

Baustatik – Baupraxis 15, © 2024, Technische Universität Hamburg

Daten-basierte Materialmodellierung und Simulation von Holztragwerken mit künstlichen neuronalen Netzen

Patrick Weber, Werner Wagner, Steffen Freitag

Institut für Baustatik, Karlsruher Institut für Technologie

Zusammenfassung: Ein künstliches neuronales Netz (KNN) mit Feedforward-Architektur wird zur Approximation des proportionalen, nichtlinearen Materialverhaltens von Fichtenholz verwendet. Die zugehörigen Daten stammen von Experimenten an biaxial und quer zur Faser beanspruchten Fichtenholzscheiben. Durch die Einforderung physikalischer Nebenbedingungen im KNN-Trainingsprozess ist ein numerisch stabiler Einsatz des KNN-Materialmodells im Rahmen der Finite-Elemente-Methode (FEM) möglich.

1 Einleitung

Ein klassisches statisches Modell fußt auf drei Säulen: Kinematik, Gleichgewicht und Materialmodell. Die ersten beiden sind aus mathematischen und physikalischen Grundsätzen hergeleitet. Im Gegensatz dazu basiert ein Materialmodell auf experimentellen Beobachtungen und einem empirischen mathematischen Formalismus. Je komplexer das Materialverhalten ist, desto schwieriger ist die Suche nach einem geeigneten Modell. Ein KNN besteht aus einer variablen Verkettung einfacher Basisfunktionen. Durch diese Struktur sind KNN *universelle Funktionsapproximatoren*, die bei endlichem Verkettungsgrad Funktionen mit beliebiger Genauigkeit approximieren können, vgl. [1]. Somit stellen KNN geeignete Methoden zur Erfassung komplexen Materialverhaltens dar. Dazu müssen KNN allerdings mit einer sehr großen Menge von Daten trainiert werden. Im Fall der Materialmodellierung wären dies bspw. aus Experimenten gewonnene Paare aus Verzerrungen und Spannungen. Der Nachteil ist, dass KNN grundsätzlich rein mathematische Funktionen sind, die keinen physikalischen Regeln unterliegen. Dies führt in Verbindung mit einer begrenzten Datenmenge häufig zu nicht stabilen und damit unbrauchbaren Materialmodellen. Eine Möglichkeit diesen Nachteilen entgegenzuwirken ist die Einforderung physikalischer Nebenbedingungen im Trainingsprozess, vgl. [5, 6, 7]. Die resultierenden KNN-Materialmodelle benötigen dadurch weniger

Daten und sind im Rahmen numerischer FE-Simulationen robuster. In diesem Beitrag wird dieses erweiterte KNN-Training auf experimentelle Daten von Fichtenholz angewendet und in einer nichtlinearen FE-Simulation erprobt.

2 Biaxial und quer zur Faser beanspruchte Holzscheiben

In [2] sind u. a. 439 proportionale Versuche an homogenen, fehlerfreien und klimatisierten Kernbrettern aus Fichtenholz dokumentiert, die biaxial und schräg zur Faserrichtung im ebenen Spannungszustand und bis zum Bruch beansprucht wurden. Die Versuche wurden so durchgeführt, dass im globalen 1-2-Koordinatensystem mit

$$\boldsymbol{\varepsilon}_G = [\varepsilon_{11}, \varepsilon_{22}, 2\varepsilon_{12} = \gamma_{12}]^T \qquad \text{und} \qquad \boldsymbol{\sigma}_G = [\sigma_{11}, \sigma_{22}, \tau_{12} = 0]^T \tag{1}$$

die Schubspannungen τ_{12} stets null sind, was einem Hauptachsensystem entspricht. In Abb. 1 ist ein Überblick über die automatisierte Aufbereitung der zur Verfügung stehenden Rohdatenpaare am Beispiel von Versuch 380 [2] gegeben. Zunächst werden die Verzerrungen infolge des initialen Vorspannprozesses abgeschätzt. Anschließend werden die Daten beim optisch Erkennbaren Auftreten einer Schädigung abgeschnitten. Weiterhin wird jeder Pfad auf ca. 30 Datenpaare $(\boldsymbol{\varepsilon}_G, \boldsymbol{\sigma}_G)$ ausgedünnt, um redundante Information zu minimieren. Mithilfe des gegebenen Versuchs-Faserwinkels $\varphi \in \{0°; 7{,}5°; 15°; 30°; 45°\}$ und der Matrix

$$\mathbf{T}_\varepsilon = \begin{bmatrix} \cos(\varphi)^2 & \sin(\varphi)^2 & \sin(\varphi)\cos(\varphi) \\ \sin(\varphi)^2 & \cos(\varphi)^2 & -\sin(\varphi)\cos(\varphi) \\ -2\sin(\varphi)\cos(\varphi) & 2\sin(\varphi)\cos(\varphi) & \cos(\varphi)^2 - \sin(\varphi)^2 \end{bmatrix} \tag{2}$$

können die globalen Verzerrungen und Spannungen über

$$\boldsymbol{\varepsilon} = \mathbf{T}_\varepsilon \boldsymbol{\varepsilon}_G = [\varepsilon_{LL}, \varepsilon_{RR}, \gamma_{LR}]^T \quad \text{und} \quad \boldsymbol{\sigma} = (\mathbf{T}_\varepsilon)^{-T} \boldsymbol{\sigma}_G = [\sigma_{LL}, \sigma_{RR}, \tau_{LR}]^T \tag{3}$$

in die Größen des lokalen L-R-Koordinatensystems transformiert werden, wobei L der Stammlängsrichtung und R der radialen Richtung entspricht. Von den insgesamt 439 Versuchen werden 394 für die nachfolgenden Untersuchungen verwendet. Daraus resultieren letztlich 14487 Gleichgewichtspunkte $(\boldsymbol{\varepsilon}, \boldsymbol{\sigma})$.

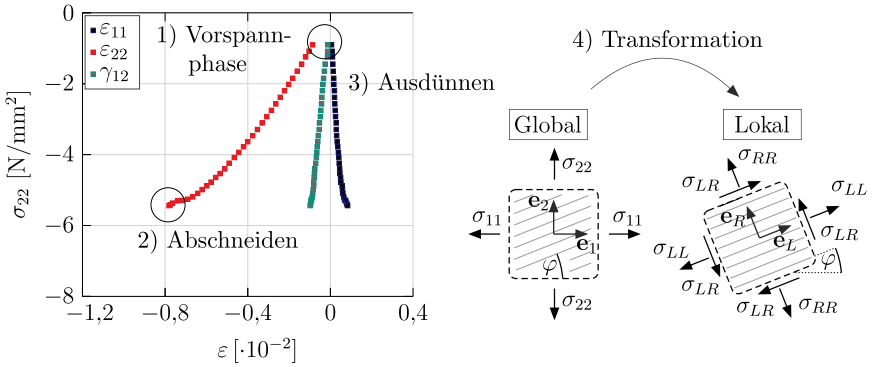


Abbildung 1: Aufbereitung der Rohdaten am Beispiel von Versuch 380 [2]

3 Materialmodellierung mit Feedfoward-KNN

Ein Feedforward-KNN kann allgemein als eine Funktion

$$\mathbf{z} = \mathbf{f}^{\mathrm{KNN}}(\mathbf{x}, \mathbf{w}) \tag{4}$$

beschrieben werden, welche den n_i-dimensionalen Eingangsvektor $\mathbf{x}$ auf den n_o-dimensionalen Ausgangsvektor $\mathbf{z}$ abbildet. Die freien Parameter, die *Gewichte*, werden im n_w-dimensionalen Vektor $\mathbf{w}$ zusammengefasst. Im Detail besteht ein Feedforward-KNN aus einer beliebigen Anzahl aufeinanderfolgender Schichten, die Informationen ausgehend von der Eingangsschicht über beliebig viele Zwischenschichten hin zur Ausgangsschicht übertragen. In Abb. 2 ist ein Beispiel der Topologie [2-3-1] dargestellt. Allgemein erfolgt die Informationsübertragung aller Neuronen $l = 1,...,n_{L-1}$ der Schicht $L-1$ auf das Neuron m der nächsten Schicht L über die gewichtete Summe $s_m^{[L]}$ und die Aktivierungsfunktion $g(s)$:

$$s_m^{[L]} = w_{m0}^{[L]} + \sum_{l=1}^{n_{L-1}} w_{ml}^{[L]} y_l^{[L-1]} \,, \tag{5}$$

$$y_m^{[L]} = g(s_m^{[L]}) \,. \tag{6}$$

Das sog. Biasgewicht $w_{m0}^{[L]}$ erlaubt dabei eine s-Achsenverschiebung der Aktivierungsfunktion. Nachfolgend wird für alle Zwischenschichten der Tangens hyperbolicus $g(s) = \tanh(s)$ gewählt. Für die Ausgangsschicht gilt $g(s) = s$. Je mehr Zwischenschichten und Neuronen verwendet werden, desto komplexere funktionale Zusammenhänge sind approximierbar. Allerdings steigt dadurch auch die Anzahl der Gewichte, die im Trainingsprozess bestimmt werden müssen. Darüber hinaus sind die Gewichte rein mathematische und keine physikalischen Variablen: Aus ihren Werten lassen sich keine Schlüsse auf die zugrundeliegende und zu lernende Aufgabe ziehen. Dadurch werden KNN auch gerne als *black box* bezeichnet.

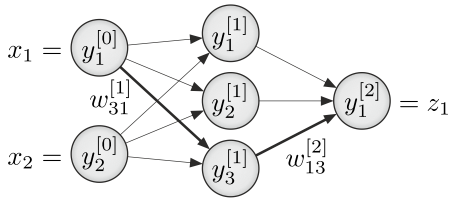


Abbildung 2: Beispieltopologie [2-3-1] eines Feedforward-KNN

Durch geeignete Definitionen der Eingangs- und Ausgangsvariablen $\mathbf{x}$ und $\mathbf{z}$ kann das Feedforward-KNN zur Approximation verschiedensten Materialverhaltens eingesetzt werden. Für das nachfolgende Beispiel reicht es, die lokalen Verzerrungen und Spannungen über

$$\mathbf{x} := \boldsymbol{\varepsilon} = [\varepsilon_{LL}, \varepsilon_{RR}, \gamma_{LR}]^T \qquad \text{und} \qquad \mathbf{z} := \boldsymbol{\sigma} = [\sigma_{LL}, \sigma_{RR}, \tau_{LR}]^T \tag{7}$$

direkt als KNN-Eingangs- und Ausgangsvektoren zu definieren. Ferner ist die KNN-Funktion aus Gl. (4) stetig differenzierbar, wodurch die nötigen Ableitungen für die Materialtangente

$$\mathbf{C}_T = \begin{bmatrix} C_{LLLL} & C_{LLRR} & C_{LLLR} \\ C_{RRLL} & C_{RRRR} & C_{RRLR} \\ C_{LRLL} & C_{LRRR} & C_{LRLR} \end{bmatrix} =: \begin{bmatrix} C_{11} & C_{12} & C_{13} \\ C_{21} & C_{22} & C_{23} \\ C_{31} & C_{32} & C_{33} \end{bmatrix} = \frac{\mathrm{d}\boldsymbol{\sigma}}{\mathrm{d}\boldsymbol{\varepsilon}} = \frac{\mathrm{d}\mathbf{z}}{\mathrm{d}\mathbf{x}} \tag{8}$$

analytisch berechnet werden können. Dieses elastische KNN-Materialmodell ist in der Lage nichtlineare, anisotrope Effekte bei monotoner Belastungssteigerung zu berücksichtigen.

Die KNN-Gewichte $\mathbf{w}$ werden im Trainingsprozess eingestellt. Dieser ist ein nichtlineares Optimierungsproblem, bei dem hier der quadratische Trainingsdatenfehler

$$\mathcal{L}^D = \frac{1}{2P^D} \sum_{k=1}^{P^D} \left|\left|\mathbf{z}(\boldsymbol{\varepsilon}_k,\mathbf{w}) - \boldsymbol{\sigma}_k\right|\right|^2 \tag{9}$$

zwischen den Zielspannungen $\boldsymbol{\sigma}_k$ der insgesamt P^D gegebenen Trainingsdaten $(\boldsymbol{\varepsilon}_k,\boldsymbol{\sigma}_k)$ und der zugehörigen KNN-Funktion $\mathbf{z}(\boldsymbol{\varepsilon}_k,\mathbf{w})$ iterativ minimiert wird. Diese Minimierung wird für alle nachfolgenden Beispiele in Matlab [4] durchgeführt. Die KNN-Funktion und der Trainingsprozess sind grundsätzlich rein mathematischer Natur. Physikalische Eigenschaften werden im besten Fall implizit und unter Verwendung sehr vieler Daten erlernt. Grundlegende physikalische Zusammenhänge der Materialmodellierung werden somit bei rein Daten-basierten Methoden vernachlässigt. Daher zielen jüngste Bestrebungen darauf ab, diese bekannten physikalischen Eigenschaften bei der KNN-Materialmodellierung zu berücksichtigen. Im Rahmen des vorliegenden Beitrags werden dazu zusätzliche zu minimierende Fehlerterme definiert und während des Trainings ebenfalls minimiert. Tab. 1 gibt einen Überblick über die hier verwendeten Nebenbedingungen (NB). Sowohl die lokalen Spannungen als KNN-Ausgang $\boldsymbol{\sigma} = \mathbf{z}(\mathbf{x},\mathbf{w})$ als auch die Materialtangente als deren Ableitung $\mathbf{C}_T = \mathrm{d}\mathbf{z}(\mathbf{x},\mathbf{w})/\mathrm{d}\mathbf{x}$ hängen neben den Gewichten $\mathbf{w}$ auch vom KNN-Eingangsvektor $\mathbf{x}$ ab. Zur Formulierung einer zu minimierenden Fehlerfunktion müssen die NB daher auf einer diskreten Menge von NB-Punkten $\mathbf{x}_k^C, k = 1,...,P^C$ eingefordert werden. Diese sind unabhängig von den gegebenen Trainingsdaten und können in beliebiger Stückzahl für den Trainingsprozess generiert werden. Darüber hinaus werden die NB ebenfalls über quadratische Fehlerterme eingefordert. So folgt bspw. für die Symmetrie der Materialtangente die zusätzlich zu minimierende Fehlerfunktion

$$\mathcal{L}^C = \frac{\epsilon}{2P^C} \sum_{k=1}^{P^C} \left((C_{12k} - C_{21k})^2 + (C_{13k} - C_{31k})^2 + (C_{23k} - C_{32k})^2 \right), \tag{10}$$

mit $C_{ijk} := \partial z_j(\mathbf{x}_k^C,\mathbf{w})/\partial x_i$. Über den Penalty-Parameter $\epsilon > 0$ lassen sich die NB gegenüber dem Trainingsdatenfehler (9) gewichten. Nähere Informationen zur Implementierung beliebiger NB können [5, 6, 7] entnommen werden.

Eigenschaft	Zu minimierende Fehlerterme
Spannungsfreie Referenzkonfiguration:	$\boldsymbol{\sigma}(\boldsymbol{\varepsilon} = \mathbf{0}) \overset{!}{=} \mathbf{0}$
Symmetrie der Materialtangente:	$(C_{ij} - C_{ji}) \overset{!}{=} 0,\ (i,j) = (1,2),(1,3),(2,3)$
Orthotropie:	$C_{ij} \overset{!}{=} 0,\ (i,j) = (1,3),(2,3),(3,1),(3,2)$
Positive Hauptdiagonalelemente:	$C_{ii} \overset{!}{>} 0, i = 1,2,3$

Tabelle 1: Im Trainingsprozess einforderbare Nebenbedingungen (NB)

4 Berechnung eines Bogenträgers als numerisches Beispiel

Von den verfügbaren 14478 Datenpaaren $(\boldsymbol{\varepsilon},\boldsymbol{\sigma})$ werden 90% zum Training und 10% zur Validierung genutzt. Mit den Trainingsdatenpaaren wird ein KNN der Topologie [3-10-10-3] für insgesamt 10^4 Iterationsschritte trainiert. Neben den experimentellen Daten werden dabei auch die vier Nebenbedingungen (NB) aus Tab. 1 verwendet. Für die NB der positiven Hauptdiagonalelemente gilt $\epsilon = 10^6$, sonst $\epsilon = 10^4$. Alle NB werden mit 10^3 zufällig generierten NB-Punkten im alle Verzerrungsdaten umhüllenden Quader eingefordert.

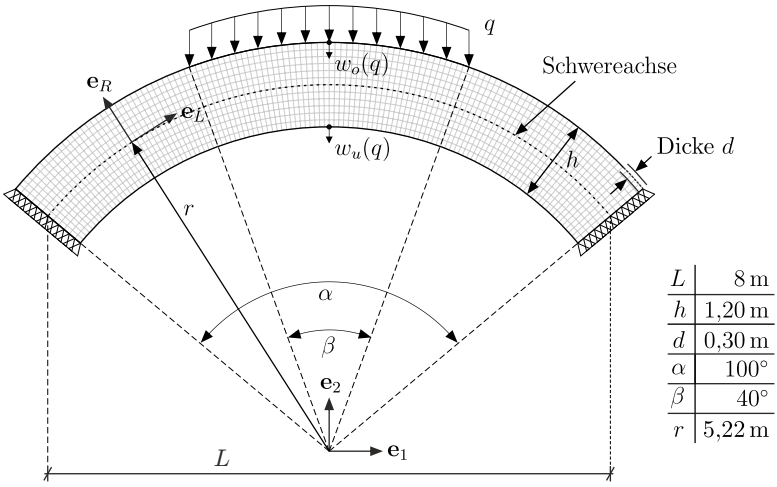


Abbildung 3: Bogenträger aus Holz: System, Lagerung und Belastung

Als Beispiel dient die Berechnung eines Holz-Bogenträgers im ebenen Spannungszustand und unter monotoner Belastungssteigerung. Das System, die Lagerungsbedingungen sowie die Belastung sind in Abb. 3 dargestellt. Die konstante Streckenlast q wirkt vertikal und greift an der Oberseite des Trägers an. Die lokalen Materialhauptachsen verlaufen längs der gebogenen Trägerachse. Das FE-Netz besteht aus $120 \times 36 = 4320$ isoparametrischen Scheibenelementen mit bilinearen Ansatzfunktionen. Aus Übersichtsgründen ist in Abb. 3 nur ein 120×12-Netz dargestellt. Innerhalb dieser Elemente, jeweils mit Fläche A^e und Dicke d, wird das nichtlinear elastische KNN-Materialmodell im Vektor der inneren Kräfte

$$\mathbf{F}_e = \int_{A^e} \mathbf{B}^T \boldsymbol{\sigma} d \, \mathrm{d}A \tag{11}$$

und dem materiellen Anteil der tangentialen Steifigkeitsmatrix

$$\mathbf{K}_{Te} = \int_{A^e} \mathbf{B}^T \mathbf{C}_T \mathbf{B} d \, \mathrm{d}A \, . \tag{12}$$

aufgerufen. Dabei enthält die Matrix $\mathbf{B}$ die Ableitungen der Ansatzfunktionen aus der Scheibenkinematik und $\boldsymbol{\sigma}$ und $\mathbf{C}_T$ werden vom KNN berechnet. Weitere Details können bspw. [8]

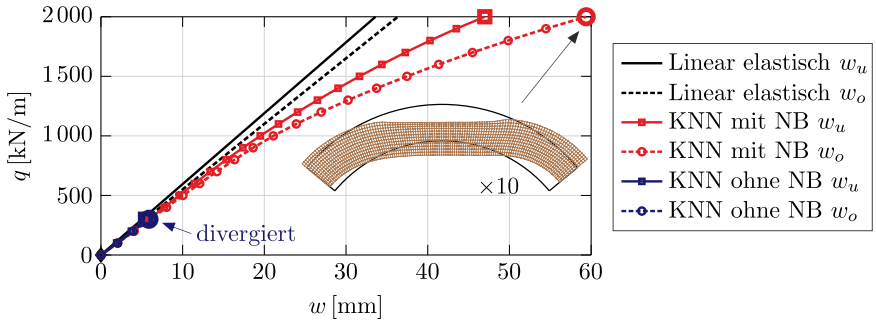


Abbildung 4: Last-Verschiebungskurven für die Verschiebungen $w_o(q)$ und $w_u(q)$

entnommen werden. Das KNN ist in der Materialbibliothek einer erweiterten Version des FE-Programms FEAP [3] implementiert. Die anwendungsspezifischen Informationen, wie die Definition der Eingangs- und Ausgangsvariablen, die Topologie sowie die Gewichte, werden über eine Textdatei von Matlab an FEAP übergeben.

In Abb. 4 sind die Last-Verschiebungskurven für die Verschiebungen $w_o(q)$ und $w_u(q)$ an der Ober- und Unterseite des Trägers dargestellt. Dabei wird zwischen einem KNN-Materialmodell mit NB und ohne NB im Trainingsprozess unterschieden. Darüber hinaus ist für den Fall des KNN mit NB nach dem letzten Lastschritt die zehnfach überhöhte Verschiebungsfigur abgebildet. Das KNN ohne NB divergiert sehr früh, während das KNN mit NB die vollständige Berechnung des Versuchs erlaubt. Dabei kann das weicher werdende Verhalten quer zur Faserrichtung wiedergeben werden, was aus der materiellen Nichtlinearität des Holzes resultiert. Neben den KNN-Lösungen ist eine linear elastische Lösung in Abb. 4 dargestellt. Mithilfe der mittleren Dichte $\rho = 0{,}438$ kg/cm^3 der im KNN-Training genutzten Versuche und den Regressionskurven für E_L, E_R und ν_{LR} aus [2] wurden dazu die Parameter $E_L = 12561$ N/mm^2, $E_R = 744$ N/mm^2 und $\nu_{LR} = 0{,}499$ ermittelt. Der Schubmodul wird über die Beziehung $G_{LR} = E_L E_R/(E_L + E_R + 2\nu_{LR} E_R)$ abgeschätzt, vgl. [2]. Die Anfangssteigungen stimmen dabei nicht exakt mit der Lösung des linear elastischen Referenzmaterials überein. Letzteres basiert auf der Mittelung von Materialparametern, welche aus unabhängigen uniaxialen Versuchen ermittelt wurden. Die KNN-Lösung basiert auf der direkten Mittelung der biaxialen Daten, ohne Umweg über die Ingenieurkonstanten.

In Abb. 5 sind die Verläufe der Spannungen σ_{LL}, σ_{RR} und σ_{LR} über die gesamte Struktur nach dem zwanzigsten und damit letzten Lastschritt für das KNN mit NB dargestellt. Das KNN ist in der Lage, einen physikalisch plausiblen Verlauf der Spannungen vorherzusagen. Dabei wird durch die nicht perfekte Orthotropie des KNN die Symmetrie des Systems nicht exakt abgebildet. Die minimale Längsdruckspannung liegt dabei knapp über der in [2] angegebenen uniaxialen Bruchspannung von $f_{c,0} = 49{,}98$ N/mm^2. Die Verläufe der Spannungen σ_{RR} und σ_{LR} in den in Abb. 5 angedeuteten Schnitten sind in Abb. 6 dargestellt und sind den Ergebnissen des linear elastischen Vergleichsmaterials gegenübergestellt. Die prinzipiellen Verläufe stimmen dabei überein. Die KNN-Lösung liefert eine um 30% höhere maximale Querzugspannung. Die am Ende der Streckenlast entstehende maximale Schubspannung ist beim KNN-Materialmodell um 10% geringer. Beide Unterschiede können aus Lastumlagerungen innerhalb des Trägers resultieren, die infolge nichtlinearer Deformation entstehen.

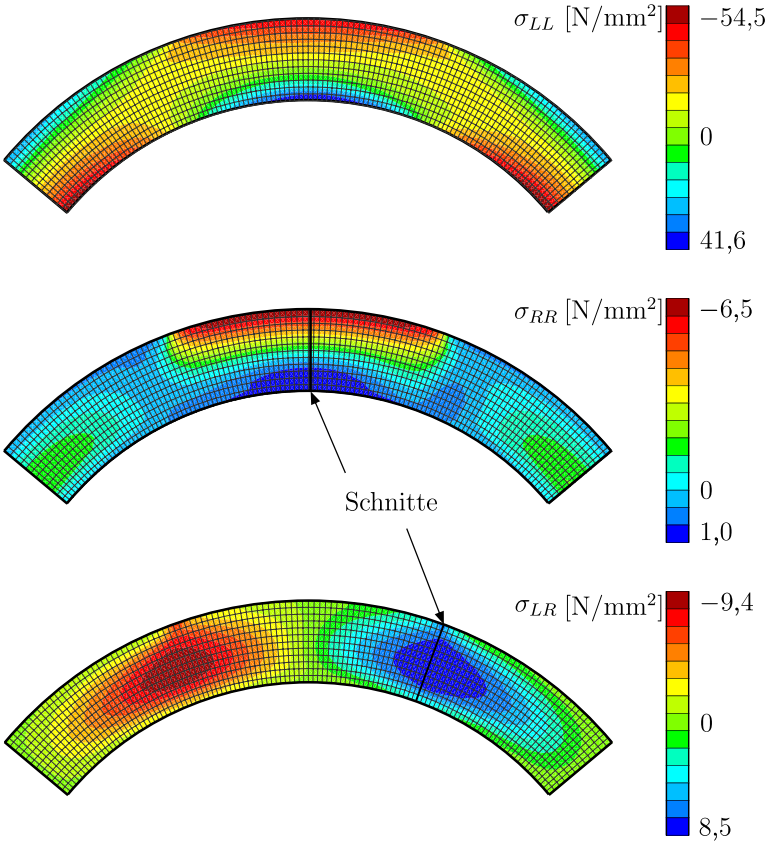


Abbildung 5: Verläufe der Spannungen σ_{LL}, σ_{RR} und σ_{LR} über die gesamte Struktur, KNN-Materialmodell mit NB nach dem letzten Lastschritt ($q = 2000$ kN/m). Die Verläufe in den Schnitten sind in Abb. 6 dargestellt.

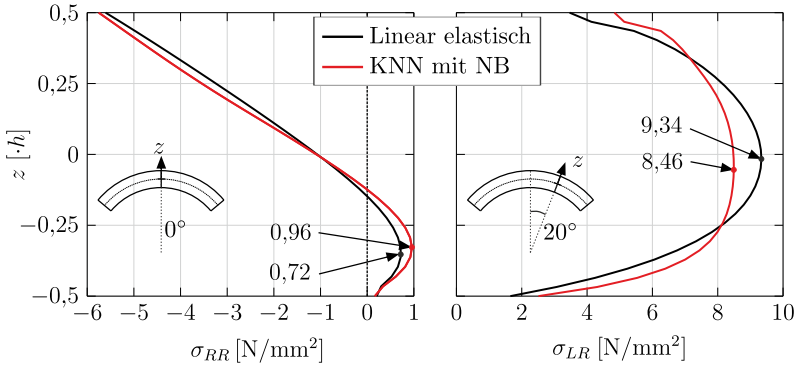


Abbildung 6: Verläufe der Spannungen σ_{RR} und σ_{LR} in den in Abb. 5 angedeuteten Schnitten nach dem letzten Lastschritt ($q = 2000$ kN/m)

5 Fazit und Diskussion

Die vorangegangenen Untersuchungen haben gezeigt, dass die KNN-Materialmodellierung auf Basis echter und streuungsbehafteter Versuchsdaten prinzipiell möglich ist. Trotz guter Datengrundlage erlaubt dabei erst die Berücksichtigung physikalischer Nebenbedingungen die stabile Anwendung des KNN-Materialmodells im Rahmen einer FE-Simulation. Dabei wurde zunächst eine Beschränkung auf proportionale Laststeigerung und fehlerfreies Holz angenommen. Im Hinblick auf eine Anwendung im Ingenieuralltag sind einige Punkte jedoch noch kritisch zu diskutieren. Beispielsweise haben Holzfehler einen großen Einfluss auf das resultierende Werkstoffverhalten. Darüber hinaus liefert das KNN ein über streuende Daten gemitteltes, nicht parametrisierbares Materialmodell. Im Rahmen eines semiprobabilistischen Sicherheitskonzepts können somit keine Abminderungen oder konservative Schätzungen von Materialparametern durchgeführt werden. Außerdem ist das KNN-Materialmodell infolge des stochastischen Trainingsprozesses keineswegs eindeutig. Trotz dieser noch zu klärenden Punkte könnte die KNN-Materialmodellierung auch für den praktischen Bauingenieur in Zukunft interessant werden, vor allem bei der Arbeit mit neuen Materialien.

Danksagung

Herr Univ.-Prof. Josef Eberhardsteiner hat uns die zu den Versuchen aus [2] zugehörigen Rohdaten zur Verfügung gestellt. Dafür möchten wir uns recht herzlich bei ihm bedanken.

Literatur

[1] CYBENKO, G. : Approximation by superpositions of a sigmoidal function. In: *Mathematics of Control, Signals, and Systems* 2 (1989), dec, Nr. 4, S. 303–314

[2] EBERHARDSTEINER, J. : *Mechanisches Verhalten von Fichtenholz*. Springer Vienna, 2002

[3] TAYLOR, R. : *FEAP - Finite Element Analysis Program*. University of California, Berkeley, 2023. – http://projects.ce.berkeley.edu/feap/ (besucht am 10.03.23)

[4] THE MATHWORKS INC.: *MATLAB version: 9.11.0 (R2021b)*

[5] WEBER, P. : *Physikalisch konsistente Modellierung von elastischem und plastischem Materialverhalten mit künstlichen neuronalen Netzen*, Karlsruher Institut für Technologie, Diss., 2023 (eingereicht)

[6] WEBER, P. ; GEIGER, J. ; WAGNER, W. : Constrained neural network training and its application to hyperelastic material modeling. In: *Comput Mech* 68 (2021), S. 1179–1204

[7] WEBER, P. ; WAGNER, W. ; FREITAG, S. : Physically enhanced training for modeling rate-independent plasticity with feedforward neural networks. In: *Comput Mech* (2023)

[8] WRIGGERS, P. : *Nonlinear Finite Element Methods*. Springer Berlin / Heidelberg, 2008

Minisymposium Softwaregestützte Tragwerksberechnung und parametrisches Entwerfen

Organisatoren:

- **Arndt Goldack**
  Lehr- und Forschungsgebiet Tragkonstruktionen Baustatik und Baudynamik, Bergische Universität Wuppertal

- **Kirsten Stopp**
  Lehrstuhl für Bauen im Bestand und Baukonstruktion, Bergische Universität Wuppertal

Baustatik – Baupraxis 15, © 2024, Technische Universität Hamburg

Bewertung nichtlinearer Berechnungen – Erkenntnisgewinne aus dem Abgleich verschiedener Softwarelösungen mittels EvaDAT

Casimir Katz[1], Kirsten Stopp[2], Bert Ziems[3]

[1]SOFiSTiK AG, [2]connectINGs GmbH, [3]FRILO Software GmbH

Zusammenfassung: Bedingt durch die immer rasantere Entwicklung der numerischen Rechen- und Bemessungsverfahren in kommerzieller Software ist die Absicherung der Ergebnisse unabdingbar geworden. Auf nationaler Ebene ist dies mittlerweile durch die Richtlinie "VDI 6201 Softwaregestützte Tragwerksberechnung" geregelt. Die kostenlose Online-Plattform EvaDAT setzt die Richtlinie in die Praxis um, indem sie eine digitale und allgemein verfügbare Datenbank für Evaluierungsbeispiele bereitstellt. Im Rahmen des DBV-Arbeitskreises Software für Baustatik wurden zahlreiche Beispiele erarbeitet und eingestellt. Durch den Vergleich der Bemessungsergebnisse unterschiedlicher Softwareprogramme werden Auswirkungen von Modellierungsvarianten deutlich.

1 Modellbildung - Verifikation und Validierung

Die Notwendigkeit von Verifikation und Validierung von numerischen Simulationen liegt für Softwarehersteller auf der Hand, weshalb hier schon seit langem intensiv getestet wird. Das hat leider dazu geführt, dass sich viele Anwender darauf verlassen wollten, dass alle Verantwortung für die Ergebnisse beim Softwarehersteller zu liegen habe. Auf Europäischer Ebene fließen diese Begriffe nun verstärkt auch in die neue Normengeneration ein. In Deutschland hat zuvor schon eine intensive Diskussion bei der Erstellung der Richtline "VDI 6201 Softwaregestützte Tragwerksberechnung" [1], [2] die Verantwortung des Ingenieurs für sein eigenes Schaffen bereits wieder in den Vordergrund gerückt.

Ingenieure müssen zeitnah Antworten finden und können daher die Probleme nicht bis in die letzte Einzelheit verfolgen. Daher verwenden sie Modelle. Jedes Modell weist Vereinfachungen auf und es ist die wichtigste Aufgabe des Ingenieurs, seine Modelle auch in der Anwendung zu verifizieren und zu validieren, damit brauchbare Ergebnisse geliefert werden.

Die Verifikation umfasst dabei die Kontrolle auf einen ordnungsgemäßen Ablauf der Berechnung (z.B. Konvergenz) und die Richtigkeit der Eingaben. Auch der allerletzte Nachweis, dass die Grenzwerte der Tragfähigkeit nicht überschritten sind, ist eine Verifikation, bei der es nur die Antworten ja oder nein gibt.

Im Gegensatz dazu ist die Modellbildung unscharf. Man bearbeitet eine Projektion, quasi einen Schatten der Realität. Es wird dabei auch noch erwartet, dass die Unsicherheiten auf der sicheren Seite liegen. Und daraus ergibt sich die berechtigte Erwartung, mit einem genaueren Modell und einem höheren Rechenaufwand bei der Ausführung Einsparungen erzielen zu können.

Genauere Modelle benötigen in der Regel aber auch mehr Parameter und dadurch werden neue Unsicherheiten eingeführt, welche den Nutzen wieder reduzieren können (Abb. 1).

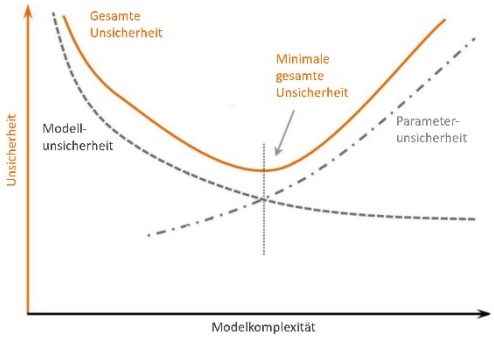


Abbildung 1: Unsicherheiten in Abhängigkeit der Modellkomplexität

Jeder Anwender von Software muss sich davon überzeugen, dass die von ihm benutzte Software die anstehende Aufgabenstellung auch lösen kann. Wenn dazu keine eigenen Erfahrungen vorliegen, müssen entsprechende Studien durchgeführt werden. Eine besondere Form ist nicht erforderlich, aber es ist hilfreich, wenn man Zugriff auf abgesicherte Musterlösungen hat.

2 EvaDAT – Datenbank für Verifikation und Validierung

Auf nationaler Ebene ist eine Qualitätssicherung sowohl auf Seiten der Softwareherstellung als auch der Softwareanwendung bereits durch die Richtlinie "VDI 6201 Softwaregestützte Tragwerksberechnung" geregelt [1], [2]. Im Blatt 2 der Richtlinie wird eine Datenbank mit Evaluierungsbeispielen gefordert. Diese ist durch die kostenlose Online-Plattform EvaDAT realisiert, indem sie eine digitale und allgemein verfügbare Datenbank für Evaluierungsbeispiele bereitstellt [3]-[6].

Die Beispiele werden von der Fachöffentlichkeit eingestellt. Entsprechend des Wiki-Prinzips soll so das Wissen aus allen Bereichen gebündelt und für alle leicht verfügbar gemacht werden. Bei einzelnen problematischen Validierungsbeispielen kann darüber hinaus durch Austausch und Diskussion auch ein einheitliches Vorgehen festgelegt werden. Jedes Beispiel muss von drei Bearbeitern mit jeweils unterschiedlichen Software-

programmen ausgearbeitet sein. Die Bearbeiter melden sich hierfür über die Online-Plattform an.

Beispiele die von ausreichend qualifizierten Arbeitskreisen ausgearbeitet werden, genießen einen gewissen Sonderstatus. Durch sie werden vor allem sehr ausführliche Beispiele auf einem hohen wissenschaftlichen und praktischen Niveau eingestellt. Oftmals ist ihre Erarbeitung sehr langwierig, um durch Identifizierung wesentlicher Parameter und Ausschluss unterschiedlicher Annahmen die Toleranzen zu minimieren. Um die vorhandene Breite von Softwarelösungen abzudecken, ist auch eine größere Anzahl von Bearbeitern für ein Beispiel möglich.

3 Erfahrungen des DBV-AK Software für Baustatik mit EvaDAT

Die Erarbeitung von Validierungsbeispielen für EvaDAT hat sich als einer der Schwerpunkte der Arbeit des Arbeitskreises Software für Baustatik beim Deutschen Beton- und Bautechnik-Verein herausgestellt. Dabei wurde zunächst auf Beispiele der DBV-Beispielsammlung zurückgegriffen [7], welche i. d. R. auf einfachen Modellen beruhen, die für eine Handrechnung geeignet sind. Ein typisches Beispiel dafür ist die „Stahlbetonrandstütze“. In [6] wird bereits näher auf dieses Beispiel eingegangen, weshalb sich dieser Aufsatz auf dessen Evolution und die dabei gemachten Erfahrungen konzentriert.

Es handelt sich um eine Stütze, die aus dem Gesamtsystem des Hallenrahmens herausgelöst wurde, indem für jede Einwirkung auf der sicheren Seite abgeschätzte Riegelkräfte sowie eine gewisse Fundamentverdrehung angenommen wird. Die Bemessung erfolgt nach dem Nennkrümmungsverfahren.

Diese Verfahrensweise wurde im EvaDAT Beispiel 0025 [8] abgebildet. Bei einheitlich angenommenen Riegelkräften und einer definierten Fundamentverdrehung ergab sich eine sehr gute Übereinstimmung der Ergebnisse bei drei der vier beteiligten Parteien. Es ist allgemein bekannt, dass das Nennkrümmungsverfahren für bestimmte Schnittkraft-konstellationen wegen des verwendeten einfachen Modelles sehr auf der sicheren Seite liegt. Daher ist es nicht verwunderlich, dass eine Software durch differenziertere Grundannahmen entsprechend [9] zu deutlich wirtschaftlicheren Ergebnissen kommt (siehe auch [8] Kapitel D3.2 und D4).

Allerdings ist diese Stütze schon auf Grund der anspruchsvollen Lastkombinatorik nur noch mit hohem Aufwand manuell zu bemessen, so dass sich bei Nutzung einer Software die Frage stellt, warum dann nicht auch genauere Verfahren unter Berücksichtigung nichtlinearen Materialverhaltens und Theorie 2. Ordnung zur Anwendung kommen sollen. Die Softwarehersteller haben solche Programme schon seit längerem im Angebot und somit wurde die gleiche Stütze, diesmal aber nach dem allgemeinen nichtlinearen Verfahren, in EvaDAT Beispiel 0033 [10] untersucht. Wie erwartet, ergab sich auch eine deutlich geringere Bewehrung der Stütze, allerdings war die Streuung der Ergebnisse mit ~20 % zunächst unbefriedigend und der Weg bis zu einem im erwarteten Toleranzbereich liegenden Ergebnis aufwändig. Um die Ursachen für die Differenzen ausfindig zu machen, war es notwendig, die Bandbreite der möglichen Annahmen einzugrenzen. Als wichtiger

Schritt dabei erwies sich, statt dem Bemessungsergebnis die Verformungen im GZT für eine vorgegebene Bewehrung und zwei maßgebende Lastkombination zu vergleichen. Dadurch wurde es dann möglich, die unterschiedliche Berücksichtigung des Kriechens und die verschiedenen Annahmen einer Zugversteifung als Ursachen der beobachteten Differenzen zu identifizieren.

Der erste Teil von [10] konzentriert sich durch den Ausschluss einer Zugversteifung auf den Parameter Kriechen. Die Variante nach DIN EN 1992-1-1 Abschnitt 5.8.6 über eine mit φ_{eff} verzerrte Betonarbeitslinie lieferte deutlich konservativere Ergebnisse [4] als das 3-Stufen-Modell nach Westerberg [11]. Bei diesem Verfahren wird zunächst eine Kriechverformung ermittelt mit quasi-ständigen Lasten und einer mit der Kriechzahl verzerrten Betonarbeitslinie unter Berücksichtigung der vorhandenen Bewehrung. Diese wird als Vorverformung für die Berechnung mit der vollen Beanspruchung angesetzt, in diesem Fall mit unverzerrter Betonarbeitslinie. Im Laufe der Bearbeitung des Beispiels wurde von drei Beteiligten dieses Modell angesetzt, was zu einer sehr guten Übereinstimmung der ermittelten Verformungen führt (Diff < 5 %). Bei einem weiteren Beteiligten kommt der Ansatz einer Kriechverkrümmung kφ [12] zum Einsatz, was zu Verformungen führt, die in ihrer Größe zwischen den oben genannten liegen (siehe Abb. 2, $f(e_k) = 40{,}5$ mm < $f(k\varphi) = 50{,}2$ mm < $f(\varphi_{eff}) = 64{,}2$ mm).

Im zweiten Teil werden die Verformungen unter der Berücksichtigung einer Zugversteifung ermittelt, auch hier zeigten sich je nach verwendetem Verfahren recht unterschiedliche Ergebnisse. Das aus DAfStb Heft 600 bekannte Verfahren einer modifizierten Arbeitslinie des Betonstahles (siehe [13] S.62-63) wurde von drei der Beteiligten verwendet. Nach intensiver Diskussion wurden folgende Randbedingungen festgelegt: Die Ermittlung der Rissschnittkräfte erfolgt mit f_{ctm} unter Beachtung der sich für die Lastkombination ergebenden Längskraft. Der Völligkeitsbeiwert $ß_t = 0{,}4$ wird für eine kurzzeitig wirkende Last angenommen. Unter Beachtung dieser Randbedingungen ergibt sich für die ermittelten Verformungen bei den drei Beteiligten eine befriedigende Übereinstimmung mit einer Maximalabweichung von unter 10 % vom Referenzwert.

Beim vierten Beteiligten kommt das Verfahren über eine modifizierte Betonarbeitslinie nach Quast/Pfeiffer [14] zum Einsatz. Die zu den in [13] (S.63- 64) definierten Parametern getroffenen Annahmen können in [10] Kapitel D3.3.5 entnommen werden. Zu beachten ist dabei, dass in [13] mit der Begründung mangelnder Erfahrungen keine konkreten Werte genannt werden und nur in [14] entsprechende Empfehlungen zu finden sind.

Da sich mit diesem Verfahren deutlich geringere Verformungen ergeben (siehe Abb. 2, $f(k\varphi + ZVB) = 30$ mm < $f(ek+ZVS) = 35$ mm), wurde diese im EvaDAT Beispiel nicht zur Ermittlung der Referenzlösung herangezogen. Der Arbeitskreis plant, in einem weiteren Beispiel die Stütze mit der Zugversteifung nach [14] zu untersuchen.

Das nachfolgende, aus Kapitel D3.1.4 in [10] entnommene Diagramm (Abb. 2) veranschaulicht die große Bandbreite der ermittelten Verformungen nach dem allgemeinen Verfahren in Abhängigkeit der getroffenen Annahmen.

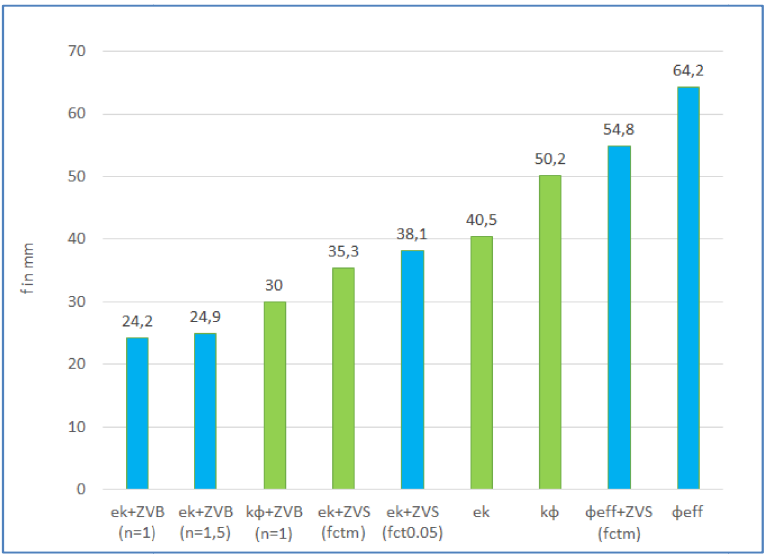


Abbildung 2: Verformungen für unterschiedliche Modellierungen des allgemeinen Verfahrens, grün: Medianwert der in [10] untersuchten Varianten, blau: zusätzliche Varianten berechnet mit B5+ von Frilo Software

In [15] Kapitel 3.4.3 wird ebenfalls darauf hingewiesen, dass bei der Bemessung schlanker Druckglieder mit Software sich trotz scheinbar identischer Eingabeparameter sehr unterschiedliche Ergebnisse ergeben können und es werden einige Ursachen aufgezählt, die dafür in Frage kommen.

Der Verdienst dieses EvaDAT Beispiels ist aus unserer Sicht, diese unscharfe qualitative Aussage erstmals quantitativ und konkret an einem Beispiel veranschaulicht zu haben.

Aus unserer Sicht unterstreicht das die Notwendigkeit, in Normen oder entsprechender Fachliteratur zu einer Bewertung der Variantenvielfalt zu kommen, soll der Anwender der Software in dieser Frage nicht alleingelassen werden. Andernfalls wird er die wirtschaftlichste und scheinbar nachhaltigste Kombination von Annahmen für die Parameter in seiner Berechnung wählen. Das jedoch könnte sich als ein gefährlicher Trugschluss erweisen, wenn das Ergebnis nicht mehr auf der sicheren Seite liegt. Die Anwendung genauerer Modelle für einen Parameter erfordert, auch die anderen Parameter genauer abzuschätzen, deren vielleicht bisher grobe Modellierung durch die nun nach der Optimierung nicht mehr vorhandenen Sicherheitsreserven zu einem Sicherheitsdefizit führt. Das betrifft z.B. Schwankungen des E-Moduls des Betons, entsprechend den tatsächlichen Bodenverhältnissen abweichende Fundamentverdrehungen und ggf. abweichende Ersatzlasten für das Herauslösen aus dem Gesamtsystem.

4 Erfahrungen der Softwarehäuser mit Normen

Softwarehersteller stehen immer wieder vor der Frage, wie man mit unvollständigen, unglücklichen oder gar falschen Angaben in den Normen umgehen soll. Zum Beispiel liefern die vorhandenen Regeln zur Rissbreite im Original-Eurocode unwirtschaftliche

große Bewehrungen bei großen Querschnittshöhen. Die Formel 7.11 im EN 1992-1-1 hat vier Parameter:

$$s_{r.max} = k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \phi / \varrho_{p.eff}$$

Viele Länder haben in ihren nationalen Anhängen daher Korrekturen an diesen Koeffizienten vorgenommen. Zusätzlich gibt aber auch einen Wert in der Formel 7.14

$$s_{r.max} = 1.3(h - x),$$

welcher mit dem Text „darf als oberer Grenzwert ermittelt werden“ vermerkt ist. Vergleichsrechnungen ergaben, dass dieser Wert sehr häufig unter den rechnerischen Rissabständen der Formel 7.11 zu liegen kommt. Wie in einem solchen Fall verfahren werden soll, kann nur in intensiven Diskussionen zwischen Anwendern, Softwareherstellern und den Autoren der Normen geklärt werden.

Aber die Hintergründe bleiben oft im Ungewissen und so interpretiert jeder Softwareautor die Normen immer wieder auch mal anders als es gemeint war. In der alten DIN 18800 gab es an verschiedenen Stellen Begrenzungen für das plastische Moment auf das 1,25-fache des elastischen Moments. Bei einem Seminar wurden drei verschiedene Gründe vorgeschlagen, die sich bei der Nachfrage bei dem zuständigen Autor der Norm dann alle als unrichtig erwiesen haben. Tatsächlich war es in diesem besonderen Fall nur für die Anwendung der Fließgelenktheorie begründet worden.

Damit wird auch klar, dass selbst im Stahlbau, wo doch alles so eindeutig erscheint, höchst unterschiedliche Möglichkeiten bei der Berechnung und Bemessung zur Verfügung stehen. In EvaDAT sind auch für einige Stahlbaubemessungen Beispiele angegeben, wo mit unterschiedlichen Rechenansätzen signifikante Unterschiede in den Ergebnissen zu beobachten sind. Einige warten noch auf weitere Vergleichsrechnungen. Abb. 3 [16], [17]:

Tabelle 10.6 Beispiel zur N-M_y-M_z-Interaktion mit $M_\omega = 0$ und $M_\omega \neq 0$

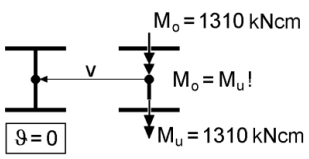
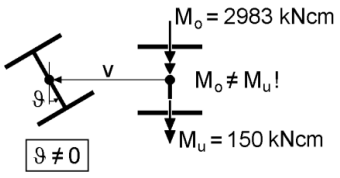
Fall	**TSV und $M_\omega = 0$**	**TSV und M_ω = - 26 200 kNcm²**
N =	1000 kN	1196 kN
M_y =	3450 kNcm	4126 kNcm
M_z =	2620 kNcm	3133 kNcm
M_ω =	0 kNcm²	-26 200 kNcm²
Vergleich	**100 %**	**119,6 %**
Querschnitt: siehe Bild 10.21		
Bemerkungen	Obergurt elastisch Verdrehung ϑ = 0 Torsionsmomente $M_{xp} = M_{xs} = 0$	Querschnitt vollständig durch-plastiziert Verdrehung ϑ ≠ 0 Torsionsmomente $M_{xp} = M_{xs} \neq 0$

Abbildung 3: Unterschiedliche Rechenansätze für die Tragfähigkeit bei zweiachsiger Beanspruchung

5 Ausblick

Eine spannende Frage bleibt, ob es künftig weitere Beispiele in EvaDAT geben wird, die die genannten Aspekte näher beleuchten werden. Es wäre gut, wenn Hochschulen, Softwareanwender und Softwarehersteller im eigenen Interesse dabei an einem Strang ziehen würden.

Im Sinne der Nachhaltigkeit gilt es, die Ressourcen schonendsten Verfahren zu ermitteln, ohne das geforderte Sicherheitsniveau zu reduzieren. Auf eine ähnliche Verflechtung von für die Sicherheit in unterschiedliche Richtungen wirkenden Parametern bei der Optimierung von Hochhausstützen wird in [18] hingewiesen. Hierbei geht es um sogenannte 3H Stützen (mit hochfestem Beton, hochfester Bewehrung und hohem Bewehrungsgrad) und die Balance zwischen Erhöhung der Tragfähigkeit bei gleichzeitiger Reduzierung der Robustheit.

Literatur

[1] VDI 6201 BLATT 1 Softwaregestützte Tragwerksberechnung: Grundlagen, Anforderungen, Modellbildung. VDI e.V., Düsseldorf, Ausgabe Dezember 2015

[2] VDI 6201 BLATT 2 Softwaregestützte Tragwerksberechnung: Verifikationsbeispiele. VDI e.V., Düsseldorf, Ausgabe April 2019

[3] STOPP, K.; HARTE, R. EvaDAT – Die neue digitale Datenbank zur Qualitätssteigerung in der softwaregestützten Tragwerksberechnung. Bauingenieur, Jahresausgabe VDI-Bautechnik 2018/2019, S. 68-72

[4] STOPP, K.; ZIEMS, B. Beitrag des DBV zu EvaDAT – Evaluierungsbeispieldatenbank für softwaregestützte Tragwerksberechnung. Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein e.V., Rundschreiben 261 Juli 2019, S. 18-20

[5] STOPP, K.; KATZ, C.; FINGERLOOS, F. EvaDAT – Onlinestart der Evaluierungsbeispieldatenbank. Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein e.V., Rundschreiben 269 September 2021, S. 20-23

[6] STOPP, K.; ZIEMS, B. Qualitätssicherung für Statik-Software – Erfahrungen aus der Anfangsphase der Plattform EvaDAT. Bauingenieur, Band 98 (2023), Nr. 01-02, S. A21 - A28

[7] DEUTSCHER BETON- UND BAUTECHNIK- VEREIN E.V. Beispiele zur Bemessung nach Eurocode 2. Band 1: Hochbau. Ernst & Sohn, Berlin, 2021, 2. aktualisierte Auflage

[8] EVADAT, Beispiel 0025-D-DBV-AK Software-Bemessung einer Stahlbetonstütze mit dem Nennkrümmungsverfahren, www.evatdat.com, 16.07.2021

[9] KORDINA, K.; QUAST, U. Bemessung von schlanken Bauteilen für den durch Tragwerksverformungen beeinflussten Grenzzustand der Tragfähigkeit – Stabilitätsnachweis. In: Betonkalender 2002, Seite 379ff

[10] EVADAT, Beispiel 0033-D-DBV-AK Software-Stahlbetonkragstütze nach DIN EN 1992-1-1 mit NA – Allgemeines Verfahren, www.evatdat.com, Stand: 13.11.2023

[11] WESTERBERG, B. Second order effects in slender concrete structures. Stockholm: Betongbyggnad, 2004

[12] QUAST, U. Lineares oder nichtlineares Kriechen bei Druckgliedern?. Beton- und Stahlbetonbau 99 (2004), Heft 10, S. 816-823

[13] HEGGER, J.; FINGERLOOS, F.; IGNATIADIS, A. Erläuterungen zu DIN EN 1992-1-1 und DIN EN 1992-1-1/NA. In: Deutscher Ausschuss für Stahlbeton – DAfStb e.V. (Hrsg.) DAfStb Heft 600, Beuth Verlag, 2020, 2. Auflage

[14] PFEIFFER, U. Die nichtlineare Berechnung ebener Rahmen aus Stahl- oder Spannbeton mit Berücksichtigung der durch das Aufreißen bedingten Achsendehnung. Dissertation, Cuvillier Verlag, 2004

[15] EMPELMANN, M.; FISCHER, O.; CRAMER, J.; HENKE, M. Berechnung von Druckgliedern mit nichtlinearen Verfahren. In: Deutscher Ausschuss für Stahlbeton e.V. - DAfStb Heft 630, Beuth Verlag, 2018

[16] RUBIN, H.: Grundlage für N-My-Mz-Interaktionsbeziehungen von I-Querschnitten – Bernoulli oder $M_\omega = 0$?. Stahlbau 69 (2000), H. 10, S. 807-812

[17] Kindmann, R.; Frickel, J. Elastische und plastische Querschnittstragfähigkeit – Grundlagen, Methoden, Berechnungsverfahren, Beispiele. Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 2002

[18] MATZ, H.; EMPELMANN, M. Hochhausstützen in Deutschland – Bestands- und Potenzialanalyse unter Berücksichtigung der Nachhaltigkeit. Beton- und Stahlbetonbau 118 (2023), Heft 7, S. 513-523

Baustatik – Baupraxis 15, © 2024, Technische Universität Hamburg

Brandbemessung von Kreis- und Kreisringstützen mit der erweiterten Zonenmethode

David Krybus[1], Marcus Achenbach[2], Roland Sauer[1], Livia Prifti[1]

[1]*RIB Software GmbH, Stuttgart*
[2]*LGA Bayern, KdöR, Prüfamt für Standsicherheit, Hof*

Zusammenfassung: Die Anwendung der erweiterten Zonenmethode (EZM) zur Heißbemessung von Stahlbetonstützen wurde auf Kreis- und Kreisringquerschnitte ausgedehnt. Die Validierung des Brandschutznachweises von Rundstützen ist durch die geringe Anzahl verfügbarer experimenteller Ergebnisse jedoch nur eingeschränkt möglich. Der Beitrag vergleicht die Ergebnisse der EZM für Beispiele aus der Literatur und der Praxis mit dem allgemeinen Verfahren.

1 Einführung

Die Zonenmethode stellt ein vereinfachtes Verfahren zum Nachweis der geforderten Feuerwiderstandsdauer nach Eurocode 2: Teil 1-2 [1] dar. Die Methode ist bezüglich ihrer Komplexität und ihrer Anwendbarkeit zwischen den tabellarischen Daten und dem allgemeinen Verfahren positioniert. Für den Brandschutznachweis von Stützen nach dem deutschen Nationalen Anhang [2] darf die Zonenmethode nur mit zusätzlichen Annahmen verwendet werden.

Als eine Option der Erweiterung der Zonenmethode wird auf die Arbeit von Cyllok und Achenbach [3] verwiesen. Auf diesen Grundlagen setzt Achenbach [4] auf und entwickelt die Methode von einem Handrechenverfahren zu einem nichtlinearen Verfahren weiter.

Die originalen Ansätze befassen sich lediglich mit Rechteckquerschnitten. Der Anwendungsbereich der EZM wird von den Autoren Krybus, Achenbach und Prifti [5] auf die Kreis- und Kreisringquerschnitte ausgedehnt. Die notwendigen Gleichungen für die Querschnittsreduktion werden abgeleitet, die Methode wird durch die beschränkt verfügbare Anzahl von Experimenten mit Kreisstützen validiert und durch etliche Vergleichsrechnungen von Beispielen aus der Praxis überprüft.

2 Erweiterte Zonenmethode

Das ursprüngliche Zonenverfahren, wie von Hertz [6] entwickelt, ist zur Handberechnung des Brandschutznachweises eines Querschnitts gedacht. Die thermischen Dehnungen werden vernachlässigt und es wird angenommen, dass jede Querschnittsfaser die nötige Stauchung erfährt, um die volle Druckfestigkeit zu erreichen. Somit kann die Zonenmethode als ein plastisches Verfahren eingestuft werden. Unter diesen Annahmen kann die Querschnittstragfähigkeit durch die temperaturabhängige Festigkeit $f_{c,\theta}$ und die Biegesteifigkeit durch den temperaturabhängigen Elastizitätsmodul $E_{c,\theta}$ beschrieben werden. Hertz betrachtet bei seinen Herleitungen einen Schnitt durch einen rechteckigen Querschnitt, wie in Abb. 1 dargestellt. Die Tragfähigkeit des Betonquerschnitts kann über den Schnitt parallel zur y-Achse durch die Integration der temperaturabhängigen Festigkeit ausgedrückt werden

$$n_{Rc,\theta} = \int_{-\frac{b}{2}}^{\frac{b}{2}} f_c(\theta)dy = \int_{-\frac{b}{2}}^{\frac{b}{2}} k_c(\theta) \cdot f_{c,k}\, dy = k_{c,m} \cdot f_{c,k} \cdot b. \tag{1}$$

Der Faktor $k_{c,m}$ steht für die mittlere Abminderung der Festigkeit. Wird der Abfall der Festigkeit $k_c(\theta_M)$ auf den Mittelpunkt M bezogen, kann aus der Gleichheit der Tragfähigkeiten das Maß für die Reduktion der Querschnittsbreite bestimmt werden

$$a_{z,f} = \frac{b}{2} \cdot \left(1 - \frac{k_{c,m}}{k_c(\theta_M)}\right). \tag{2}$$

Empirisch wurde von Hertz die Gleichung zur Berücksichtigung der Verringerung der Biegesteifigkeit des brandbeanspruchten Querschnitts aus Vergleichsrechnungen abgeleitet:

$$a_{z,EI} = \frac{b}{2} \cdot \left(1 - \left(\frac{k_{c,m}}{k_c(\theta_M)}\right)^{4/3}\right). \tag{3}$$

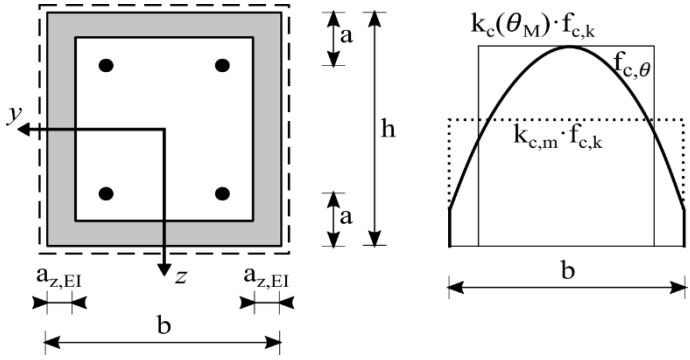


Abbildung 1: links: Bezeichnungen am Querschnitt, rechts: Verteilung der Betonspannungen (▬), der mittleren Festigkeit (-) und des Spannungsblock (…) für z = 0

Die Gültigkeit dieser Annahmen wird von Achenbach [4] überprüft und die Ergänzungen der Zonenmethode werden dort weiter ausgearbeitet. Für das dabei entwickelte Verfahren liegen folgende Annahmen zugrunde:

- Die thermischen Dehnungen von Beton und Betonstahl werden vernachlässigt.

- Die beflammten Ränder werden (siehe Abb.1) um das Maß $a_{z,EI}$ verkleinert.
- Bei der Modellierung des Betons werden die Arbeitslinien des allgemeinen Verfahrens nach Norm [1] verwendet. Es wird von konstanten Stoffeigenschaften im Restquerschnitt ausgegangen, die auf die Temperatur im Mittelpunkt M bezogen werden.
- Es wird eine Scheitelstauchung $|\varepsilon_{c1,\theta}| \geq 3{,}5$ ‰ angesetzt.
- Die Bewehrung wird mit den Spannungs-Dehnungsbeziehungen des allgemeinen Verfahrens nach Norm [1] modelliert.
- Die Fläche der druckbeanspruchten Bewehrung wird verkleinert. Der Beiwert $\eta_s(\theta)$ zur Abminderung beträgt 1,0 bis 100 °C und 0,5 ab 400 °C. Zwischenwerte werden linear interpoliert.

Die erweiterte Zonenmethode nach Achenbach wird durch die Nachrechnung von Laborversuchen validiert und das Sicherheitsniveau im Vergleich zum allgemeinen Verfahren durch eine vollprobabilistische Methode bestimmt [4].

Das Verfahren wurde in das Programm zur Bemessung von Hochbaustützen BEST [7] implementiert. Das Programm basiert auf der Finiten Element Methode, welche für die geometrisch und materiell nicht-lineare Analyse eingesetzt wird. Durch Nachrechnung von Brandversuchen wird die Implementierung in das Programm BEST erfolgreich validiert [8].

3 Erweiterung für Kreis- und Kreisringquerschnitte

Der Rechteckquerschnitt gehört bei den Stahlbetonstützen zu den meistverbreiteten Formen, was auch die Anzahl der Experimente bestätigt. Die gleichen Voraussetzungen, die man für die Ableitung der Zonenmethode trifft, lassen sich auch bei den Kreis- oder Kreisringquerschnitten zugrunde legen. Bei einer gleichmäßigen Beflammung um den ganzen Querschnitt herum, stellt sich eine Temperaturverteilung mit Isothermen ein, die parallel zum Querschnittsrand verlaufen.

Krybus, Achenbach und Prifti [5] berichten über die Möglichkeit der Ausdehnung der Methode für die Kreis- und Kreisringquerschnitte von brandbeanspruchten Stützen. Analog zu den Rechteckquerschnitten wird ein Schnitt durch den Mittelpunkt gelegt und an ihm der Verlauf der temperaturabhängigen Festigkeit betrachtet, siehe Abb. 2.

Abweichend von einem Rechteck- oder einem Wandquerschnitt wird der erforderliche Formelapparat für einen Schnitt mit der Integration nicht über die Breite abgeleitet, sondern es wird über den gesamten Querschnitt aufintegriert. Die Tragfähigkeit des vollen Kreisquerschnitt berechnet sich mit

$$N_{Rc,\theta} = \int_0^{2\pi} \int_0^{r} f_{c,\theta} \cdot r \, dr \, d\varphi = \int_0^{2\pi} \int_0^{r} k_c(\theta) \cdot f_{c,k} \cdot r \, dr \, d\varphi. \tag{4}$$

Mit der Einführung des „mittleren“ Reduktionsfaktors und des reduzierten Querschnitts mit dem Bezug auf den Mittelpunkt schreibt sich die Tragfähigkeit zu

$$N_{Rc,\theta} = \pi \cdot r^2 \cdot k_{c,m} \cdot f_{c,k} = \pi \cdot (\eta_f \cdot r)^2 \cdot k_c(\theta_M) \cdot f_{c,k}. \tag{5}$$

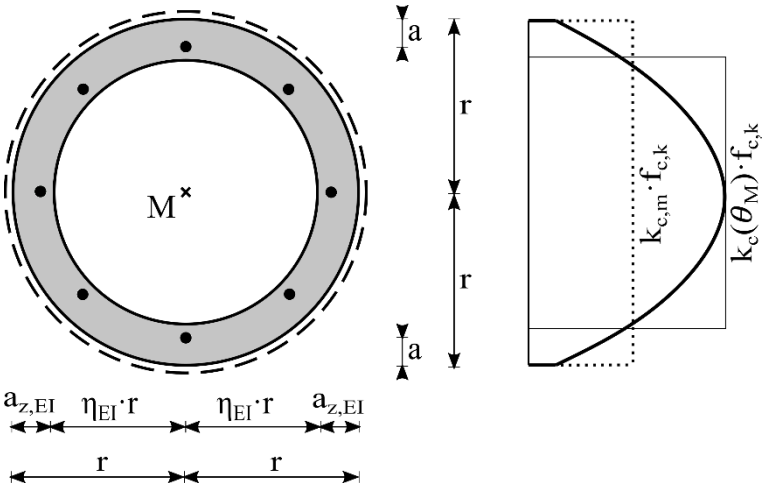


Abbildung 2: links: Bezeichnungen des Kreisquerschnitts der weiterentwickelten Zonenmethode, rechts: Verteilung der temperaturabhängigen Betondruckspannungen (▬), der mittleren Festigkeit (-) sowie des Spannungsblocks (…) für den Schnitt durch den Mittelpunkt

Für den Kreisringquerschnitt ist die untere Integrationsgrenze in radialer Richtung durch den inneren Radius definiert. Als Bezugspunkt für die Mittelpunkttemperatur wird ein Punkt M an den inneren Rand gelegt (siehe. Abb. 3)

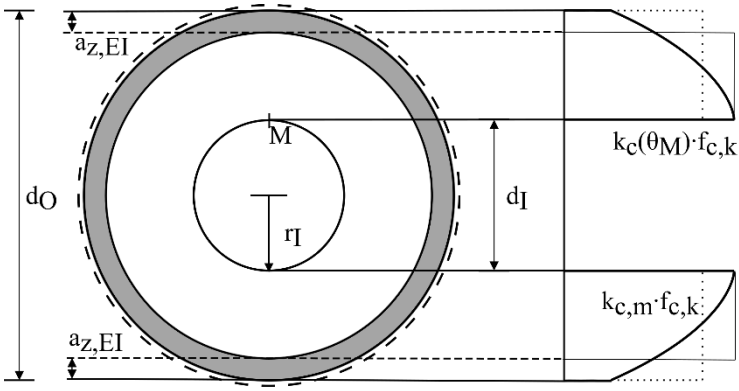


Abbildung 3: Definition eines Kreisringquerschnitts

In diesem Fall ergibt sich die Tragfähigkeit mit der „mittleren“ Reduktion zu

$$N_{Rc,\theta} = \pi \cdot ({r_O}^2 - {r_I}^2) \cdot k_{c,m} \cdot f_{c,k}\,, \tag{6}$$

die der Tragfähigkeit des verkleinerten Querschnitts mit dem Bezug der Temperatur auf den Punkt M gleicht.

$$N_{Rc,\theta} = \pi \cdot ((\eta_f \cdot r_O)^2 - {r_I}^2) \cdot k_c(\theta_M) \cdot f_{c,k}. \tag{7}$$

Für beide Querschnittsformen wird der Reduktionsfaktor η_f eingeführt, der über die Anpassung der Querschnittsfläche die gleiche Tragfähigkeit des vollen und des reduzierten Querschnitts sicherstellt.

Durch die Umformulierung kann die Breite der „geschädigten“ Zone für den Kreis

$$a_{z,f} = r \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{k_{c,m}}{k_c(\theta_M)}}\right) \tag{8}$$

und für den Kreisring

$$a_{z,f} = r_O \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{k_{c,m} \cdot (r_O{}^2 - r_I{}^2) + r_I{}^2 \cdot k_c(\theta_M)}{k_c(\theta_M) \cdot r_O{}^2}}\right) \tag{9}$$

ausgedrückt werden. Analog zum Rechteck kann entsprechend der Empfehlung von Hertz die Reduktion der Biegesteifigkeit zu $\eta_{EI} \approx \eta_f^{4/3}$ angenommen werden und die „geschädigte“ Zone zu ihrer Berücksichtigung ermittelt werden.

Die „geschädigte“ Zone ist auf keinen Fall mit den Abplatzungen oder mit dem Abbrand zu verwechseln, sondern stellt ein mathematisches Modell dar.

Die Recherche der Fachliteratur ergeben nur wenig Veröffentlichungen zu Experimenten mit Stützen mit rundem Querschnitt. Die Nachrechnung einer kleinen Serie Kreisstützen mit EZM, die von Franssen und Dotreppe [9] im Brand untersucht worden sind, ist von Krybus, Achenbach und Prifti in [5] beschrieben. Für Kreisringstützen sind kaum Brandversuche vorhanden.

4 Praktische Beispiele aus der Literatur

4.1 Kreisstütze

Am Beispiel einer Kreisstütze aus [10] wird der Brandschutznachweis mit der erweiterten Zonenmethode illustriert. Es handelt sich um eine Stütze im Dachgeschoss mit einem Durchmesser von 35 cm. Die Stütze ist in der Betonklasse C45/55 ausgeführt und mit 15 Bewehrungsstäben vom Durchmesser 20 mm B500 bewehrt. Der Randachsabstand der Stäbe beträgt 40 mm. Die Stütze soll für 120 Minuten im Brand standsicher bleiben.

Für die Stütze wird eine Belastung am Kopf mit einer ständigen Last $N_{Gk} = 1497$ kN und einer Schneelast $N_{Qk} = 1153$ kN angenommen. Durch den Kombinationsbeiwert für Schnee $\psi_{2,1} = 0$ ist die ständige Last gleichzeitig auch die Bemessungslast im Brandfall. Aufgrund der Lage der Pendelstütze im obersten Geschoss können beim Brand nur am unteren Lagerpunkt die Rotation wirksam gehindert werden, was zu einer Reduktion der Knicklänge für den Eulerfall 3 führt (unten eingespannt). Die ungewollte Ausmitte stellt sich infolge der Imperfektion ein.

Aus der thermischen Analyse, für welche die Temperaturverteilung nach 120 min im Querschnitt in Abb. 4 gezeigt wird, geht hervor, dass im Schwerpunkt eine Temperatur von 146 °C erreicht wird. Die Breite der „geschädigten“ Zonen, um die der Kreisradius reduziert wird, beträgt 5,6 cm.

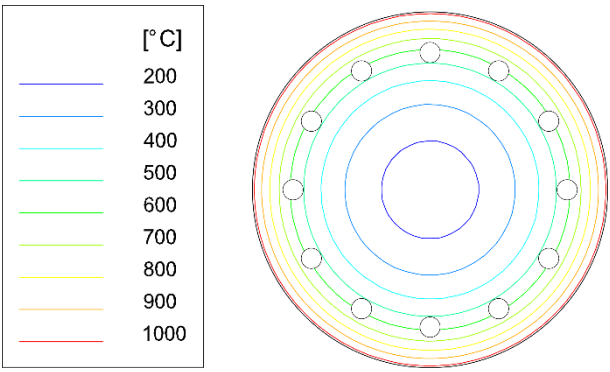


Abbildung 4: Temperarturverteilung im Querschnitt nach 120 min Brand

Obwohl die Bewehrungsstäbe eine Temperatur von 577 °C erreichen, die zu einem großen Verlust der Festigkeit führt, kann durch den hohen Bewehrungsgehalt von 4,9 % die Feuerwiderstandsdauer von 120 Minuten nachgewiesen werden. Die Stütze ist im Brandfall zu 85 % ausgenutzt und die rechnerisch maximale Branddauer nach EZM beträgt 141 Minuten. Dies wird durch eine Berechnung mit dem Programm InfoCAD [11] nach dem allgemeinen Verfahren (AV) bestätigt. Eine Übersicht der möglichen Branddauer ist in Tab. 1 zusammengefasst.

Lösung	Verfahren	Branddauer [min]
Referenz [10]	Gleichung 5.7 [1]	149
InfoCAD [11]	AV	149
BEST [7]	EZM	141

Tabelle 1: Maximal mögliche Branddauer der Kreisstütze für verschiedene Verfahren und Lösungen

4.2 Schleuderbetonstütze

Zur Veranschaulichung der Anwendung der EZM an einem Kreisringquerschnitt wird der Brandschutznachweis einer Schleuderbetonstütze aus [12] geführt. Die Stütze ist aus Beton C80/95 hergestellt und 6 Meter lang. Der Außendurchmesser beträgt 55 cm. Durch das Schleuderverfahren bei der Herstellung entsteht ein Innenraum mit dem Durchmesser von 23 cm. Die Stütze ist mit zwei Lagen bewehrt. In der äußeren Lage mit dem Randachsabstand von 4,5 cm sind 16Ø40 platziert. Die innere Lage besteht aus 8Ø28, beide aus dem Stahl B500. Der sehr hohe Bewehrungsgehalt von 12,8 % ist durch die allgemeine bauaufsichtliche Zulassung möglich.

Nachgewiesen wird die Feuerwiderstandsklasse R90. In der Veröffentlichung von Quast und Richter [12] wird die maximale Traglast mit der planmäßigen Ausmitte von 0,1 d gesucht. Zu berücksichtigen ist auch die Imperfektion mit der Exzentrizität von 12,2 mm. Um den Vergleich zu vereinfachen, wird die ermittelte Traglast von 7722 kN von den Autoren übernommen.

Im Programm BEST ist die Definition nur einer Bewehrungslage möglich. Auf der sicheren Seite liegend wird daher nur die äußere Lage der Bewehrung mit 16Ø40 berücksichtigt. Ihre

statische Wirkung ist bei der exzentrischen Stützenbelastung wesentlich größer und beim Brand wird sie auch deutlich mehr erwärmt.

Die ermittelte Temperatur in den Bewehrungsstäben von 415 °C stimmt mit den Ergebnissen der Autoren überein (siehe Abb. 5). Der innere Rand erreicht eine Temperatur von 92,8 °C und der Querschnitt wird bei der Berechnung mit EZM um eine Zonenbreite von 3,6 cm reduziert.

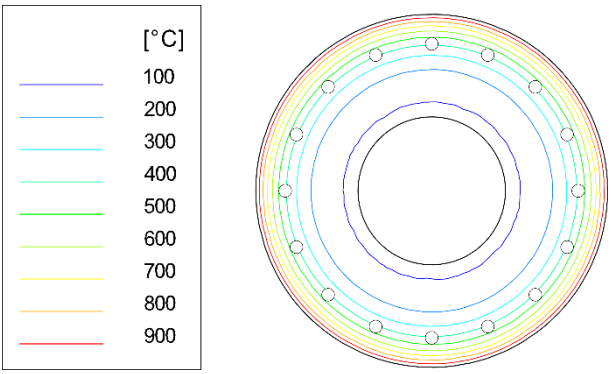


Abbildung 5: Temperarturverteilung im Kreisringquerschnitt der Schleuderbetonstütze (R90)

Nach der EZM ist für R90 die volle Ausnutzung erreicht. Die maximale Feuerwiderstandsdauer wird zum Vergleich mit dem allgemeinen Verfahren [11] überprüft. Beide Verfahren zeigen eine sehr gute Übereinstimmung mit dem Referenzergebnis (siehe Tab. 2).

Lösung	Verfahren	Branddauer [min]
Referenz [12]	AV	90
InfoCAD [11]	AV	91
BEST [7]	EZM	90

Tabelle 2: Maximal mögliche Branddauer der Schleuderbetonstütze für verschiedene Verfahren und Lösungen

5 Fazit und Ausblick

Das verbreitete Anwendungsspektrum der erweiterten Zonenmethode nach Achenbach um die Kreis- und Kreisringquerschnitte eröffnet weitere Möglichkeiten beim Brandschutznachweis von Stahlbetonstützen. Das Verfahren ist durch Nachrechnung von Brandversuchen rechteckiger Stützen validiert. Ebenso für die wenigen Experimente mit Kreisstützen liefert die EZM sichere Ergebnisse. An praktischen Beispielen zeigt die Methode eine gute Vergleichbarkeit mit dem komplexen allgemeinen Verfahren. Somit können beide Verfahren in ihren Anwendungen gegenseitig geprüft werden.

Der Entwurf des neuen Eurocode [13] enthält teilweise neue Regeln und Empfehlungen für die Zonenmethode. Auch die Kreisquerschnitte werden behandelt. Die thermische

Leitfähigkeit wird neu definiert und die Imperfektionen im Brandfall sollen anders als bis jetzt angesetzt werden. Diese Änderungen werden in den nächsten Jahren verfolgt, damit die erweiterte Zonenmethode auch nach der Einführung des neuen Eurocodes und des neuen Nationalen Anhang angewendet werden darf.

Literatur

[1] DIN EN 1992-1-2: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-2: Allgemeine Regeln – Tragwerksbemessung für den Brand-fall, 2010

[2] DIN EN 1992-1-2/NA: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-2: Allgemeine Regeln – Tragwerksbemessung für den Brandfall, 2010

[3] CYLLOK, M.; ACHENBACH, M.: Anwendung der Zonenmethode für brandbeanspruchte Stahlbetonstützen. In: Beton- und Stahlbetonbau Bd. 104 (2009), S. 813–822

[4] ACHENBACH, M. Weiterentwicklung der Zonenmethode für den Nachweis der Feuerwiderstandsdauer von rechteckigen Stahlbetondruckgliedern, Bauhaus-Universität Weimar, Diss., 2018

[5] KRYBUS, D.; ACHENBACH, M.; PRIFTI, L. Extension of the zone method for the design of circular and tubular concrete columns subjected to a standard fire. Journal of Structural Fire Engineering, Vol. ahead-of-print, No. ahead-of-print, 2023

[6] HERTZ, K. Design of Fire Exposed Concrete Structures (Report Nr. 160). Lyngby: Technical University of Denmark, Institute of Building Design, 1981

[7] BEST 23.0, Hochbaustütze, RIB Software GmbH, 2023

[8] KRYBUS, D.; ACHENBACH, M.; PRIFTI, L. Die weiterentwickelte Zonenmethode: ein baupraktisches Verfahren zur Heißbemessung von Stahlbetonstützen, In: Lochner-Aldinger, I. (Hrsg.) 1. Fachkongress Konstruktiver Ingenieurbau, Technische Akademie Esslingen, 2022, S. 199-206

[9] FRANSSEN, J.-M.; DOTREPPE, J.-C. Fire tests and calculation methods for circular concrete columns. In: Fire Technology 39 (2003), S. 89–97

[10] ZEHFUß, J.; KAMPMEIER, B. Konstruktiver baulicher Brandschutz im Betonbau. In: Betonkalender 2018, Teil 2. Berlin: Ernst & Sohn, 2018

[11] InfoCAD, Version 23.00, InfoGraph GmbH, 2023

[12] QUAST, U.; RICHTER, E. Vereinfachte Berechnung von Stahlbetonstützen unter Brandbeanspruchung. In: Beton- und Stahlbetonbau Bd. 103 Heft 2 (2008), S. 119-125

[13] FprEN 1992-1-2: Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-2: General rules – Structural fire design. Final draft. 2023

Baustatik – Baupraxis 15, © 2024, Technische Universität Hamburg

Ist das angewandte Baustatik oder kann das weg?

Martina Matzen, Steffen Roth, Jascha Reeg, Eric Wente

bde GmbH, Stuttgart

Zusammenfassung: Ist die theoretische Baustatik altmodisch? Oder wird sie trotz moderner Computerstatik weiterhin gebraucht? Anhand von ausgewählten Praxis-Beispielen wird gezeigt, wie das Baustatik-Wissen zur Beurteilung des Tragverhaltens, zur Verifizierung numerischer Ergebnisse und als Hilfsmittel für den Tragwerksentwurf nicht aus der Mode kommt. Es gilt, die Computerstatik ist nur so gut wie der/die Ingenieur*in vor dem Rechner.

1 Baustatik in Lehre und Praxis

In den Vorlesungen über Baustatik werden auch heute an Universitäten und Hochschulen noch Verfahren gelehrt, die manchmal wie aus der Zeit gefallen wirken. Es geht dabei um alte Handrechenmethoden, wie das Kraftgrößenverfahren zur Ermittlung der Schnittgrößen in statisch unbestimmten Systemen. Benötigen wir dieses Wissen noch, in Zeiten in denen wir Konferenzbeitrage wie diesen hier mit Hilfe künstlicher Intelligenz fast wie von selbst schreiben lassen könnten? Dürfen diese Verfahren im digitalen Zeitalter endgültig aus den Lehrplänen gestrichen werden? Ein Argument für diese alten Verfahren ist häufig, dass sie als Denkwerkzeug in der Praxis noch immer gute Dienste leisten. In diesem Beitrag soll daher aus der Perspektive von Tragwerksplaner*innen untersucht werden, wo einerseits diese Methoden und das theoretische Wissen über Mechanik und Statik auch heute noch den Alltag erleichtern können und wo andererseits aber auch deren Grenzen liegen können. Hierfür wurden vier Beispiele aus der Praxis ausgewählt, an denen wir versuchen, die Frage der Überschrift zu beantworten: „Ist das angewandte Baustatik oder kann das weg“?

2 Kraftgrößenverfahren im Tragwerksentwurf

Im ersten Beispiel geht es um den Tragwerksentwurf einer Sporthalle. Im Vordergrund des Gesamtkonzepts stand das Bauen im Kontext mit ressourcenbewussten Technologien, werkstoffgerechtem Materialeinsatz und effizienten Tragwerkslösungen.

Für das Tragwerk des dargestellten Entwurfs wurde im Wesentlichen der Werkstoff Holz eingesetzt, vgl. Abbildung 1. Lediglich im Bereich des Untergeschosses und der erdberührten Kellerwände sowie aus brandschutztechnischen Gründen wurde auf die konventionelle Stahlbetonbauweise zurückgegriffen. Das statische System der Dachkonstruktion ist sehr einfach gehalten. Satteldachförmige Brettschichtholzbinder überspannen sowohl die Hallenfläche wie auch die angrenzenden Tribünenbereiche. Im nördlichen Teil der Sporthalle sind Aufenthaltsräume angeordnet, welche von weiteren Brettschichtholzbinder überspannt werden.

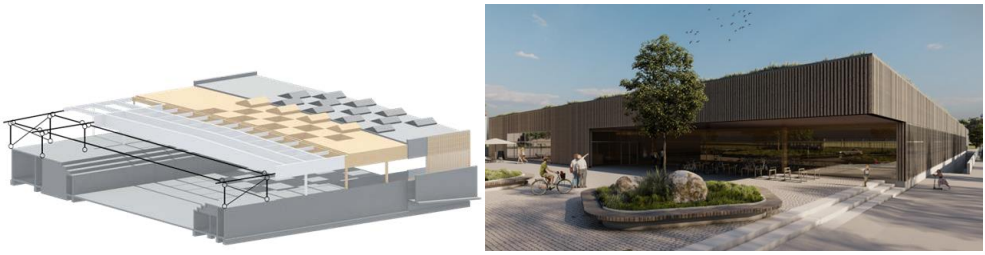


Abbildung 1: Tragwerk und Außenansicht des Entwurfs

Im Rahmen des Vorentwurfes wurden unterschiedliche Aussteifungssysteme untersucht. Die Parameter zur Bewertung der Aussteifungssysteme waren dabei im Wesentlichen durch die Steifigkeit des Systems und der daraus resultierenden Kopfauslenkung unter Lasteinwirkung bestimmt. Hinsichtlich der Verträglichkeit mit der Fassadenkonstruktion wurde dies als entscheidungsrelevantes Kriterium bewertet.

In einem weiteren Schritt wurden die statischen Systeme auf die in Abbildung 2 dargestellten Teilsysteme reduziert und vereinfacht. Für diese Teilsysteme wurde unter Anwendung grundlegender baustatischer Handrechenverfahren, wie dem Prinzip der virtuellen Kräfte (PvK) und dem Kraftgrößenverfahren (KV) die Kopfauslenkungen unter einer horizontal wirkenden Last ermittelt.

Die Relevanz dieser Methoden in der praktischen Anwendung wird besonders bei Betrachtung der beiden linken Teilsysteme ersichtlich. Beide Teilsysteme sind statisch bestimmt gelagert. Dadurch kann mit Hilfe des PvK in einer einfachen Handrechnung die Kopfauslenkung der Teilsysteme unter horizontaler Lasteinwirkung ermittelt werden.

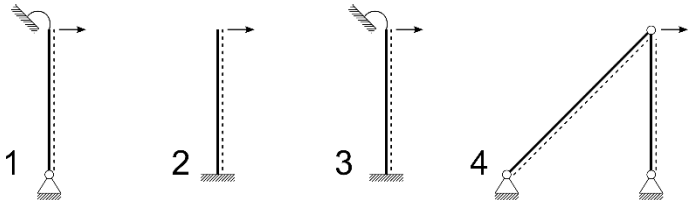


Abbildung 2: Statische Systeme der Aussteifungsvarianten

Das Teilsystem 3 ist einfach statisch unbestimmt. Die Anwendung des KV in einer einfachen Überschlagsrechnung wird daher aufwendiger. Alternativ kann die Berechnung auch mit dem Verschiebungsgrößenverfahren (VV) erfolgen. Auch wenn die Durchführung des KV und

des VV sich bei diesem Beispiel nicht in einem einzelnen Formelausdruck darstellen lässt, umfasst die Handrechnung nur wenige Zeilen. Bei Teilsystem 4 handelt es sich analog zu 1 und 2 wieder um ein statisch bestimmtes Teilsystem. Daher liegt es nahe, die Berechnung der Verformung w mit Hilfe des PvK durchzuführen.

Das Ergebnis der Untersuchung sind die unterschiedlichen Kopfauslenkungen der gewählten Aussteifungssysteme, vgl. Tabelle 1. Auf Grundlage dieser Ergebnisse wurde hinsichtlich der Verträglichkeitsbedingungen das Aussteifungssystem gewählt.

	Teilsystem 1	Teilsystem 2	Teilsystem 3	Teilsystem 4
$F_{w,d}$	5,5 kN	5,5 kN	5,5 kN	25,75 kN
w	3,0 cm	3,0 cm	0,8 cm	0,5 cm

Tabelle 1: Berechnete Verschiebungen

Am gezeigten Beispiel ist gut erkennbar, dass mit einfachen Rechenverfahren aus der Baustatiklehre Aussteifungsvarianten berechnet und beurteilt werden können, ohne ein Berechnungsprogramm zu Hilfe gezogen zu haben.

3 Kraftgrößenverfahren als Denkwerkzeug bei drillweichen Platten

Das zweite Praxisbeispiel stammt aus der Planung eines Wohnhauses mit vier aufgehenden Geschossen in Holz-Hybrid-Bauweise. Die Decken wurden dabei in Brettsperrholz (CLT) geplant und ausgeführt, die aufgrund der kreuzweisen Brettlagen und der ungeraden Anzahl an Lagen ein anisotropes Verhalten aufweisen und nur eine geringe Drillsteifigkeit besitzen. Die tragenden Wände wurden als Holzständer- oder als massive Brettsperrholzwände ausgeführt. Der aussteifende Kern sowie das Untergeschoss sind in Stahlbeton gefertigt. Aufgrund

Die Brettsperrholzdecken haben eine Spannweite von maximal 700 cm, die einzelnen Elemente haben eine durchschnittliche Breite von ca. 350 cm. Im Rahmen der Entwurfsplanung wurde untersucht, ob ein ein- oder zweiachsiger Lastabtrag der Decken berücksichtigt werden soll. Dies beeinflusst in erster Linie die Ausbildung der Fugen zwischen den einzelnen Brettsperrholzelementen. Für diese Untersuchung wurden zwei unterschiedliche Lagervarianten untersucht. Zum einen eine dreiseitig gelenkige Lagerung, bei der die beiden kurzen sowie eine lange Seite gelagert sind (zweiachsiger Lastabtrag, linke Platte). Zum anderen eine zweiseitig gelenkige Lagerung (einachsiger Lastabtrag, rechte Platte), bei der lediglich die beiden kurzen Seiten festgehalten werden. Die Berechnung erfolgt mit schubweichen Plattenelementen mit reduzierter Drillsteifigkeit. Die Platten sind untereinander nicht verbunden.

In Abbildung 3 sind der Momentenverlauf m_x (Farbverlauf) sowie die Durchbiegungen (Schnittlinie) der beiden Platten dargestellt. Dabei zeigt sich, dass bei der dreiseitig gelagerten Platte sowohl das Biegemoment als auch die Verformung am freien Rand größer sind als bei einer einachsig gespannten Platte.

Um die zunächst unplausibel erscheinenden Ergebnisse zu verifizieren, wurden zwei verschiedene Vergleichsberechnungen durchgeführt. In einem ersten Schritt wurden die Ergebnisse für das Biegemoment am freien Rand der FEM-Berechnung mit den Ergebnissen der drillweichen Plattentafeln nach Stiglat/Wippel [1] verglichen. Auch wenn die hier vorhandene Decke ein anisotropes Verhalten aufweist (in den Plattentafeln nicht berücksichtigt), lässt sich mithilfe der Plattentafeln zumindest qualitativ feststellen, dass auch hier das Biegemoment am freien Rand der dreiseitig gelagerten Platte größer ist ($m_x=ql^2/5{,}6$) als bei einer zweiseitig gelagerten Platte($m_x=ql^2/8$).

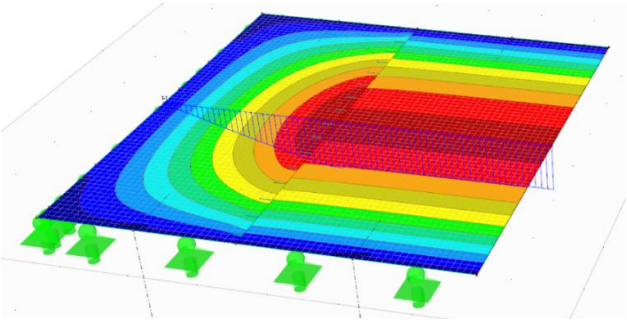


Abbildung 3: Platte 1 und 2: Momentenverlauf m_x (Farbe) und Verformung d_z (Schnitt)

In einer zweiten Vergleichsberechnung wurde das Prinzip des Kraftgrößenverfahrens von Stab- auf Flächentragwerke adaptiert. Als statisch Unbestimmte wird die Auflagerkraft senkrecht zur Ebene am langen Rand gewählt. Die Ergebnisse für das statisch bestimmte Grundsystem entsprechen der rechten, zweiseitig gelagerten Platte. Für den Einheitszustand wird eine Linienlast der Größe „1“ auf den linken freien Rand aufgebracht. Das System sowie die Ergebnisse für Moment sowie Verformung sind in Abbildung 4 dargestellt.

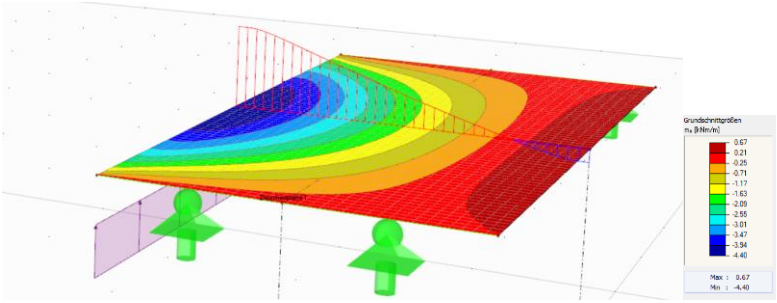


Abbildung 4: Platte 2: Momentenverlauf m_x (Farbe) und Verformung d_z (Schnitt) im Einheitszustand

Die Ermittlung der Flexibilitäten für das dargestellte System übersteigt die Möglichkeiten einer Handrechnung. Für die Interpretation der Ergebnisse genügen jedoch bereits die Ergebnisse aus dem statisch bestimmten Grundsystem sowie dem Einheitszustand. Da sich sowohl im Verschiebungs- als auch im Momentenverlauf des Einheitszustands ein Vorzeichenwechsel erkennen lässt, lassen sich die in Abbildung 3 gezeigten Ergebnisse erklären. Bei einer Überlagerung der beiden Zustände vergrößert sich das Ergebnis sowohl für die Verschiebung als auch für das Biegemoment m_x am freien Rand.

Auch hier zeigt sich, dass mit einfachen baustatischen Überlegungen, wie dem Aufbringen einer Einheitsersatzlast, Berechnungsergebnisse verifiziert werden können.

4 Interpretation der räumlichen Tragwirkung

Das dritte Beispiel behandelt die Tragwirkung einer gewendelten Stahlwangentreppe mit einem Außenradius von ca. 195 cm und einem Innenradius von ca. 60 cm. Der Treppenlauf dreht sich dabei vom unteren zum oberen Geschoss um annähernd 360°. Die Treppe ist an der unteren sowie der oberen Stufe linienförmig gelenkig gelagert, dazwischen trägt die Treppe als räumliches Tragwerk. Die Blechstärken variieren zwischen 5 und 10 mm. Das Modell ist sowohl im Ganzen als auch als Ausschnitt ohne die Außenwange in Abbildung 5 dargestellt.

Aufgrund des komplexen statischen Systems der Wendeltreppe ist die Tragwirkung der Treppe nicht auf den ersten Blick ersichtlich. Handelt es sich um eine Schale, die maßgeblich über Membrankräfte abträgt oder doch um ein biegedominiertes Tragverhalten?

Um dies genauer zu untersuchen, wurde ein baustatischer „Trick“ angewandt. Handelt es sich um eine reine Schalentragwirkung, entstehen ausschließlich Normalkräfte im Bauteil und die Verformung der Treppe hängt lediglich von der Dehnsteifigkeit EA ab. Handelt es sich jedoch um eine reine Biegebeanspruchung, hängt die Verformung ausschließlich von der Biegesteifigkeit EI ab.

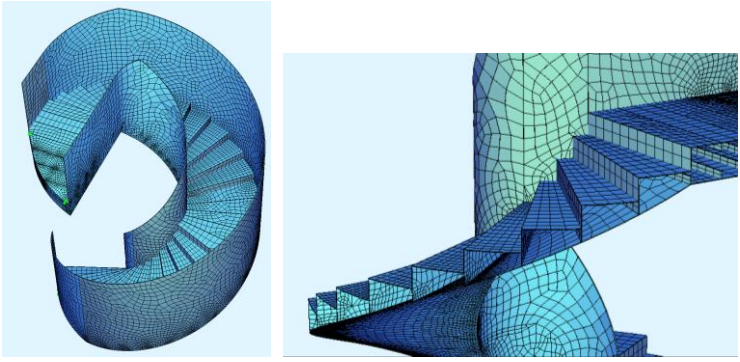


Abbildung 5: Links: gesamtes FE-Modell, rechts: Ausschnitt ohne äußere Wange

Vergrößert man in einer Vergleichsrechnung also den E-Modul um den Faktor 10 und reduziert im gleichen Schritt die Blechdicke um den Faktor 10, bleibt die Dehnsteifigkeit EA unverändert. Der Faktor, um den hingegen die Biegesteifigkeit reduziert wird, beträgt 100. Anhand der Änderung der Verschiebung lässt sich somit eine Aussage über die Tragwirkung ableiten.

In diesem Beispiel beträgt die maximale Verformung der Treppe im Lastfall „Ausbaulast“ 0,169 mm. In der Vergleichsrechnung vergrößert sich dieser Wert auf 0,484 mm. Die Verschiebung vergrößert sich also etwa um den Faktor 2,86. Dieser Wert liegt näher an 1 als an 100, die Treppe trägt ihre Lasten somit tatsächlich maßgeblich über Membrankräfte ab.

Das Beispiel der komplexen Wendeltreppe zeigt, dass das baustatische Wissen über die Steifigkeitskennwerte einen einfachen Zugang zur Beurteilung der Tragwirkung ermöglicht.

5 Baudynamik und Baugrund

Wie bei den zuvor gezeigten Beispielen aus der Baustatik, können auch für baudynamische Untersuchungen und Berechnungen grundlegende Erkenntnisse aus der Analyse einfacher Systeme gewonnen werden.

Im Folgenden möchten wir uns einfachen Kragarmsystemen mit einem und mehreren Punktmassen widmen. Für den Einmassenschwinger kann die Eigenschwingzeit durch die simple analytische Formel $T=2\pi\sqrt{(m/K)}$ ermittelt werden. Die Steifigkeit geht im Nenner ein, eine größere Steifigkeit führt demzufolge zu einer kleineren Eigenschwingzeit. Für die Erdbebenberechnung mit dem Antwortspektrenverfahren, welches in der Praxis das gängigste Verfahren für Erdbebenanalysen darstellt, spielt die Eigenschwingzeit wiederum eine wesentliche Rolle. Aus den Antwortspektren von Bemessungserdbeben ist zu erkennen, dass für übliche Systeme eine kleinere Eigenschwingzeit meist zu größeren Systemantworten und demzufolge zu größeren Erdbebenbelastungen führt. Führt man diese beiden Punkte zusammen, kommt man zu der Aussage, dass eine größere Systemsteifigkeit im Allgemeinen eine größere Erdbebenbelastung mit sich bringt.

Um diese Aussage zu überprüfen, wurde im Zuge einer Masterthesis [2] der Einfluss von einzelnen Systemsteifigkeiten für die Erdbebenanalyse untersucht. Unter anderem wurde geprüft, welche Auswirkungen eine Drehfeder am Fuß eines Systems auf das Gesamtergebnis hat. Dies hat den Hintergrund, dass die Bauwerks-Bodeninteraktion in der Praxis oft nur unzureichend untersucht bzw. hinterfragt wird und eine simple Aussage wie oben, größere Steifigkeit führt zu größeren Erdbebenlasten, eine wertvolle Vereinfachung darstellen könnte.

Für die Untersuchung wurden unterschiedliche Mehrmassenschwinger (2-6 schwingende Massenpunkte) mit variablen Fußpunkt-Drehfedern ausgestattet. Die Mehrmassenschwinger wurden mit möglichst realitätsnahen, aber gleichbleibenden Geschossmassen und -steifigkeiten belegt. In Abbildung 6 sind die analytischen Ergebnisse der Untersuchung grafisch dargestellt. Hierbei sind die überlagerten Gesamterdbebenkräfte (Base Shear) der vier verschiedenen Massenschwinger in Abhängigkeit der Fußpunktdrehfedersteifigkeiten abgebildet.

Aus der Grafik lassen sich zunächst zwei wesentliche Erkenntnisse ableiten. Zum einen ist global zu erkennen, dass wie vermutet große Drehfedersteifigkeiten zu größeren, kleine Drehfedersteifigkeiten zu kleineren Erdbebenlasten führen. Die anfangs getroffene Annahme wird somit einerseits bestätigt. Andererseits ist jedoch für die kleineren (und dadurch steiferen) Mehrmassenschwinger ein gewisser Drehfedersteifigkeitsbereich vorhanden, in welchem es genau umgekehrt verläuft. Hier führt eine zu klein gewählte Einspannung zu größeren Erdbebenlasten.

Um das Spektrum der untersuchten Drehfedersteifigkeiten einordnen zu können, wurden zusätzlich mithilfe unterschiedlicher baustatischer Vereinfachungen „reale“ Drehfedersteifigkeiten ermittelt. Hierfür wurden vier verschieden Gründungsvarianten mit unterschiedlichen Bodensteifigkeiten berücksichtigt, auf die genaue Herleitung wird an dieser Stelle nicht eingegangen. Die ermittelten Werte sind in der Grafik in grau mit dargestellt. Es ist zu erkennen, dass die ermittelten Gründungssteifigkeiten genau den Bereich eingrenzen, in welchem die gewählte Drehfedersteifigkeit den größten Einfluss auf das Ergebnis hat. Eine falsch gewählte Gründungssteifigkeit kann somit große Auswirkungen auf die berechnete Erdbebenlast haben, sowohl aus sicherheitstechnischen als auch aus wirtschaftlichen Gesichtspunkten.

Durch die analytische Untersuchung konnte mithilfe vergleichsweise einfacher Modelle wichtige grundlegende Erkenntnisse für die Erdbebenanalyse gewonnen werden.

Für Erdbebenberechnungen in der Praxis werden neben solchen akademischen Untersuchungen heute jedoch kaum noch einfache analytisch zu berechnende Mehrmassenschwinger herangezogen. Im Regelfall werden aufwendige und komplexe Finite-Elemente-Modelle für die dynamische Analyse erstellt. Aufgrund immer komplexer werdender Systeme ist dies meist auch unumgänglich, um möglichst realitätsnahe Ergebnisse zu erhalten.

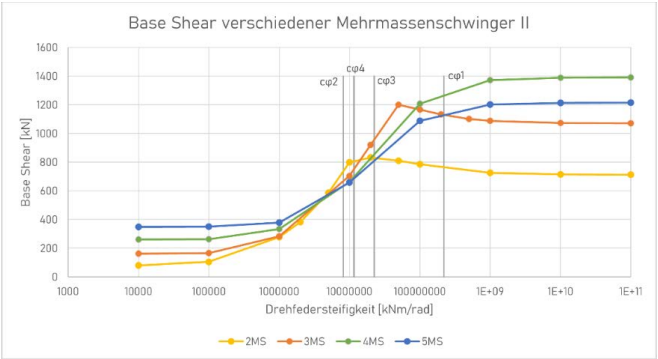


Abbildung 6: Base-Shear von Mehrmassenschwingern (2-6 Massenpunkt) bei variabler Einspannung

Die Untersuchungen an einfachen Mehrmassenschwinger haben jedoch gezeigt, dass schon bei einfachen Systemen gewisse Stellschrauben großen Einfluss auf das Ergebnis haben können. Aufgrund der Vielzahl an Möglichkeiten und Variablen bei komplizierten 3D-Modellen wie in Abbildung 7, nimmt die Variation an potenziell falschen Ergebnissen mit zunehmender Komplexität ebenfalls zu. Hier kommen zusätzlich Faktoren der Modellbildung hinzu, deren Einfluss sensibel untersucht und berücksichtigt werden sollte, bspw. Gelenkdefinitionen, Materialsteifigkeiten und die Modellierung bzw. Berücksichtigung einzelner Bauteile. Um die Ergebnisse dann noch verifizieren und einschätzen zu können, sind die grundlegenden Erkenntnisse aus einfachen Systemen, wie beispielsweise über den Einfluss einzelner Systemsteifigkeiten, unabdingbar.

Gleichzeitig sind die Erkenntnisse der einfachen Systeme nicht immer pauschal korrekt, wie die Zwischenhochs bei der zuvor beschriebenen Untersuchung ebenfalls gezeigt haben. Bei

großen Systemen treten zusätzliche Phänomene auf, die erst durch die komplexe Modellabbildung erkannt werden können. Im Gebäudemodell in Abbildung 7 führte beispielsweise eine gering gewählte Bettung zu größeren Gesamterdbebenkräften, da die sehr massereichen Untergeschosse stärker mitschwingen. Für die aussteifenden Bauteile der Obergeschosse wiederum führte diese Modellierung zu geringeren Belastungen, da die Obergeschosse durch die geringe Bettung weniger angeregt wurden.

Grundsätzlich sind die Erkenntnisse aus der Untersuchung einfacher Systeme daher auch für Berechnungen in der Praxis übertrag- und nutzbar, sollten jedoch besonders bei Analysen komplexer Systeme kritisch hinterfragt und möglichst anhand Parameterstudien gegengeprüft werden.

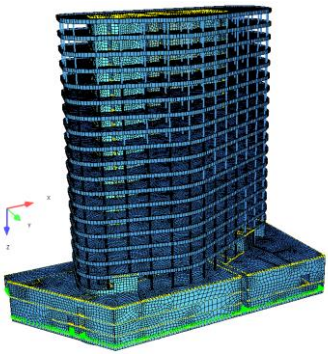


Abbildung 7: Gebäudemodell

6 Zusammenfassung

Für alltägliche Fragestellungen kann festgehalten werden, dass die Baustatik Werkzeuge liefert, mithilfe derer zum Teil schnell aussagekräftige Antworten erarbeitet werden können. Sobald komplexere Tragwerke in vereinfachte Teilsysteme aufgegliedert werden, können diese mit überschaubarem Zeitaufwand in statischer Hinsicht untersucht werden. Auch wenn durch die Komplexität und Größe der Bauwerke diesen Werkzeugen Grenzen gesetzt sind, bieten sie dennoch und besonders im Entwurfsprozess eine Möglichkeit, schnell Aussagen treffen zu können. Hierfür sind jedoch die ausführlichen Kenntnisse der in der Baustatiklehre vermittelten Methoden und Theorien unentbehrlich.

Literatur

[1] STIGLAT, K.; WIPPEL, H.; Platten, dritte überarbeitete Auflage. Ernst & Sohn, Berlin, München, 1983

[2] REEG, J.; Erdbebenberechnung - Sensitivitätsanalyse der Systemsteifigkeit, Master-Thesis, Hochschule für Technik Stuttgart, Juli 2022

Baustatik – Baupraxis 15, © 2024, Technische Universität Hamburg

Modellierungsstrategien bei der Gesamtmodellbetrachtung – Untersuchung von Problemfällen und ein Beispiel aus der Praxis

Silvio von Spiess[1], Henning Oltmanns[2]

[1]*Ingenieurbüro v. Spiess & Partner mbB*
[2]*DhochN-Jade Digital Engineering GmbH*

Zusammenfassung: Dieser Beitrag beleuchtet bekannte Fehlerquellen und Lösungen in der Handhabung von FEM-Gebäudemodellen. Anhand eines praktischen Beispiels mit punktgestützten Decken in mehrgeschossigen Gebäuden wird der Effekt der Lastumlagerung im verformten Gesamtsystem untersucht. Ergänzend erfolgt exemplarisch am Beispiel des Neubaus der Kreispolizeibehörde Rhein-Erft-Kreis die Demonstration eines erfolgreichen BIM-Projekts.

1 Handhabungsfehler in der 3D-Tragwerksanalyse

Durch die immer anspruchsvoller werdende Geometrie im Hochbau und komplexer werdende Nachweisformen hat die Softwareindustrie immer mächtigere und leistungsfähigere Rechenprogramme entwickelt. Diese erleichtern dem Statiker zum einen die Lösung komplexer Problemstellungen. Sie stellen andererseits den Anwender und Prüfer vor neue Herausforderungen, wobei der Umgang mit 3D-FEM-Modellen in der Aufstellung und Prüfung ein zentrales Thema ist. Zu Fragen der richtigen Form der EDV-gestützten Statik, der Qualitätskontrolle der Programme und ihrer sachkundigen Anwendung bietet die VDI-Richtlinie 6201 seit 2015 bereits erste Reglementierungen und uns somit ein Eröffnungsfeld zur Etablierung der 3D-Tragwerksanalyse in der Praxis.

Wo besondere Aufmerksamkeit bei der Handhabung erforderlich ist, weil dort ein besonders hohes Fehlerpotenzial durch nicht sachkundige Anwender entsteht, darauf gibt die Richtlinie bei den Anforderungen an die Kontrolle wichtige Hinweise. Neben der Kontrolle der geometrischen Randbedingungen und Lasteinleitung wird speziell für die Berechnung am Gesamtmodell auch der Einfluss von Umlagerungseffekten aus dem Bauablauf erwähnt.

So beginnt die Kontrolle mit der richtigen Eingabe der geometrischen Randbedingungen, wobei insbesondere den Gelenkbedingungen zwischen Bauteileanschlüssen erhöhte Aufmerksamkeit gewidmet werden sollte. Der Klassiker im Hochbau ist hier die schnell

gezeichnete, fest eingespannte Mauerwerkswand; das ungewollte Rahmenbauwerk. Einige Softwareentwickler bieten hier bereits von Haus aus vordefinierte, gelenkfreie Wandlager als Liniengelenke. Die visuelle Kontrolle am verformten System eignet sich hier als Methode, um schnell Fehler in der Eingabe wie ungewollte Einspannungen oder freie Verschiebungen bzw. Verdrehungen zu erkennen. Ein schon leichter übersehenes Problem, das jeder Anwender und Prüfer kennen sollte, ist das ungewollte Tragverhalten eingehängter Decken unter Mauerwerkswänden, bei dem der Decken-Wandanschluss in vertikale und horizontale Richtung unverschieblich ist und somit die Wand die Decke wie ein wandartiger Träger mitträgt. In Abbildung 2 zu erkennen ist hier eine Mauerwerkswand mit Zugkräften am unteren Rand, die diese nicht aufnehmen kann.

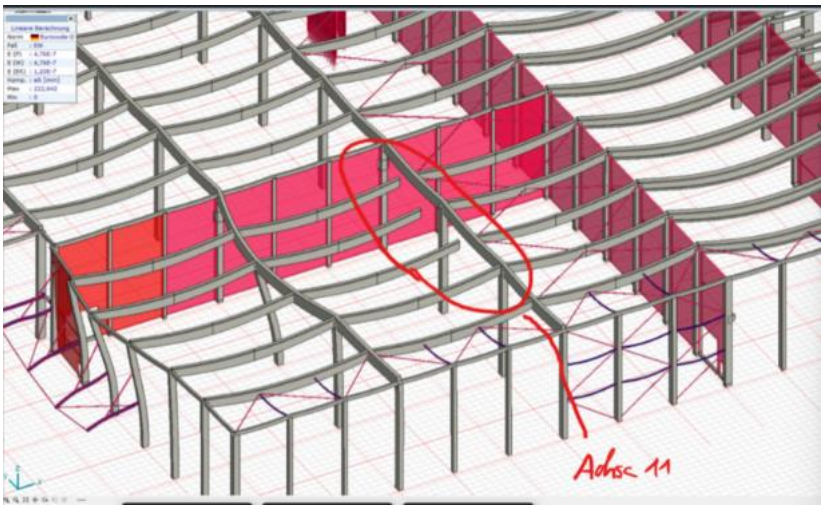


Abbildung 1: Gut sichtbarer, ungewollter Gelenkfreischnitt am verformten System

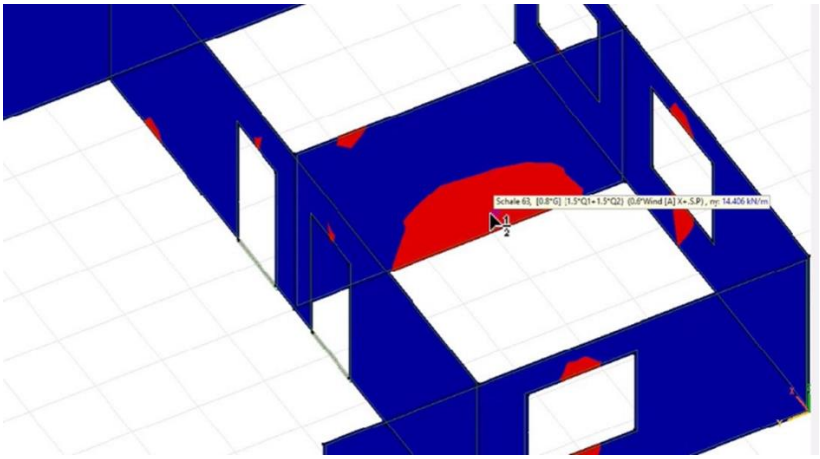


Abbildung 2: Auswirkungen einer eingehängten Decke in darüberliegender MW-Wand

Ist die Geometrie plausibel und das Verformungsverhalten nachvollziehbar, erfolgt die Kontrolle der Lasten. Unabhängig von den richtigen Lastwerten, die sich in den einzelnen

Lastfällen visuell schnell erfassen und kontrollieren lassen, ist insbesondere die inkorrekte Lastweiterleitung ein Fehler, der leicht übersehen werden kann. Dies betrifft vor allem Stabwerke oder Trägerroste, die Lasten aus vordefinierten Lastflächen erhalten, wobei wichtig ist, entsprechende Abfang-, Aussteifungs- oder Fachwerkträger bei der Lastweiterleitung aus den Lasteinzugsflächen auszuschalten. Hier ermöglicht die visuelle Kontrolle der Momentenlinien einen schnellen Rückschluss auf den Lastfluss. Stichprobenhafte Kontrollen der summierten Lasten, die sich in modernen FEM-Programmen schnell abgreifen lassen, geben zusätzlich Gewissheit über die Richtigkeit der Eingabe.

Eine weniger bekannte Fehlerquelle in der FEM-Analyse stellt die bereits erwähnte unbeachtete Lastumlagerung am verformten Eingusssystem dar, worauf im Folgenden weiter eingegangen wird.

2 Lastumlagerung und Steifigkeitseffekte im Modell

2.1 Stauchungseffekte mit und ohne Bauphasenbetrachtung

Die Bauphasen bei der abschnittsweisen Errichtung von Gebäuden werden in der Gesamtmodellbetrachtung selten berücksichtigt. Im folgenden praxisnahen Beispiel werden Auswirkungen durch Lastumlagerungen sowohl am Eingussmodell (gesamte Last wird schlagartig aufgebracht) und am Bauphasensystem untersucht und gegenübergestellt. Hierbei handelt es sich um ein fünfgeschossiges Gebäude mit steifem Kern und kranzartigem weichen Skelettbau aus Stahlbetonstützen auf Einzelfundamenten. Die Betrachtung beschränkt sich auf die Gegenüberstellung der Stützmomente eines durchlaufenden Unterzugs.

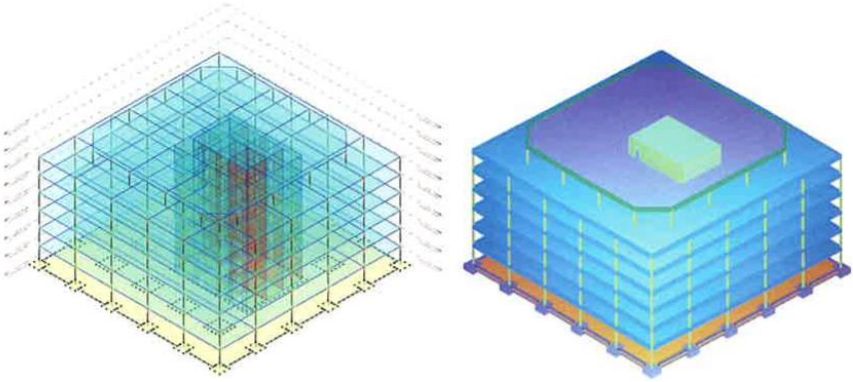


Abbildung 3: Beispielmodell der Bauphasenstudie

Der Vergleich in Abbildung 4 zeigt bereits im 4. OG eine Abweichung von ca. 21 % zwischen beiden Systemen, während die Unterschiede in den ersten beiden Geschossen noch unter 5 % betragen. Beim Eingusssystem werden die im Wesentlichen aus dem Eigengewicht resultierenden Stauchungen in voller Höhe über die Geschosse aufsummiert und vom Programm als weiche Lagerung verarbeitet, wobei sich die Stützmomente mit zunehmender Gebäudehöhe abbauen und in Feldmitte umlagern. Diese Annahme entspricht nicht dem

realen Tragverhalten. Das Bauphasensystem arbeitet entsprechend dem realen Bauwerk mit einer geschossweisen Erstellung und Belastung. Dabei werden auch die zeitlichen Abfolgen berücksichtigt. Der größte Teil der Stauchung der jeweils darunterliegenden Geschosse ist dabei schon abgeklungen. Die Lagerung der darüberliegenden Bauteile ist damit weniger nachgiebig und das Moment tariert sich aus. Das System wird sich zwar über die Lebensdauer betrachtet dem Eingusssystem annähern, es sind jedoch für die Nachweisführung sämtliche Bauzustände abzudecken und zu erfüllen.

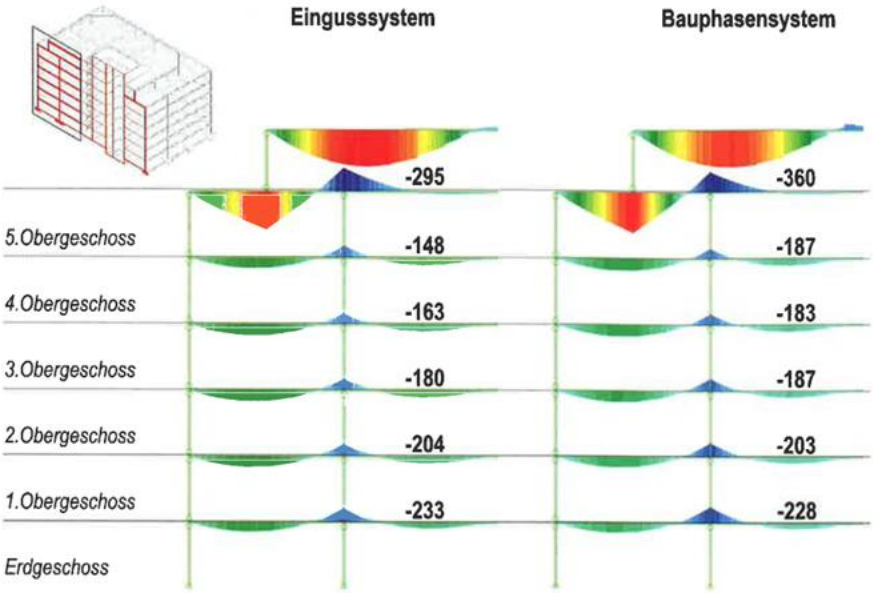


Abbildung 4: Vergleich der Stützmomente zwischen Eingusssystem und Bauphasensystem

Wer in der Planung nicht über die nötigen Werkzeuge verfügt, um einen vollständigen Bauablauf abzubilden, oder als Prüfer kein Bauablaufsystem vorliegen hat, kann nun auch mit dem Wissen über Ursache und Wirkung mit vereinfachten Mitteln eine näherungsweise Abschätzung treffen. Betrachtet man zum Beispiel das oberste, maßgebende Geschoss, wird sich die ausgeschalte Platte im Eigengewicht zunächst wie über einer sehr steifen Lagerung verhalten. Die Stützmomente erhöhen sich, da die Setzungen in der Bauausführung noch durch die Vermessung überwacht und ausgeglichen werden. Um dies abzubilden kann man zum Beispiel das Eigengewicht im gewichtslosen Gebäude nur im oberen Geschoss aktivieren. Überlagert man dies mit dem Verkehrslastfall, kann dies für die obere Bewehrungslage die maßgebende Lastfallkombination sein. Ähnliche Ergebnisse kann man auch durch eine Festhaltung des oberen Geschosses an Punkt- und Linienlagern oder einen Dehnungslastfall, der die Setzungen ausgleicht, erzielen. Hier kann jedoch der Aufwand, je nach System, recht umfangreich sein. Zudem wird dann auch nicht die echte Setzung nach dem Ausschalen berücksichtigt, welche die Stützmomente etwas abmindert. Die letzten beiden Varianten liegen also auf der sicheren Seite.

Wie eine erfolgreiche Umsetzung der BIM-Methode am Gesamtmodell in der Praxis aussehen kann und welche Besonderheiten dabei noch zu beachten sind, wird anhand des

folgenden Beispiels erläutert, welches mit dem Preis des BIM Champions 2023 in der Kategorie Planung ausgezeichnet wurde.

3 BIM in der Tragwerksplanung: Ein Praxisbericht am Beispiel Kreispolizeibehörde Rhein-Erft-Kreis

3.1 Allgemeine Projektinformationen

Die Tecklenburg GmbH, Lingsforter Str. 21 in 47638 Straelen, plant den Neubau der Kreispolizeibehörde in der Sportparkstraße in 50126 Bergheim. Der Neubau umfasst hierbei eine Bruttogeschossfläche von etwa 17.000 m².

Abbildung 5: Projektübersicht Neubau des KPB-REK

Auf Wunsch des Auftraggebers wird dieses Projekt soweit möglich in der Planung und Ausführung unter Nutzung der neuen Methode “Building Information Modeling“ (BIM) durchgeführt.

Ziel war es, durch die konsequente und durchgängige Nutzung der BIM-Methode, die produzierten Daten für möglichst vielfältige Anwendungsfälle bei der Planung, Errichtung und Nutzung des Gebäudes zwischen den Projektbeteiligten verlustfrei auszutauschen. Hierbei war für einen Teil der Planer sowie auch für die ausführenden Firmen diese Methode noch nicht in allen Bereichen erprobt und stellte die Projektbeteiligten vor neue Herausforderungen.

3.2 Zur Ableitung des Fachmodells „Statik“

Auch im Zuge der Erstellung der statischen Nachweise mussten in diesem Kontext Kompromisse zwischen neuer und alter Arbeitsweise gefunden werden. So wurde in der

statischen Berechnung ebenfalls auf eine durchgängige Nutzung der vorhandenen Modelldaten wertgelegt. Zur Umsetzung einer modellbasierten Planung wurde in den frühen Projektphasen ein vereinfachtes Statikmodell aus dem bis dahin abgestimmten Rohbaumodell der Tragwerksplanung abgeleitet.

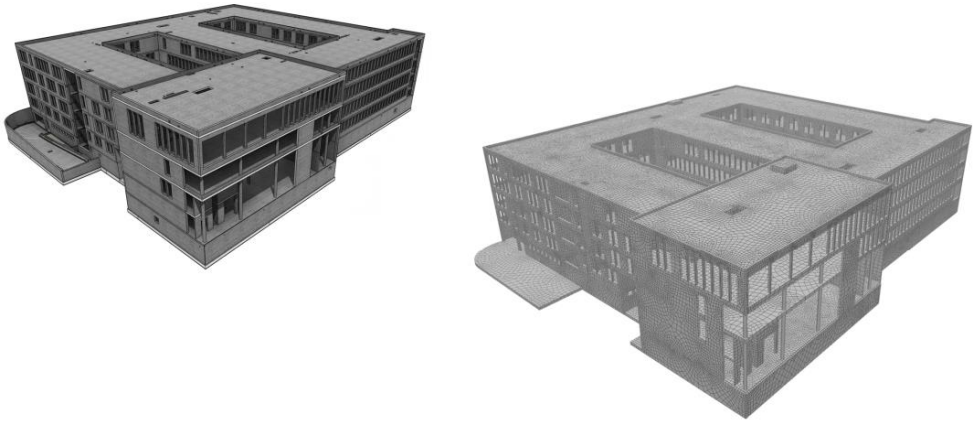


Abbildung 6: Ableitung des statischen Modells aus physikalischem Rohbaumodell

Dieses abgeleitete Fachmodell der Statik wurde in der Konstruktionssoftware bezüglich notwendiger Gelenkdefinitionen sowie Vereinfachungen bei den realen Bauteilgeometrien und Tragwerksgliederungen weiterbearbeitet.

Zur Weiterbearbeitung des Statikmodells wurden hierbei Programmerweiterungen zur Konstruktionssoftware genutzt. Ein Anwendungsbereich dieser Erweiterungssoftware lag hierbei in der Aufgliederung der Innen-, und Außenwände. Diese wurden automatisiert in einzelne Teilflächen zerlegt. Die Zerlegung erfolgte hierbei ihrer statischen Funktion nach in Regelwandabschnitte, Pfeiler, Stützen und Sturzbereiche.

Auf vergleichbare Weise konnten die Geschossdecken über die Anwendung der Softwareerweiterung mittels der Erkennung der unterstützenden Bauteile zeitsparend in Teilflächen zerlegt werden. Hierbei sei erwähnt, dass es dem Anwender frei bleibt, ob eine Zerlegung nach Feldern oder gröber nach einzelnen Teilbereichen (Betonageabschnitte) erfolgen soll.

3.3 Zur Systembildung des FEM-Modells

Im Anschluss an diese erforderlichen statischen Angleiche, wurde das Modell an die Analyse-Software via Direktschnittstelle zur weiteren Berechnung übertragen. In diesem Zuge wurden die im Modell hinterlegten Bauteilinformationen verlustfrei aus dem physikalischen Rohbaumodell in das Analysemodell übernommen. Diese übernommenen Daten bestanden im Wesentlichen aus den Informationen zu Materialien, Querschnitten sowie Bereichs,- und Geschosszuweisungen.

Die Bereichs- und Geschosszuweisungen wurden im weiteren Verlauf der Bearbeitung des statischen Systems zur Vorbereitung einer vereinfachten Bauphasenberechnung herangezogen. Das System wurde im Zuge der Berechnungsroutinen der Analysesoftware

geschossweise aktiviert. Im Verlauf dieser Rechengänge werden die Stauchungen der jeweils unteren Bauteile bei Aktivierung der darüber liegenden Konstruktion ausgeglichen. Dies berücksichtigt den bauseitigen Ausnivellierungsvorgang während der Betonagen und entspricht somit im groben dem realen Bauablauf.

Die Abbildung der Bauteile erfolgte hierbei über finite Schalen,- und Stabelemente. Die tragenden Wandabschnitte und Stützen wurden allgemein am Kopf- und Fußpunkt gelenkig mit den Geschossdecken verbunden. Die Torsionssteifigkeit der Unterzüge wurde mit einer deutlich reduzierten elastischen Steifigkeit definiert.

Die Einbeziehung des Baugrundes wurde vereinfacht über das Bettungsmodulverfahren vorgenommen. Hierbei wurde das Bettungsmodul analog zu den Angaben im Bodengutachten mit angesetzt. Als ingenieursmäßiger Eingriff wurde lediglich in Bereichen mit hohen Lastkonzentrationen, abweichend zu den Regelbereichen, ein deutlich erhöhtes Bettungsmodul zu Grunde gelegt. Dieser Eingriff berücksichtigt hierbei den erhöhten Verdichtungsgrad unter hohen Lasten.

Die Eingaben der vertikalen und horizontalen Lasten erfolgten ebenfalls direkt in der Konstruktionssoftware und konnten ohne weitere Zwischenschritte an die Analysesoftware weitergegeben werden. Lediglich die Erdbebenlasten für die Gesamtmodellanalyse wurden im Zuge der weiteren Bearbeitung des analytischen Modells programmintern berücksichtigt.

3.4 Ablauf der statischen Untersuchungen

Die Berechnung am Bauphasensystem diente hierbei zu einen der Ermittlung des Lastflusses sowie der Bemessung der wesentlichen Decken- und Gründungsbauteile. Zum anderen diente das Gesamtmodell der vorangestellten Erdbebenuntersuchung. In diesem Zusammenhang wurden die Untersuchungen am Gesamtmodell für die späteren Erdbebennachweise zur Lokalisierung von möglichen Schwachstellen herangezogen.

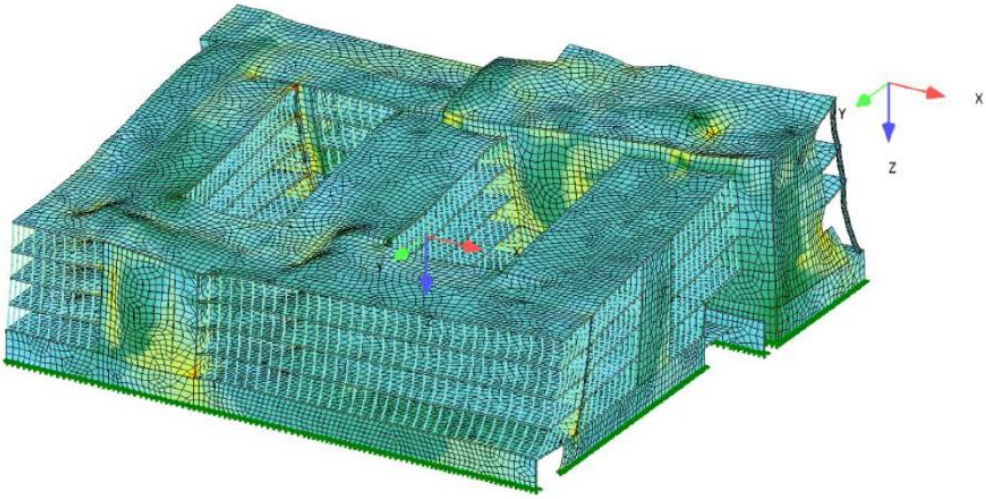


Abbildung 7: Eigenform der seismischen Analyse

Der Lastfluss wurde im weiteren Verlauf zur Abschätzung der Beanspruchung der unterstützenden Bauteile herangezogen. Die Bemessung der unterstützenden Bauteile sowie weitere Detailnachweise zu den Schubwänden und Geschossdecken erfolgte unter Abstimmung mit dem zuständigen Prüfingenieur an separaten und kleinen Regelsystemen.

3.5 Zur Einbindung des Prüfingenieurs

Die Abstimmungen der Tragwerksplanung mit dem Prüfingenieur erfolgten zu einem großen Teil über den Austausch von IFC-Dateien im SAV-Format. Hierbei konnten sowohl das Gesamtsystem sowie alle weiteren aus dem Gesamtmodell abgeleiteten Subsysteme mit ihren Bauteilinformationen übergeben werden.

Die allgemeine Dokumentation des Gesamtmodells sowie die ergänzenden Detail-Nachweise erfolgte aufgrund der behördlichen Auflagen zur Abgabe von Dokumenten in Papierform.

Literatur

[1] G. von Spiess, Tragwerksplanung im BIM-Prozess, Seminarskript der Ingenieurakademie West, 2022

[2] VDI-Richtlinie 6201, Softwaregestützte Tragwerksplanung, 2015, Blatt 1

[3] VDI-Richtlinie 6201, Softwaregestützte Tragwerksplanung, 2015, Blatt 2

[4] H.-G. Oltmanns, A. Dirks, H. Oltmanns, BIM-Modelle und die Bearbeitung durch Prüfingenieure. Ernst&Sohn, Bautechnik 96, 2019, Heft 3, S. 250-258

Baustatik – Baupraxis 15, © 2024, Technische Universität Hamburg

Kletterwände – Datenschleifen- und Workflowoptimierung

Agnes Weilandt[1,2], Ljuba Tascheva[1], Andreas Rutschmann[1]

[1] *Bollinger Grohmann Ingenieure*
[2] *Frankfurt University of Applied Sciences*

Zusammenfassung: Für die Planung von unregelmäßigen Geometrien und komplexen Strukturen sind Parametrisierung und Optimierung zu einem unverzichtbaren Ansatz geworden. Bei dem vorgestellten Kletterwandprojekt wurde ein Workflow entwickelt, um nicht standardisierten Berechnungsprozessen für die unterschiedliche Geometrien vom Entwurf bis zur Fertigung zu automatisieren. Die Autoren stellen dar, inwiefern solche Aufgaben eine Chance darstellen, bestehenden Methoden zu überprüfen und Werkzeuge neu zu kombinieren, um sie auf alltägliche Prozesse anzuwenden.

1 Einführung

Der Umgang mit unregelmäßigen Geometrien und komplexen Strukturen ist eine häufige Herausforderung im Planungsprozess in der Architektur-, Ingenieur-, und Bauindustrie (AEC). Der Einsatz digitaler Werkzeuge und Methoden wie Parametrisierung und Optimierung wird dabei zu einem unverzichtbaren Ansatz. Dies ermöglicht nicht nur, Geometrien besser zu beherrschen und flexibel auf Änderungen zu reagieren, sondern beschleunigt auch den Prozess für sich wiederholende Aufgaben und Schlüsselfragen. Der Arbeitsaufwand für die Berechnungen steigt parallel zur Menge der Daten und zur inhaltlichen Komplexität, sodass herkömmliche Tabellenkalkulationsprogramme bei der Verwaltung der Daten an ihre Grenzen stoßen. Im Rahmen des Projektes "Kletterwände" wird ein zusammenhängender Workflow entwickelt (Abb. 1), bei dem innerhalb eines CAD-Gesamtmodells sowohl die Tragwerksgeometrie als auch konstruktive Detailinformationen aus einer automatisierten statischen Analyse für den Fertigungsprozess implementiert werden. Ziel ist es, durch die modellbasierte und prozessorientierte Arbeitsweise die Anzahl der Rückkopplungsschleifen zwischen den Projektbeteiligten zu minimieren. Zum einen, um den Projektablauf effektiver zu gestalten, zum anderen, um Fehler in der Datenmanagement zu vermeiden. Im Ausblick diskutieren die Autoren die Herangehensweise, die Erweiterungsmöglichkeiten und die sich daraus ergebenden Vorteile für die Weiterentwicklung der Planungsprozessen.

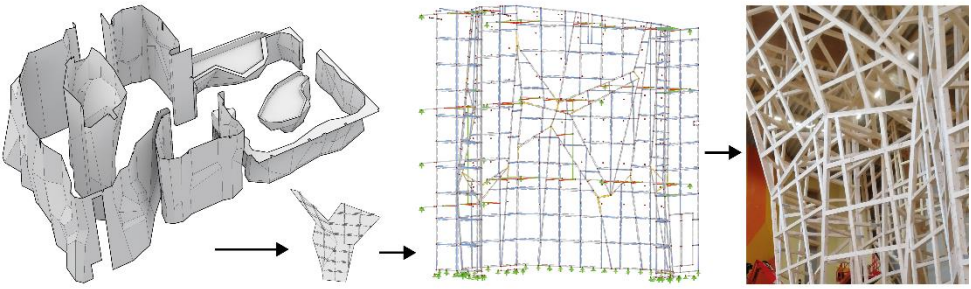


Abbildung 1: Workflow: Basisgeometriemodell und Elementierung - Datentransfer - Gebaute Struktur

2 Aktuelle Planungsrealität

Computergestütztes Arbeiten wird seit über 30 Jahren im Entwurf und der Planung von Gebäuden eingesetzt. Es hat eine Spielwiese für gewagte Formen und komplexe Strukturen geschaffen, die dank des Computers nicht nur greifbar, sondern auch realisierbar geworden sind. Inzwischen ist diese Entwicklung durch eine Vielzahl von Werkzeugen auf dem Markt zugänglicher geworden. Allerdings stellt die heterogene Softwarelandschaft immer noch eine Herausforderung dar. Die unterschiedlichen Programme sind weitgehend unabhängig voneinander und nur bedingt kompatibel. Dadurch kann es zu Einschränkungen in Effizienz und Genauigkeit kommen, wodurch die Vorteile der digitalen Planung wieder reduziert werden. Es entsteht eine softwarebedingte Inselbildung, die dazu führen kann, dass die Anwender vom Gesamtplanungsprozess entkoppelt werden. Lösungen, die eine Integration der Analysen in die CAD-Software anstreben, erreichen nicht immer den notwendigen Spezialisierungsgrad oder erfordern häufig einen erheblichen Mehraufwand bei der Dokumentation oder der normgerechten Nachweisführung. Es erscheint somit sinnvoller, die Analysen mit den für die jeweilige Aufgabenstellung am besten geeigneten auf dem Markt verfügbaren Programmen durchzuführen.

Die Kommunikationsbarriere kann durch die bidirektionale Verknüpfung von 3D-Geometriemodellen mit den Analysemodellen für statische Berechnungen oder andere notwendige Simulationen überbrückt werden. Eine einfache Strategie um den Zugriff auf die Funktionen eines FE-Pakets zu ermöglichen, ist die Implementierung einer Anwendungsprogrammierschnittstelle (API). Mit dieser können Benutzer Skripte schreiben, die die vom entsprechenden Programm bereitgestellten Funktionen nutzen. Ein Vorläufer, der in [1] vorgestellten Schnittstelle wird im hier vorgestellten Projekt verwendet.

Solche maßgeschneiderten "Abkürzungen/Hacks" ermöglichen das Schließen von Lücken, die sich aus der eingeschränkten Kompatibilität der einzelnen Programme ergeben. Auf diese Weise können einzelne Planungsschritte in einer digitalen durchgehenden Prozesskette verknüpft werden.

Die Parametrisierung der Modelle bietet zudem den Vorteil, manuelle und repetitive Analyseaufgaben zu automatisieren, was eine höhere Planungsqualität ermöglicht.

3 Prozessbeschreibung Kletterwand

Das in diesem Beitrag vorgestellte Kletterwandprojekt konfrontiert die Autoren mit der Herausforderung einer unregelmäßigen Geometrie und nicht standardisierten Berechnungsprozessen.

Bei ähnlichen vorherigen Projekten der Auftraggeber ergab sich der Workflow aufgrund der unterschiedlichen Prozessbeteiligten als iterativer Workflow zwischen mehreren Beteiligten. (Abb. 2)

Zunächst wird auf Grundlage des Betreibers eine Geometrie der Kletterwände vorgegeben. Die Grundgeometrie wird aus gefalteten polygonalen und ebenen Großflächen, die im Folgenden als Makroflächen bezeichnet werden, aufgebaut. Typisch sind Abmessungen im Bereich zwischen 1 bis max. 4 m. Die Makroflächen aus OSB -Platten werden auf einer Holzunterkonstruktion verbundsteif verschraubt, so dass die Unterkonstruktion zusammen mit den Platten als Faltwerk die Lasten aus Eigengewicht und dem Kletterbetrieb an das Haupttragwerk der Kletterhalle abträgt. Die Unterkonstruktion besteht aus Vollholzbalken , die entlang der Ränder der Makroflächen angeordnet werden. Weiterhin werden die Makroflächen unterteilt, um marktübliche OSB-Platten der Größe 1,2 x 1,2 m für die Fertigung der Struktur verwenden zu können. Diese Elemente werden im Folgenden als Platten bezeichnet. Eine zusätzliche Konstruktion aus Gurten, die entlang der Randkanten dieser Elemente verläuft, versteift die Makroflächen zusätzlich.

Im bisherigen Workflow werden die Makroflächen händisch unterteilt und daraus Achsmodelle für die Berechnung der Unterkonstruktion abgeleitet. Auf Grundlage der Ergebnisse der Berechnungsmodelle werden in der Werkstattplanung die Anschlussdetails weiterentwickelt und die erforderlichen Abmessungen der Gurte in das 3D-Modell eingepflegt. Die Besonderheiten der Belastungen, die sich aus dem Kletterbetrieb ergeben, siehe Beschreibung des neuen Workflows unten, erlauben keine umfängliche Untersuchung aller möglichen Lastfälle, so dass eine Optimierung der Geometrie, der Bauteildimensionen und der Verschraubung der Platten mit der Unterkonstruktion nicht vollumfänglich und nur mit erheblichen Sicherheiten möglich ist. Weiterhin bedingt der iterative Prozess ein Fehlerpotential bei der Datenübergabe.

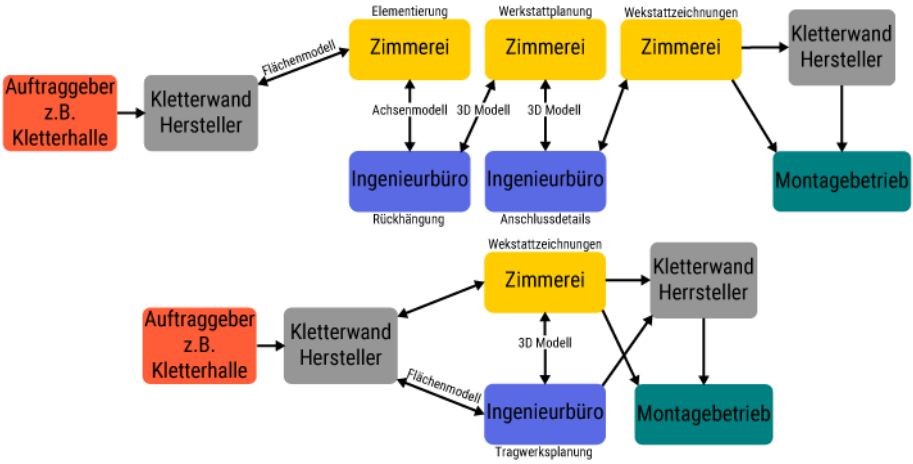


Abbildung 2: Konventioneller Workflow VS verknüpfter Workflow

Eine Weiterentwicklung des Workflows von der Designentwicklung bis zur Werkstattplanung soll dies optimieren. Hieraus ergibt sich ein adaptiver koordinierter modellbasierter parametrischer Gesamtprozess, der die geometrischen 3D-Modelle mit den Berechnungsmodellen verknüpft. Die Autoren nützen hierzu die visuelle Skriptumgebung von Grasshopper3D kombiniert mit individuellen für das Projekt programmierten C#-Komponenten.

Analog zum ursprünglichen Workflow werden zunächst die Makroflächen für die gegebenen Fertigungsmaße elementiert. Dafür werden zunächst die Flächenebenen jeder Makrofläche entsprechend dem Weltkoordinatensystem neu ausgerichtet, so dass die lokalen X- und Y-Achsen parallel zu den X- und Z-Weltachsen verlaufen und die lokale Z-Achse die Flächennormalen entspricht.

Innerhalb dieses lokalen Koordinatensystems werden die Makroflächen in der vertikalen und horizontalen Richtung entsprechend der maximalen Fertigungsgröße der Platten unterteilt. Die kürzeste Seite des minimal umgebenden Rechtecks einer Makrofläche bestimmt die Ausrichtung der durchlaufenden Primärträger für die Unterkonstruktion. Die Träger in der sekundären Richtung werden gestoßen an den Primärträgern gestoßen (Abb. 3). Bei der Unterteilung der Makroflächen wurden parallel die Abmessungen der Platten analysiert und optimiert, so dass sich zum Beispiel am Rand der Makroflächen keine zu schmalen Platten oder ungünstige Knotenpunkte der Gurte ergeben. Diese Optimierung wird regelbasiert vorab über Parameter eingegeben, so dass keine händische Bearbeitung der 340 Makroflächen in diesem Projekt erforderlich ist.

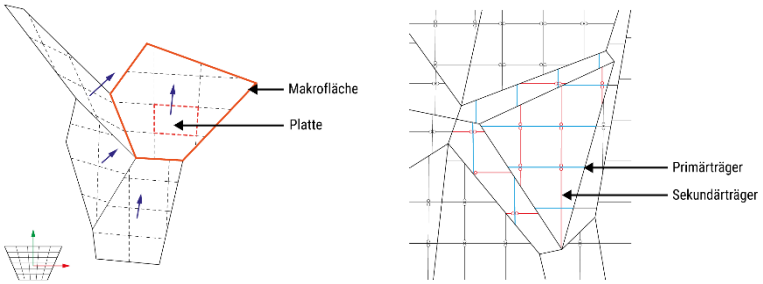


Abbildung 3: Elementierung und daraus resultierendes statisches System mit Gelenken in einer Makrofläche

Aus der generierten Achsgeometrie und der definierten Primär- und Sekundärrichtung der Unterkonstruktion kann über individuelles Application-Programming-Interface (API)-Skripte automatisiert das Finite-Elementmodell zur statischen Analyse in der Software Dlubal RFEM für die einzelnen Kletterwände erstellt werden. Die Platten werden als Flächenelemente mit Liniengelenken entlang ihrer Ränder modelliert. Die Unterkonstruktion als Stabelemente: Hier sind die Träger entlang der Primärachsen als durchlaufend bis zum Rand der Makroflächen modelliert. Die Träger in Richtung der Sekundärachsen werden an den Schnittpunkten zu den Primärträgern gestoßen und jeweils gelenkig angebunden.

Die Erstellung der Berechnungsmodelle erfordert neben der automatisierten Generierung der Geometrie durch die möglichen Lastvarianten und damit hohe Anzahl der zu untersuchenden Lastfälle eine besondere Beachtung. Bei den Kletterwänden handelt es sich unter anderem um Vorstiegs- bzw. Top Rope Wände. Diese Kletterwandarten werden immer mit

Seilsicherung beklettert. Mehrere Kletterer können sich gleichzeitig in einer Wand befinden. Es wird zwischen den Belastungen an den Klettergriffen und den deutlich höheren Belastungen an den Sicherungspunkten unterschieden.

Die Belastung an den einzelnen Griffen, die über die gesamten Makroflächen verteilt sind und deren Lage im Lebenszyklus der Kletterwand auch verändert wird, werden vereinfacht über Flächenlasten berücksichtigt. Die Steifigkeit der Platten ist ausreichend, um diese Belastungen auf die Hauptkonstruktion zu übertragen.

Die Sicherungspunkte werden im Lebenszyklus der Kletterhalle nicht verändert und die daraus resultierenden Belastungen werden als Einzellasten in der Berechnung erfasst. Hierbei wird angenommen, dass sich mehrere Kletterer in der Kletterwand befinden. Beim Sturz eines Kletterers ergibt sich die sogenannte Sturzlast; für die sich im Bereich des stürzenden Kletterers befindlichen anderen Kletterer wird angenommen, dass sie sich in einer Ruheposition befinden und somit die Seilsicherung mit ihrem Eigengewicht ohne zusätzlichen dynamischen Anteil belasten. Hieraus ergibt sich für jeden Sicherungspunkt ein Lastkollektiv aus einer Sturzlast + 2 an den danebenliegenden Sicherungspunkten angeordneten Ruhelasten. Dieses Lastkollektiv ist für alle Sicherungspunkte in der Kletterhalle jeweils als ein Einzellastfall zu betrachten. Zusätzlich werden in diesen Lastfällen, die in den seitlich neben dem Sturzbereich angeordneten Sicherungspunkte am Kopf der Kletterwand mit einer Ruhelast beaufschlagt, um weitere Kletterer, die sich in der Wand befinden zu erfassen (Abb.4).

Zur Reduktion der Lastfallkombinationen können die Lastkollektive für weit auseinander liegende Sicherungspunkte in einer Lastfallkombination betrachtet werden. Im gegebenen Projekt ergeben sich somit für 974 Sicherungspunkte = Lastkollektive und 815 zu untersuchende Lastfallkombinationen. Eine intuitive Abschätzung der maßgebenden Lastpunkte und damit eine Reduktion der Lastfallkombinationen ist aufgrund der komplexen teilweise überhängenden Geometrie der Kletterwände nur bedingt möglich.

Die Generierung der Lastfälle und Lastfallkombinationen erfolgt ebenso wie die die Erstellung des Analysemodells automatisiert aus dem 3D-Geometriemodell, um eine zeitaufwendige und fehleranfällige händische Eingabe zu vermeiden.

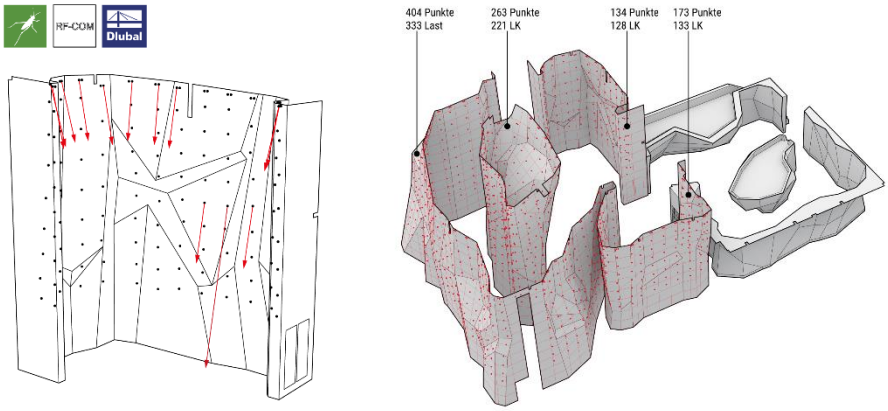


Abbildung 4: Lastendefinition

Die Verknüpfung des Analysemodells mit dem 3D-Geometriemodell über API ist bidirektional ausgebildet. Eine bei solchen Projekten sonst vielleicht übliche Auswertung der Lastfallkombinationen über Tabellenkalkulationsprogramme ist aufgrund der Datenmenge nicht möglich. Weiterhin kann durch die bidirektionale Verknüpfung Sackgassen in der Prozesskette und der damit verbundene Informationsverlust vermieden werden. Die Ergebnisse der Berechnungen aller Lastfallkombinationen werden der ursprünglichen Geometrie direkt zugeordnet (Abb. 5).

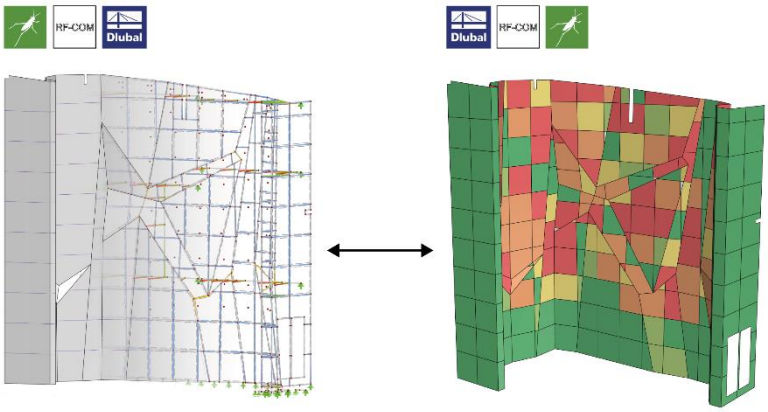


Abbildung 5: API Schnittstelle Geometrie <> Berechnungsmodell / Ergebnisse

Hieraus werden weitere Schritte abgeleitet:

- Die mit der Geometrie verknüpften Analyseergebnisse dienen als Basis für weitere Berechnungen, die außerhalb des Analysemodells durchgeführt werden, wie zum Beispiel der erforderliche Schraubenabstand für die Befestigung der Einzelplatten an die Unterkonstruktion.
- Für die Dokumentation und prüffähige Aufbereitung werden die Ergebnisse im 3D-Modell farblich visualisiert und mit in prüffähigen Tabellen aufbereitet. Ein vorab definierter Zahlencode ermöglicht die vereinfachte Zuordnung der Daten. Dies ermöglicht eine visuelle Kontrolle der Berechnungen und sich ergebenden großen Datenmengen.
- Für die Herstellung werden aus dem 3D-Modell Abwicklungen für 2D-Pläne automatisch generiert, die als Übersicht für die Montage (Abb. 6) dienen.

Mit diesem Workflow kann eine durchgehende Prozesskette für die Aufgabenstellung erstellt werden. Lediglich die Rückhängungen der Kletterwände an das Haupttragwerk der Kletterhalle wurden händisch im Analysemodell ergänzt und aufgrund der Analyseergebnisse in diesem optimiert. Beim Rückspielen der Analysemodelle in die 3D-Geometriemodelle können diese dann direkt übernommen werden.

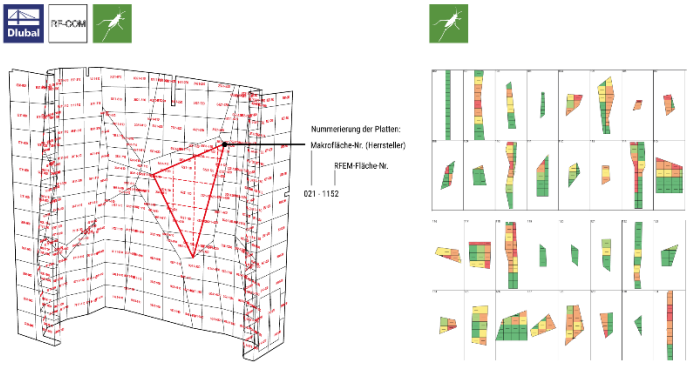


Abbildung 6: Austausch Ergebnisse für Dokumentation und automatisierte Planerstellung

4 Diskussion des Vorgehens - Ausblick

Der beschriebene Automatisierungsprozess ist ein Sonderfall, der aufgrund der komplexen Berechnungen dieses speziellen Kletterwandtyps entstanden ist. Dennoch kann durch den vollständig parametrisierten Aufbau der Workflow flexibel an unterschiedliche Kletterwandgeometrien und -typen angepasst werden. Auf diese Weise können die Berechnungen und die Überprüfung der Übereinstimmung der Ergebnisse mit den Bauvorschriften in wesentlich kürzerer Zeit durchgeführt werden. Der Übertragungsaufwand der Datenmengen kann auf ein Minimum reduziert werden. Des Weiteren ermöglicht die bidirektionale Schnittstelle eine direkte und anschauliche Weitergabe und Aufbereitung der Daten an den Hersteller. Lokale Anpassungen, die wie die Anbindung der Kletterwände an das Haupttragwerk der Halle, die nicht parametrisiert werden sollen, werden von den Experten in den Prozess eingespielt.

Die bestmöglichen Programme und Tools können somit für die einzelnen Bearbeitungsschritte herangezogen und über die Datenkommunikationsstelle miteinander verknüpft werden. So werden zum Beispiel beim vorgestellten Projekt einfache sonst manuell geführte Auswertungen zu Schraubenabständen mit den Ergebnissen der finiten Elementberechnungen synchronisiert und können bei Änderungen automatisch nachgeführt werden.

Durch die Integration des gesamten Workflows in ein Skript erfordert die Pflege des Workflows jedoch einen übergeordneten programmieraffinen Experten. Dieser muss zum einen bei Änderungen im Skript die Richtigkeit der Ergebnisse gewährleisten, und zum anderen zum Beispiel auf Softwareupdates durch Anpassungen reagieren. Da die einzelnen Bausteine des Workflows nicht standardisiert sind und nicht separat angesprochen werden können, werden Personen, die üblicherweise nicht in solche Programmierprozesse eingebunden sind, ausgeschlossen.

Grundsätzlich liegt das Potential solcher Workflows jedoch insbesondere in ihrer Übertragung auf allgemeine Prozesse und in der Einbindung aller Beteiligten.

Goldup et al beschreiben 2017 einen Workflow für ein Großprojekt und weisen darauf hin, dass sie für das Projekt einen Rahmen benötigten, der flexibel war, da zu Beginn des Projekts

nicht klar war, auf welche Weise "die Entwurfsdaten verwendet, manipuliert, geteilt und dokumentiert werden würden" [2]. Hieraus schließt Stefanescu in [3], dass Entwurfsprojekte komplex sind und dass man bei der Lösung und dem Umgang mit dieser Komplexität Flexibilität braucht, um die kommunikativen Prozesse, die zur Lösung der Aufgabe führen, in Gang setzen zu können.

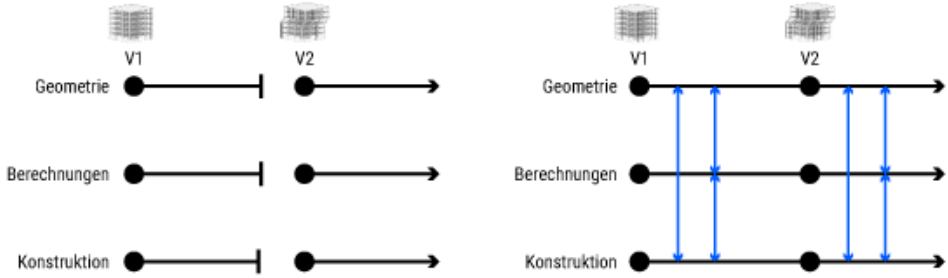


Abbildung 7: Verknüpfung über Kommunikationsplattformen der sonst ohne maßgeschneiderte Skripte abgekoppelten Workflows

Es zeigt sich also, dass in zukünftigen Aufgabenstellungen diese Flexibilität stärker in den Workflows Fokus rücken sollte und sich nicht nur auf das Datenhandling beschränkt sein darf, sondern auch die Kommunikation und Beteiligung aller Experten einschließen muss. Dies kann mit Hilfe von allgemein gültigen Kommunikationsplattformen erreicht werden. Die Schnittstellen zu den einzelnen Analyse- oder CAD-Programmen können Workflowunabhängig eingesetzt und aktualisiert werden (Abb. 7). Spezifische Bausteine können nach Projektbedarf zusätzlich entwickelt und eingebunden werden. Die Anwendung kann durch die Experten auch ohne detaillierte Programmierkenntnisse erfolgen und gliedert diese gleichzeitig in die Gesamtkommunikation und die Prozessentwicklung besser ein. Die größte Herausforderung wird hier die Verankerung des Prozessdenkens in die Projektteams sein, so dass diese Herangehensweise unabhängig von der Aufgabenstellung auch in alltäglichen Projektaufgaben selbstverständlich wird.

Literatur

[1] APELLÁNIZ, D. VIERLINGER, R., Enhancing structural design with a parametric FEM toolbox. Steel Construction, 15(3) (2022), pp.188-195

[2] GOLDUP, K., KOSTURA, Z., TAVOLARO, T., WOLFE, S. Advanced Engineering with Building Information Modelling: Establishing Flexible Frameworks for the Design and Documentation of Complex Buildings. Architectural Design, 87 (2017); S.120-127

[3] STEFANESCU, D. Alternate Means of Digital Design Communication (PhD Thesis). UCL London, 2020

Minisymposium Tragwerksanalyse mit unscharfen Parametern

Organisatoren:

- **Steffen Freitag**
  Institut für Baustatik, Karlsruher Institut für Technologie

- **Michael Kaliske**
  Institut für Statik und Dynamik der Tragwerke, Technische Universität Dresden

- **Marc Fina**
  Institut für Baustatik, Karlsruher Institut für Technologie

Baustatik – Baupraxis 15, © 2024, Technische Universität Hamburg

Dynamische Tragwerksanalyse von Fußgängerbrücken mit unscharfen Parametern

Marc Fina, Maximilian Schweizer, Werner Wagner, Steffen Freitag

Institut für Baustatik, Karlsruher Institut für Technologie

Zusammenfassung: In diesem Beitrag wird eine adäquate Unschärfequantifizierung zur Modellierung von fußgängerinduzierten Schwingungen vorgestellt. Die Berücksichtigung der Unschärfe ermöglicht eine Neubewertung des Komforts von Fußgängerbrücken, mit dem Ziel die Robustheit und die Ressourceneffizienz der Brückenkonstruktionen zu erhöhen. Das Vorgehen wird an einem 3D-Finite-Elemente-Modell einer bestehenden Fußgängerbrücke demonstriert.

1 Einleitung

Das Streben nach erhöhter Materialersparnis bei Fußgängerbrücken führt zu immer schlankeren und leichteren Bauweisen. Allerdings wird dadurch die Sensitivität gegenüber menscheninduzierten Schwingungen erhöht und der Komfort für Fußgänger maßgeblich beeinflusst. Eine unzureichende Beachtung dieser Schwingungen kann zu einem nachträglichen Einbau von Dämpfersystemen und damit zu erheblichen finanziellen Mehrkosten führen. Faktoren wie z.B. Geschlecht, Alter und Körpergewicht eines Fußgängers haben einen großen Einfluss auf dessen Gangart. Die Anwendung von deterministischen Fußgänger-Lastmodellen erfordert die Kenntnis der einzelnen Parameter. Diese hängen von den genannten und vielen weiteren Faktoren ab. Oftmals sind hierzu keine ausreichenden Daten vorhanden.

In der Baupraxis werden für die Bemessung vereinfachte harmonische Lastmodelle für Einzellasten, Fußgängergruppen und Fußgängerströme angewendet, was zu einer konservativen Auslegung führt. Im Anhang der Entwurfsrichtlinie DIN EN 1990 [18] werden durch begrenzte Beschleunigungen in vertikaler und horizontaler Richtung Komfortkategorien (CL) für Fußgänger definiert. Allerdings wird darin angemerkt, dass die Höhe des Komforts von unterschiedlichen Faktoren abhängt, wie z.B. dem Standort der Brücke, der Höhe des Bauwerks, der Beschaffenheit der Lauffläche und der Erwartung von Schwingungen aufgrund des Erscheinungsbilds der Brücke. In diesem Zusammenhang muss darauf hingewiesen werden, dass Menschen unterschiedliche Empfindungen und Toleranzen gegenüber Schwingungen aufweisen. Insgesamt kann die Wahrnehmung von Schwingungen eine hochindividuelle

Angelegenheit sein. Deshalb ist eine Angabe von starren Komfortkategorien mit deterministischen („scharfen“) Grenzwerten beispielsweise für die Beschleunigung widersprüchlich. In diesem Beitrag wird daher eine adäquate Unschärfequantifizierung zur Modellierung von fußgängerinduzierten Schwingungen vorgestellt. Hierfür wird das Konzept der polymorphen Unschärfemodellierung [13] angewendet. Das Attribut „polymorph“ beschreibt in diesem Konzept die Zusammenfassung verschiedener Unschärfemodelle, d.h. die Basismodelle Zufallsvariable, Intervallvariable und Fuzzy-Variable sowie Kombinationen dieser Basismodelle, um die natürliche Variabilität (aleatorische Unschärfe), die Unvollständigkeit und Ungenauigkeit (epistemische Unschärfe) der Daten zu berücksichtigen. Dies ermöglicht eine angemessene Unschärfequantifizierung basierend auf verfügbaren Informationen, ohne eine Präzision zu suggerieren. In der Forschung werden polymorphe Unschärfemodelle für verschiedene Problemstellungen des Bauwesens bereits erfolgreich eingesetzt. Einige Anwendungsbeispiele finden sich z.B. in der Strukturdynamik [13, 26], bei der Stabilität von Tragwerken [6, 8, 9, 10] und bei der Tragwerksoptimierung [7, 12] sowie viele weitere.

In diesem Beitrag wird das Konzept der polymorphen Unschärfe an einer bestehenden Fußgängerbrücke demonstriert, die mit einem 3D-Finite-Elemente-Modell (FE-Modell) simuliert wird. Dabei werden die Strukturparameter und ein Lastmodell basierend auf einer Fourier-Reihe mit verschiedenen Unschärfemodellen beschrieben. Die unscharfen Ergebnisgrößen, z.B. die Beschleunigungen, werden innerhalb der Komfortklassen der Entwurfsrichtlinien ausgewertet. Die Berücksichtigung der Unschärfe soll eine Neubewertung des Komforts von Fußgängerbrücken ermöglichen mit dem Ziel, die Robustheit und die Ressourceneffizienz der Brückenkonstruktion zu erhöhen.

2 Modellierung menscheninduzierter Lasten

2.1 Deterministische und (semi-)probabilistische Lastmodelle

In der Bemessungsrichtlinie DIN EN 1991-2 [19] sind verschiedene dynamische Lastmodelle für Fußgängerbrücken angegeben.

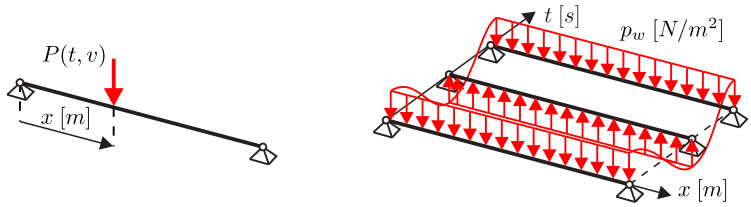


Abbildung 1: Lastmodelle für einzelne Fußgänger oder eine Fußgängergruppe (links) und einen Fußgängerstrom (rechts) nach DIN EN 1991-2 [19]

Einzelne Fußgänger oder Fußgängergruppen werden als Einzellast und ein Fußgängerstrom als Streckenlast modelliert, siehe Abb. 1. Beispielsweise wird die gleichmäßig harmonische Last $p_w(t)[N/m^2]$ für einen Fußgängerstrom in [19] als Kosinusfunktion angegeben

$$p_\mathrm{w}(t) = P_\mathrm{w} \cdot \cos(2\pi \cdot f_\mathrm{s} \cdot t) \cdot n' \cdot \psi_w\ [N/m^2]. \tag{1}$$

Darin ist $P_{\mathrm{w}} \cdot \cos(2\pi \cdot f_{\mathrm{s}} \cdot t)$ die harmonische Last infolge eines einzelnen Fußgängers mit einer Schrittfrequenz f_{s} beim Gehen, n' ist die äquivalente Anzahl von Fußgängern auf der belasteten Oberfläche, und ψ_w ist ein Abminderungskoeffizient mit dem berücksichtigt wird, dass mit einer Wahrscheinlichkeit die Schrittfrequenz (Gehen) den kritischen Bereich der betrachteten Eigenfrequenzen der Brücke erreicht. Durch diese Vereinfachung werden die Fußgänger nicht als separate, unabhängige Belastungen betrachtet, sondern als verschmierte Ersatzbelastungen. In den Lastmodellen werden deterministische Größen mit konservativen Annahmen definiert, sodass Resonanzeffekte vermieden werden.

Mit dem Ziel die Fußgängerlasten präziser zu beschreiben, werden in zahlreichen Forschungsarbeiten Versuche zur Gangart eines Fußgängers durchgeführt. Während des Gehens erzeugt ein Fußgänger eine dynamische, zeitabhängige Kraft, die Komponenten in alle drei Richtungen aufweist: vertikal, lateral und longitudinal [2]. Die vertikale Komponente gilt aufgrund ihrer höheren Amplitude als maßgebend. Die vertikalen Last-Zeit-Verläufe von drei aufeinanderfolgenden Schritten und deren Überlagerung sind beispielhaft in Abb. 2 dargestellt. Der Abstand und die zeitliche Verzögerung zwischen zwei aufeinanderfolgenden Schritten entsprechen der Schrittlänge l_s und der Schrittdauer T_s.

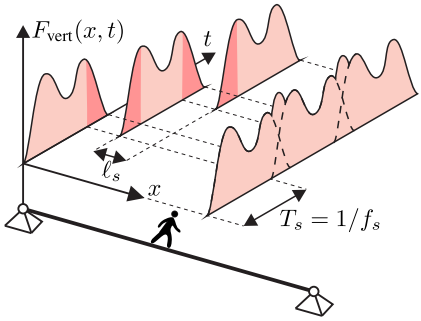


Abbildung 2: Eine Darstellung menschenindizierter Lasten

Die induzierten Lasten sind näherungsweise periodisch. Deshalb kann die gesamte dynamische Last, z.B. für die vertikale Komponente, mit der Fourier-Reihe

$$F_{\mathrm{vert}}(t) = G \cdot \left(1 + \sum_{i}^{n} DLF_i \sin\left(2\pi \cdot i \cdot f_s \cdot t - \varphi_i\right)\right) \tag{2}$$

dargestellt werden. In Gl. (2) repräsentiert G das Gewicht des Fußgängers, f_s die Schrittfrequenz, DLF_i die Fourier-Koeffizienten (auch dynamische Lastfaktoren (DLF'n) genannt) und φ_i den Phasenverschiebungswinkel der i-ten harmonischen Schwingung. Zur Darstellung eines Last-Zeit-Verlaufs, wie in Abb. 2, werden nicht alle Fourier-Koeffizienten (DLF'n) benötigt. Oftmals sind wenige Harmonische ausreichend. Diese werden in einigen Forschungsarbeiten in Abhängigkeit der Schrittfrequenz f_s angegeben. Insbesondere der erste Koeffizient DLF_1 weist eine starke Korrelation mit der Schrittfrequenz f_s auf. Verschiedene Last-Zeit-Funktionen auf Basis einer Fourier-Reihe, die durch Verwendung der gegebenen DLF_i-f_s-Funktionen in [1, 5, 15, 24, 27, 14] resultieren, sind in Abb. 3 für eine Schrittfrequenz von $f_s = 2{,}0\,Hz$ dargestellt. In Abb. 3 ist eine große Variation der DLF'n zu beobachten.

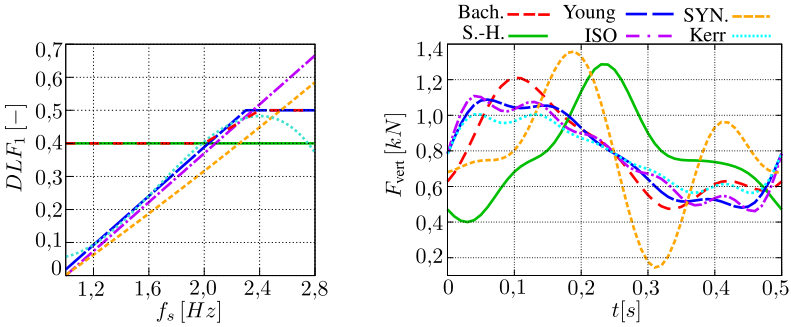


Abbildung 3: Dynamischer Lastfaktor DLF_1 (links) und zugehörige Fourier-Reihen (rechts) für die Last F_{vert} verschiedener Modelle, ausgewertet für eine Schrittfrequenz $f_s = 2{,}0\,Hz$ und einem Körpergewicht $G = 0{,}8\,kN$

Welche Fourier-Reihe am besten geeignet ist, ist nicht eindeutig. Deshalb ist die Definition eines deterministischen Modells für unterschiedliche Gangarten nicht zielführend.

2.2 Lastmodell für Fußgänger mit unscharfen Parametern

Ein Vorschlag für einen probabilistischen Ansatz ist z.B. in [15] gegeben. Hier werden die DLF'n auf Basis von 40 Testpersonen als Zufallsvariablen definiert. Oftmals werden Normalverteilungen angenommen und von verschiedenen Autoren werden unterschiedliche Verteilungsparameter angegeben. Die Ungewissheit über die Art der Verteilung und der dazugehörigen Parameter erschwert eine probabilistische Modellierung von Fußgängerlasten. Im vorliegenden Beitrag wird das Ziel verfolgt, diese Ungewissheiten mit polymorphen Unschärfemodellen zu quantifizieren. Das Vorgehen zu einem Lastmodell für Fußgänger mit unscharfen Parametern ist in Abb. 4 dargestellt.

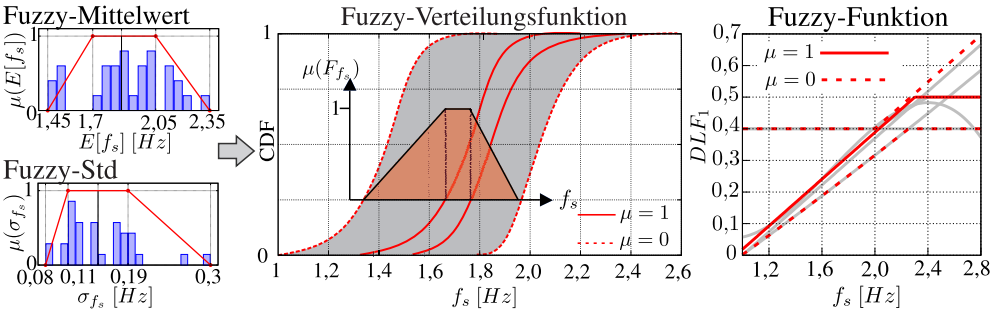


Abbildung 4: Der Weg zu einem Lastmodell für Fußgänger mit unscharfen Parametern

Zuerst werden aus verschiedenen Quellen [3, 4, 16, 17, 20, 21, 22, 28] die Verteilungsparameter der Schrittfrequenz zusammengestellt. Die angegebenen Mittelwerte und Standardabweichungen (Std) werden auf Basis einer Histogramm-Darstellung als Fuzzy-Variablen definiert. Der Vorteil einer Fuzzy-Variable ist, dass die Daten mit einer Zugehörigkeitsfunktion $\mu(x)$

bewertet werden können. Das Ergebnis ist eine Fuzzy-Verteilungsfunktion der Schrittfrequenz, siehe Abb. 4. Dieses Unschärfemodell wird in [13] Fuzzy-wahrscheinlichkeitsbasierte Zufallsvariable (fp-r) genannt. Zusätzlich werden die Funktionen der dynamischen Lastfaktoren für unterschiedliche Modelle aus Abb. 3 in Abhängigkeit der Schrittfrequenz als Fuzzy-Funktion quantifiziert.

3 Beispiel einer Fußgängerbrücke aus der Baupraxis

Das Lastmodell für Fußgänger mit unscharfen Parametern wird an einem 3D-FE-Modell des „Jägerstegs“ über die A8 bei Wurmberg demonstriert, siehe Abb. 5.

Abbildung 5: Jägersteg über die A8 bei Wurmberg

Die Fußgängerbrücke mit einer Spannweite von 50 m ist als Verbundträger mit einer Betonplatte und einer Fachwerkkonstruktion aus verschweißten Stahlrundrohren ausgeführt. Das FE-Modell in FEAP [25] besteht aus insgesamt 1119 Knoten und 914 Elementen. Dabei werden Schalenelemente für die leicht gekrümmte Fahrbahn und 3D-Bernoulli-Balken-Elemente für die Fachwerkkonstruktion verwendet. Das FE-Modell, der Querschnitt und die ersten drei Eigenformen sind in Abb. 6 dargestellt.

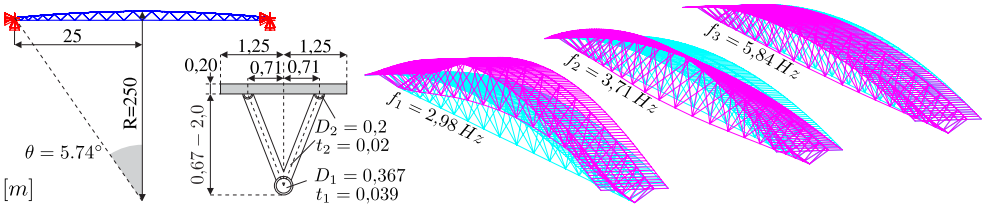
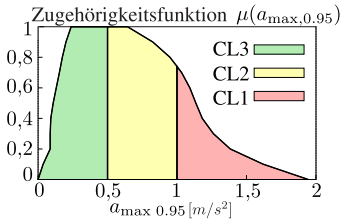


Abbildung 6: FE-Modell, Querschnitt und erste drei Eigenformen der Fußgängerbrücke

Für die Fußgänger-Modellierung wird die Lauffläche in drei Bahnen eingeteilt, die zufällig von den Fußgängern ausgewählt werden können. Insgesamt wird ein Fußgängerstrom mit 40 Fußgängern als Einzellasten modelliert. Die dynamische Analyse wird mit dem Newmark-Verfahren durchgeführt. Die Schrittfrequenz f_s wird als fp-r-Variable und die dynamischen Lastfaktoren als Fuzzy-Funktion modelliert, siehe Abb. 4. Die Materialparameter wie E-Modul und Dichte von Stahl und Beton werden als Gauß-Zufallsvariablen definiert mit den Mittelwerten $E[E_c] = 34000\ MN/m^2$, $E[E_s] = 2{,}1 \cdot 10^{11}\ N/m^2$ und $E[\rho_c] = 2{,}5\ t/m^3$, $E[\rho_s] = 7{,}85\ t/m^3$. Der Variationskoeffizient beträgt 10% für den E-Modul und 5% für die Dichte, siehe [23]. Die Dämpfung wird auf Basis von [5] als Fuzzy-Variable

$\tilde{\xi} = \langle 0{,}003 \;\; 0{,}006 \;\; 0{,}006 \rangle$ definiert. Das Körpergewicht für männliche (m) und weibliche (w) Fußgänger wird ebenfalls als Gauß-Zufallsvariable definiert. Hierfür ist in [11] jeweils der Mittelwert und die Standardabweichung angegeben: $E[G_w] = 71{,}4\,\text{kg}$, $\sigma_{G_w} = 15{,}1\,\text{kg}$ und $E[G_m] = 87{,}0\,\text{kg}$, $\sigma_{G_m} = 15{,}0\,\text{kg}$. Für die Unschärfemodellierung werden Ersatzmodelle aufgestellt und eine Monte-Carlo-Simulation durchgeführt. Als unscharfe Ergebnisgröße wird der Fuzzy-95%-Quantilwert der maximalen vertikalen Beschleunigung berechnet, siehe Abb. 7.



Komfortkategorie	$a_{\text{lim,vert}}\,[m/s^2]$
CL3 - maximal	$\leq 0{,}5$
CL2 - moderat	$\leq 1{,}0$
CL1 - minimal	$\leq 2{,}5$

Abbildung 7: Fuzzy-95%-Quantilwert der maximalen Beschleunigung als unscharfe Ergebnisgröße (links) und die Definition der Komfortkategorien nach [18] (rechts)

Zusätzlich sind in Abb. 7 die Komfortkategorien nach [18] angegeben mit denen die Zugehörigkeitsfunktion der Fuzzy-Ergebnisgröße eingeteilt wird. Beispielsweise sind Beschleunigungen im Bereich des minimalen Komforts (CL1) vorhanden. Allerdings haben diese Beschleunigungswerte eine geringe Zugehörigkeit. Diese Darstellung der Unschärfe im Ergebnis ermöglicht eine Neubewertung des Komforts von Fußgängerbrücken.

4 Zusammenfassung und Ausblick

In diesem Beitrag wird das Konzept der polymorphen Unschärfemodellierung an einem 3D-FE-Modell einer Fußgängerbrücke demonstriert. Das Lastmodell für Fußgänger basierend auf einer Fourier-Reihe wird mit unscharfen Parametern erweitert. Die unscharfen Ergebnisgrößen können innerhalb der Komfortklassen der Entwurfsrichtlinien ausgewertet werden. Das Ziel ist ein Umdenken einzuleiten, weg von einer deterministischen Modellierung hin zu einer Modellierung, bei der von Beginn an die Unschärfen mit passenden Modellen quantifiziert werden. Weitere Forschungsmöglichkeiten sind die Anwendung des Konzepts auf weitere Verkehrslastmodelle und die Berücksichtigung der Unschärfe bei der Optimierung von Brückenbauwerken.

Danksagung

Die Autoren danken der Deutschen Forschungsgemeinschaft (DFG) für die finanzielle Unterstützung im Rahmen des Projekts (Projektnummer 511267658) und Herrn Dr.-Ing. Slobodan Kasic (Harrer Ingenieure, Karlsruhe) für die Bereitstellung der Pläne der untersuchten Fußgängerbrücke.

Literatur

[1] BACHMANN, H. : Schwingungsprobleme bei Fußgängerbauwerken. In: *Bauingenieur* 63 (1988), S. 67–75

[2] BACHMANN, H. ; AMMANN, W. : *Vibration in Structures - Induced by Man and Machines*. Structural Engineering Documents 3e, International Assotiation of Bridge and Structural Engineering (IABSE), Zürich, 1987

[3] BUTZ, E. : *Beitrag zur Berechnung fußgängerinduzierter Brückenschwingungen*, RWTH Aachen, Diss., 2006

[4] EUROPEAN COAL AND STEEL COMMUNITY (ECSC): *Generalisation of criteria for floor vibrations for industrial, office, residential and publicbuilding and gymnastic halls*. European Commission – Technical Steel Research, 2006

[5] FELDMANN, M. ; HEINEMEYER, C. ; BUTZ, C. ; EUROPÄISCHE KOMMISSION, G. F. u. I. (Hrsg.): *Advanced load models for synchronous pedestrian excitation and optimised design guidelines for steel footbridges (SYNPEX)*. Publications Office, 2009

[6] FINA, M. : *Polymorphe Unschärfemodellierung in der nichtlinearen Strukturmechanik – Stabilität von Schalentragwerken, räumliche Variabilität und Metamodellierung*, Karlsruher Institut für Technologie, Diss., 2020

[7] FINA, M. ; LAUFF, C. ; WAGNER, W. : Optimal shell design with polymorphic uncertain parameters. In: BEER, M. (Hrsg.) ; ZIO, E. (Hrsg.) ; PHOON, K.-K. (Hrsg.) ; AYYUB, B. (Hrsg.): *Proc. 8th Int. Symposium on Reliability Engineering and Risk Management*. Sept. 4-7, 2022, Hannover : Research Publishing, 2022

[8] FINA, M. ; PANTHER, L. ; WEBER, P. ; WAGNER, W. : Shell buckling with polymorphic uncertain surface imperfections and sensitivity analysis. In: *ASCE-ASME Journal of Risk and Uncertainty in Engineering Systems Part B: Mech. Eng.* 7 (2021), Nr. 2

[9] FINA, M. ; WAGNER, W. ; GRAF, W. : On polymorphic uncertainty modeling in shell buckling. In: *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering* 38 (2023), Nr. 18, S. 2632–2647

[10] FINA, M. ; WEBER, P. ; WAGNER, W. : Polymorphic uncertainty modeling for the simulation of geometric imperfections in probabilistic design of cylindrical shells. In: *Structural Safety* 82, 101894 (2020)

[11] FISCHER, B. ; SEDLMEIER, A. M. ; ET AL.: Anthropometrische Messungen in der NAKO Gesundheitsstudie – mehr als nur Größe und Gewicht. In: *Bundesgesundheitsblatt - Gesundheitsforschung - Gesundheitsschutz* 63 (2020), Nr. 3, S. 290–300

[12] FREITAG, S. ; PETERS, S. ; EDLER, P. ; MESCHKE, G. : Reliability-based optimization of structural topologies using artificial neural networks. In: *Probabilistic Engineering Mechanics* 70, 103356 (2022)

[13] GRAF, W. ; GÖTZ, M. ; KALISKE, M. : Analysis of dynamical processes under consideration of polymorphic uncertainty. In: *Structural Safety* 52 (2015), S. 194–201

[14] INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION: *ISO 10137: Bases for design of structures - Serviceability of buildings and walkways against vibrations*. 2007

[15] KERR, C. S.: *Human Induced Loading on Staircases*, University of London, Mechanical Engineering Department, Diss., 1998

[16] KRAMER, H. ; KEBE, H. W.: Durch Menschen erzeugte Bauwerksschwingungen. In: *Bauingenieur* 54 (1979), S. 195–199

[17] MATSUMOTO, Y. ; SATO, S. ; NISHIOKA, T. ; SHIOJIRI, H. : A study on dynamic design of pedestrian over-bridges. In: *Transactions of the Japan Society of Civil Engineering (JSCE)* (1972), Nr. 4, S. 50–51

[18] NABAU: *Eurocode - Grundlagen der Tragwerksplanung, prEN 1990:2021*. DIN Deutsches Institut für Normung e. V., 2021

[19] NABAU: *Eurocode 1 - Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken, prEN 1991-2:2021*. DIN Deutsches Institut für Normung e. V., 2021

[20] PACHI, A. ; JI, T. : Frequency and velocity of people walking. In: *The Structural Engineer* 83 (2005), Nr. 3, S. 36–40

[21] PETERSEN, C. ; WERKLE, H. : *Dynamik der Baukonstruktionen*. Springer Fachmedien Wiesbaden, 2017

[22] SAHNACI, C. : *Menscheninduzierte Einwirkungen auf Tragwerke infolge der Lokomotionsformen Gehen und Rennen: Analyse und Modellierung*, Ruhr-Universität Bochum, Diss., 2013

[23] SCHUËLLER, G. : On the treatment of uncertainties in structural mechanics and analysis. In: *Computers & Structures* 85 (2007), Nr. 5–6, S. 235–243

[24] SEILER, C. ; HÜTTNER, S. : Ein einheitliches Modell zur Beschreibung von Fußgängerlasten für verschiedene Bewegungsarten - Theorie, experimentelle Messungen und praktische Anwendung. In: *Bauingenieur* 79 (2004), S. 783–496

[25] TAYLOR, R. : *FEAP*. http://www.ce.berkeley.edu/projects/feap/, 2024

[26] WEBER, P. ; FINA, M. ; WAGNER, W. : Time domain simulation of earthquake exitited buildings using a fuzzy stochastic approach. In: BEER, M. (Hrsg.) ; ZIO, E. (Hrsg.): *Proc. 29th European Safety and Reliability Conference*. Sept. 22-26, Hannover, 2019

[27] YOUNG, P. : *Improved floor vibration prediction methodologies*. ARUP Vibration Seminar, 2001

[28] ZIVANOVIC, S. : *Probability-Based Estimation of Vibration for Pedestrian Structures due to Walking*, University of Sheffield, Diss., 2006

Baustatik – Baupraxis 15, © 2024, Technische Universität Hamburg

Algorithms for Robust Gradient-free Multicriteria Optimization

Abhinav Khedkar, Selina Heinzig, Julien Stöcker, Michael Kaliske

Institute of Structural Analysis, Technische Universität Dresden

Abstract: Cost and environment conscious structural design requires efficient use of resources. Optimizing the utilization of materials while taking into account the uncertainties can make a significant contribution to this goal. To achieve optimal load-bearing behavior, the optimization process is of decisive importance. Since mathematical formulations of an optimization objective often cannot be achieved, gradient-free methods represent a promising approach for this task.

1 Introduction

The methodologies employed in structural optimization are commonly applied in design of engineering structures to achieve an optimal design tailored to the specified purpose. Objectives of optimization may encompass enhancing the structural performance while minimizing the associated cost involved. While optimization serves its purpose, it often overlooks the influence of uncertainties inherent in the structure and potentially leading to catastrophic failure. Accounting for uncertainty during the design optimization is imperative for attaining results reflective of real-world scenarios. Robust Design Optimization (RDO) represents a methodological approach that integrates consideration of uncertainties in the optimization process, yielding designs that are less susceptible to the variations in the system [7]. From engineering standpoint, this implies that structures which are designed with consideration for uncertainty exhibits less deviation in its performance, thereby reducing the maintenance cost over the entire life cycle, without compromising efficiency during the initial construction. This concept is illustrated in Figure 1. The comprehensive process of RDO involves two distinct phases, with an initial sensitivity analysis playing a crucial role in identifying the critical design variables. The first phase of RDO is the quantification of uncertainty, while taking the uncertainty into consideration, the second part focuses on optimizing the design with reduced sensitivity towards uncertainties. In this contribution, the uncertainty quantification is introduced in Section 2, basics about the sensitivity analysis are described in Section 3, the

gradient-free algorithm is introduced in Section 4, surrogate modeling for computationally expensive FEM is discussed in Section 5 and finally conclusion is presented in Section 6.

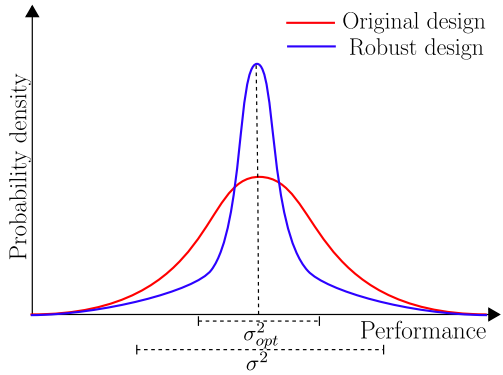


Figure 1: Robust Design Optimization

2 Uncertainty Quantification

Uncertainty is broadly classified into two types: epistemic and aleatoric uncertainty. Epistemic uncertainty is theoretically completely reducible with improved data quality or increased data volume, however in practice, achieving such reduction can be challenging or even unattainable. This form of uncertainty typically arises from lack of information or imprecise knowledge and is commonly modeled using possibilistic approaches such as interval analysis or fuzzy analysis. Aleatoric uncertainty, on the other hand, cannot be reduced and signifies the inherent variability of the system or true randomness. Probabilistic methods like stochastic analysis are employed to model this type of uncertainty. Understanding the nature of the uncertainty facilitates informed decision-making regarding the appropriate uncertainty model. However, in practical applications, capturing the uncertain variable effectively often necessitates a combination of different uncertainty models to accurately represent the uncertainty, which is termed as polymorphic uncertainty [2].

In cases where a scarcity of data impedes the accurate determination of information essential for stochastic analysis, the situation is denoted as one involving Fuzzy Probability-based Randomness. In this context, stochastic variables are interpreted and formulated as fuzzy variables. This modeling approach finds particular application in instances where quantities are derived from experiments with limited repetitions due to the cost associated constraints.

The structure for this polymorphic model is illustrated in Figure 2. The fundamental solution, herein represented by the Finite Element Method (FEM), is enclosed by a stochastic analysis, which is in turn encapsulated within a fuzzy analysis. This implies that, during each fuzzy evaluation, a stochastic analysis is executed, and during each stochastic analysis, the fundamental solution is assessed. Given the iterative nature of this analysis, conducting such

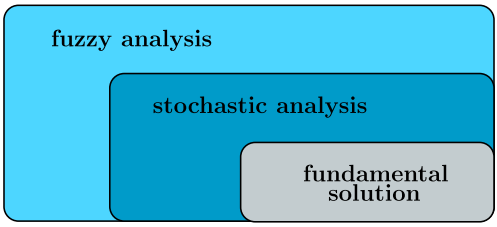


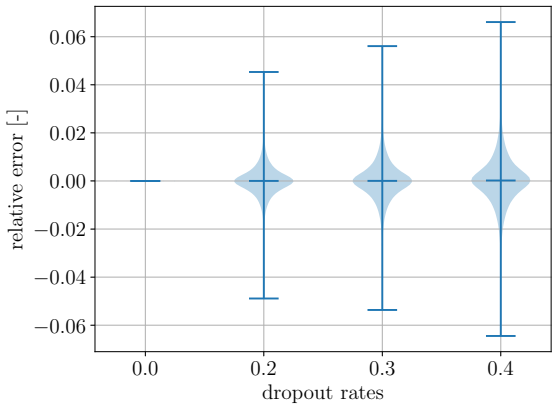
Figure 2: Schematic of fuzzy probability based randomness

assessment for a complex problem can become prohibitively expensive, particularly when fundamental solution itself is computationally intensive.

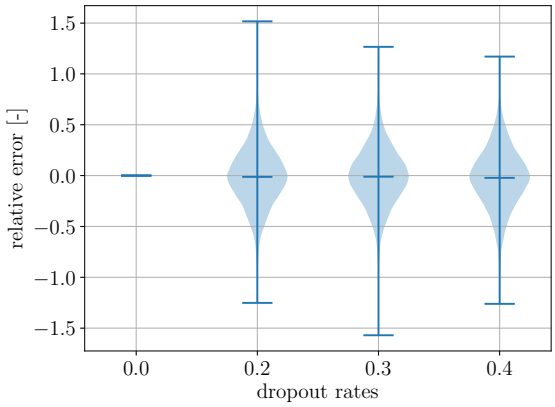
Within the scope of this study, to mitigate the computational costs, the fundamental solution is substituted with a Physics Informed Neural Network (PINN) serving as surrogate. The utilization of the Neural Network (NN) prompts an exploration into the feasibility of applying Monte-Carlo (MC) Dropout, as introduced in [5], as a replacement to the stochastic analysis. This method constitutes a probabilistic deep learning technique, which leverages the application of the dropout even while inference. Dropout as introduced in [11] is a regularization technique that mitigates over fitting by randomly dropping off the neurons during training. This phenomenon could also be exploited during prediction to approximate BAYESian inference. The results obtained from the analysis are investigated to ascertain the applicability of MC Dropout to capture the stochastic behavior. In this study, dense Feed Forward Neural Networks (FFNN) are trained on a dataset representing a linear elastic constitutive description based on the study presented in [12]. These FFNN are implemented with MC Dropout. The relative errors are calculated as $\mathrm{NN}_{\mathrm{dropout}} - \mathrm{NN}_{\mathrm{ref}}$, where $\mathrm{NN}_{\mathrm{ref}}$ is given by the NN output with no dropout. Observations from the conducted test indicate that the MC Dropout effectively introduces uncertainty in the output of the NN, as illustrated in Figure 3. The dropout rate has a great influence in the level of uncertainty introduced. Alongside this parameter, the distribution of the dataset also exerts considerable influence on the results. In the case with unperturbed dataset as illustrated in Figure 3a, the standard deviation associated with the relative error is the lowest and increases with an increase in the dropout rate. Similar trend is noticed in the case of Gumbel distribution as displayed in Figure 3c, however the standard deviation associated is higher than unperturbed dataset and increases further with an increase in the dropout rate. A shift in the mean value is noticed, which could be attributed to distribution of the dataset. In the case with normally distributed dataset as depicted in Figure 3b, the amount of relative error remains effectively constant across all the dropout rates.

3 Sensitivity Analysis

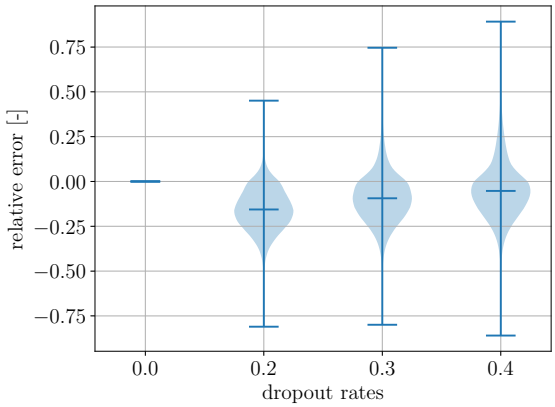
The optimization problem is defined by a set of design parameters; however, in the presence of a large number of design parameters, computational cost escalates. The response is contingent upon all the design parameters, yet the influence of certain parameters on the response



(a) Unperturbed data



(b) Dataset with normal distribution



(c) Dataset with Gumbel distribution

Figure 3: Uncertainty in the NN output due to MC Dropout with different data distributions

is more pronounced than others. The objective of conducting the sensitivity analysis is identify the critical design parameters, thereby streamlining the optimization problem to focus on these pivotal design parameters. The sensitivity analysis encompasses two techniques, local sensitivity analysis and global sensitivity analysis These two methods are grounded in two distinct assumptions.

The local sensitivity analysis centers on the small perturbations in the vicinity of the nominal input value. This is realized by calculating the gradients or partial derivatives of the objective function, facilitating an understanding of the model's behavior in the immediate vicinity around the nominal value. This approach is applied in cases where only slight variation is anticipated and comprehension of its impact on the output values is essential.

On the other hand, the global sensitivity analysis takes into consideration the entire parameter space, exploring a wider range of possible values. It involves using approaches like MC simulation or latin hypercube sampling, to explore the parameter space. It provides a comprehensive assessment of the effect of entire parameter space on the output. Consequently, this approach allows for the identification of the most critical factor and an evaluation of the system's robustness under diverse conditions [9].

4 Gradient-free Optimization

Design optimization constitutes a pivotal yet formidable stage in achieving an efficient structure with comparable performance. The primary objective of design optimization is to identify optimal design parameters that enhance performance, robustness and efficiency concurrently. This formulation represents a multi-objective optimization that is typically addressed by optimization algorithms.

Gradient-based optimization methods employ gradients to determine the search direction in the parameter space. While computationally efficient, these algorithms necessitate the availability of the derivative of the optimization function. A challenge arises when obtaining the required gradients is intricate or when the objectives for optimization exhibits conflicting gradients. Additionally, gradient-based methods are more adept at handling continuous variables [8].

Modern Metaheuristic Algorithms (MA) offer an alternative solution. These population based algorithms are implicitly used in engineering optimization [1]. MAs exhibit robustness against noise and are also adept at discovering the global optimum. However, they entail higher computational efforts, especially when dealing with a substantial number of design parameters. The selection of the optimal optimization algorithm for a given objective function under consideration is an optimization problem in itself [14].

The "No Free Lunch Theorem" states that the performance of all the optimization algorithms when averaged over different objective functions is equivalent [13]. Thus, the superiority of one algorithm over others cannot be unequivocally established. Moreover, the results yielded by different algorithms does not necessarily have to conform to each other. Thus, an essential parameter to consider is the evaluation time of the algorithm.

In this study, the optimization algorithm that is selected for implementation is NSGA-II as introduced in [4]. This optimization algorithm is provided within the Python based framework Pymoo [3]. The schematic representation of the NSGA-II for finding the Pareto set in described in Figure 4. In the generation t, the parent population is described as P_t and the

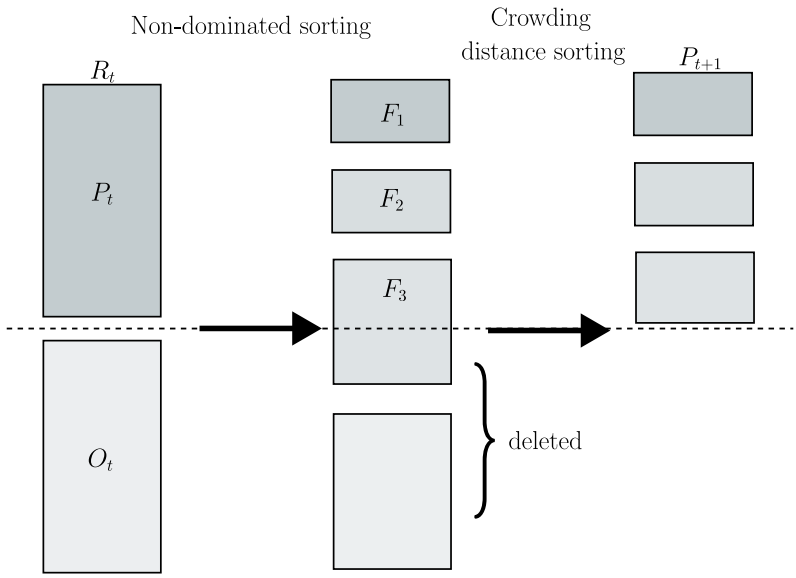


Figure 4: Schematic representation of NSGA-II

offspring population is as O_t. These two combine to form the new population set R_t. Subsequently, non-dominated sorting is applied to categorize individuals into different sets.

An individual solution is considered superior over the other solutions when it exhibits no worse performance across all the objective function, at the same time outperforms the other solutions in at least one objective function. This criterion is termed as fitness. During the assignment of fitness level, least dominated solutions are assigned a higher fitness level and thus allocated to set F_1, subsequently solutions are ranked and allocated to a set. A tournament competition is conducted to select the solutions from these sets. The outcome of the tournament is determined by the set to which the solution belongs. The solution from a lower numbered set is selected as a winner. If both the solutions belong to the same set, then the selected solution is the one with the highest crowd distance. Consequently, from the original population of $2N$, only N are selected to repopulate the population pool.

The re-population is conducted by Simulated Binary Crossover (SBX) and polynomial mutation methods. According to these methods, two offsprings are generated from parents and the degree of variation between parents and offsprings is governed by the crossover index η_c. For large values of η_c, offsprings have a higher probability to resemble parents and for a lower values, the offsprings are distant from the parents. Upon obtaining the Pareto set, the utopia point method gives the single optimal point.

5 Surrogate Model

A class of Artificial Neural Networks termed as Physics Informed Neural Networks (PINN) is introduced in [10]. These NN integrate the physical laws in their training. These physical constraints are introduced as additional loss functions. When the NN optimizes on these loss functions, it concurrently generalizes on the physical constraints. These networks are particularly useful in solving Partial Differential Equations (PDE). Despite their primary application in PDE solving, due to the reduced amount of the data required for training, the versatility of application of PINNs exceeds beyond this domain.

In [6], the potential of PINN as surrogate model is explored for sensitivity analysis. Undertaking uncertainty quantification and optimization is an equally expensive task, necessitating numerous simulations. As an alternative approach, PINNs can be configured with the parameter of interest as an input quantity. Given the reduced reliance on extensive training data, PINNs offer the feasibility of serving as surrogate models in scenarios where traditional methods may be impractical.

Within the framework of PINNs, the networks input encompass spatial and temporal variables in Cartesian coordinates. This allows the differentiation of the network's output with respect to the input. This can be realized with Automatic Differentiation (AD). In the context of a 2D optimization problem of a slab, the thickness of the slab denoted by d could be imposed as an additional input to the PINNs which influences the stiffness of the element. With this formulation, the generated model is a function of d in conjunction with the spatial and temporal variables. However, with this formulation, the model would need a dataset with various values of d. This could hinder the ability of the PINN to extrapolate on this input. Nevertheless, the parameter space of this variable has to be defined to cover all the possibilities.

6 Conclusion

In this publication, the theoretical groundwork for the Robust Design Optimization is laid, defining the components of RDO and the methodology is defined for the future work. Within the RDO, in order to reduce the computational cost, the theoretical possibility to implement PINNs as surrogate is explored, furthermore, the possibility to replace the stochastic analysis within the polymorphic uncertainty framework with MC Dropout is investigated.

According to "No Free Lunch Theorem", no single gradient-free optimization algorithm is superior to the other algorithms for all the use cases. Thus, literature is reviewed to discern the appropriate optimization algorithm for the application towards which this literature study is conducted. Future development involves implementing the discussed literature in order to obtain the substantive results to substantiate the claims.

References

[1] ABDEL-BASSET, M. ; ABDEL-FATAH, L. ; SANGAIAH, A. K.: Metaheuristic algorithms: A comprehensive review. In: *Computational Intelligence for Multimedia Big Data on the Cloud with Engineering Applications* (2018), S. 185–231

[2] BEER, M. ; FERSON, S. ; KREINOVICH, V. : Imprecise probabilities in engineering analyses. In: *Mechanical Systems and Signal Processing* 37 (2013), S. 4–29

[3] BLANK, J. ; DEB, K. : Pymoo: Multi-Objective Optimization in Python. In: *IEEE Access* 8 (2020), S. 89497–89509

[4] DEB, K. ; PRATAP, A. ; AGARWAL, S. ; MEYARIVAN, T. : A fast and elitist multiobjective genetic algorithm: NSGA-II. In: *IEEE Transactions on Evolutionary Computation* 6 (2002), S. 182–197

[5] GAL, Y. ; GHAHRAMANI, Z. : Dropout as a bayesian approximation: Representing model uncertainty in deep learning. In: *International Conference on Machine Learning*, 2016, S. 1050–1059

[6] HAGHIGHAT, E. ; RAISSI, M. ; MOURE, A. ; GOMEZ, H. ; JUANES, R. : A physics-informed deep learning framework for inversion and surrogate modeling in solid mechanics. In: *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering* 379 (2021), S. 113741

[7] KANG, Z. : *Robust design optimization of structures under uncertainties*. Ph.D. thesis, University of Stuttgart, 2005

[8] LACHENMAIER, N. ; BAUMGÄRTNER, D. ; SCHIFFER, H.-P. ; KECH, J. : Gradient-free and gradient-based optimization of a radial turbine. In: *International Journal of Turbomachinery, Propulsion and Power* 5 (2020), S. 14

[9] MORIO, J. : Global and local sensitivity analysis methods for a physical system. In: *European Journal of Physics* 32 (2011), S. 1577

[10] RAISSI, M. : Deep hidden physics models: Deep learning of nonlinear partial differential equations. In: *The Journal of Machine Learning Research* 19 (2018), S. 932–955

[11] SRIVASTAVA, N. ; HINTON, G. ; KRIZHEVSKY, A. ; SUTSKEVER, I. ; SALAKHUTDINOV, R. : Dropout: a simple way to prevent neural networks from overfitting. In: *Journal of Machine Learning Research* 15 (2014), S. 1929–1958

[12] STÖCKER, J. ; HEINZIG, S. ; KHEDKAR, A. A. ; KALISKE, M. : Data-driven computational mechanics: comparison of model-free and model-based methods in constitutive modeling. (under review)

[13] WOLPERT, D. H. ; MACREADY, W. G.: No free lunch theorems for optimization. In: *IEEE Transactions on Evolutionary Computation* 1 (1997), S. 67–82

[14] YILDIZ, A. R.: Comparison of evolutionary-based optimization algorithms for structural design optimization. In: *Engineering Applications of Artificial Intelligence* 26 (2013), S. 327–333

Baustatik – Baupraxis 15, © 2024, Technische Universität Hamburg

Streuung der Traglast von Kreiszylinderschalen unter kombinierter Belastung

Benedikt Kriegesmann[1], Nikas Reuter[1], Stefan Panek[2], Tobias Hartwich[2], Dieter Krause[2]

[1]*Institut für Strukturmechanik im Leichtbau, Technische Universität Hamburg,*
[2]*Institut für Produktentwicklung und Konstruktionstechnik, Technische Universität Hamburg*

Zusammenfassung: Der vorliegende Beitrag zeigt die Ergebnisse einer experimentellen Studie, in der für 22 Kreiszylinderschalen die Traglast unter kombinierter Axialdruck- und Biegebelastung ermittelt wurde. Während die Beullast unter reinem Axialdruck bekanntermaßen stark streut, kann sich diese Streuung mit zunehmender Biegebeanspruchung verändern. Für den Vergleich werden die Ergebnisse aus Last und Moment zu einem normierten Lastfaktor zusammengefasst und als Zufallsfeld betrachtet.

1 Einleitung

Das Beulverhalten axial belasteter zylindrischer Schalen ist ein im letzten Jahrhundert intensiv bearbeitetes Forschungsgebiet. Für eine Übersicht sei hier auf Bücher [9, 10] und Übersichtsartikel [4, 5] verwiesen. Ein Thema, das weitaus weniger Beachtung gefunden hat, ist das Beulen von Zylinderschalen unter kombinierter Belastung. Die meisten Veröffentlichungen, die sich mit Beulen bei kombinierter Beanspruchung befassen, betrachten die Kombination von Axialdruck und Innendruck, z. B. Hutchinson [6], Shen u.a. [8, 7], und Abramovich u.a. [3]. Der Innendruck ist jedoch nicht Gegenstand der vorliegenden Arbeit. Stattdessen liegt der Fokus auf der Kombination von Biegung und axialer Belastung.

Winterstetter und Schmidt [11] stellten eine große Anzahl von Versuchen, hauptsächlich an metallischen Schalen, vor, bei denen axialer Druck mit einem Biege- oder Torsionsmoment, bzw. ein Biegemoment mit Torsionsmoment kombiniert wurden. Die Ergebnisse zeigen eine starke Streuung mit qualitativ unterschiedlichen Kurvenverläufen der Beullast bei variierenden Lastkombinationen. In Bemessungsrichtlinien wird diese Wechselwirkung auf verschiedene Weise berücksichtigt. Während die NASA SP-8007 [1] von einer linearen Wechselwirkung ausgeht, berücksichtigt beispielsweise der Eurocode 3 [2] eine nichtlineare Interaktion, je nachdem, ob Axialdruck mit Biegung oder Axialdruck mit Torsion kombiniert wird.

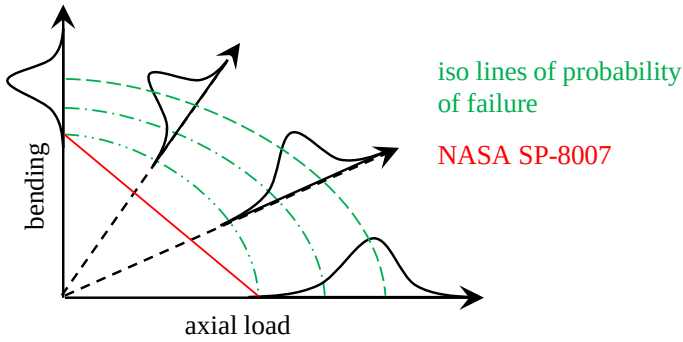


Abbildung 1: Schematisches Interaktionsdiagramm der Beullast unter Axialdruck und Biegung

In der vorliegenden Arbeit wird eine experimentelle Studie vorgestellt, in der 22 isotrope Kunststoffzylinder unter verschiedenen Belastungskombinationen getestet wurden. Für den Vergleich der Ergebnisse, die Validierung der numerischen Simulationen sowie für die Inter-pretation der Ergebnisse wird ein neues Konzept vorgestellt, bei dem der Beullastfaktor als Zufallsfeld betrachtet wird.

2 Experimentelle Untersuchungen

Im Rahmen dieser Studie wurden insgesamt 22 nominell identische, additiv gefertigte Kunststoff-Zylinderschalen untersucht. Es wurden Druckversuche unter unterschiedlichen Lastkombina-tionen bis zum Beulen der Schalen durchgeführt.

2.1 Herstellung der Zylinderschalen

Die Maße der Zylinder lassen sich der Abbildung 2 entnehmen. Die Schalen besitzen einen nominellen Radius von $R = 60mm$, eine nominelle Wanddicke von $t = 1mm$ und wer-den über eine Länge von $L = 100mm$ untersucht. Die Zylinderschalen wurden mit zwei 3D Druckern des Modells Form2 der Marke Formlabs hergestellt. Der Druck erfolgte dabei mittels Stereolithografie (SLA) Verfahren, bei dem flüssiges Harz durch einen Laser ausgehärtet wird. Als Material für den Druck wurde das durchsichtige Kunstharz (Clear Resin V4) der Firma Formlabs verwendet. Anschließend an den Druck wurden die Zylinder in einem Bad aus Isopropanol gereinigt und in dem Gerät Form Cure für eine halbe Stunde nachbehandelt. Der Form Cure härtet die Zylinder mit 405-nm-Licht bei einer Temperatur von 60 ◦ C aus.
Um die Zylinder zu untersuchen und die Geometrie zu erfassen, wurden die Schalen mit einem 3D Scanner des Modells ATOS Compact Scan der Marke Carl Zeiss GOM Metrology GmbH vermessen. Hierbei wird die tatsächliche Geometrie der Zylinder erfasst, indem die äußere und innere Fläche der Schale photogrammetrisch abgetastet wird. Diese Daten bilden die Grundlagen für die Realisierung der geometrischen Imperfektionen und für die Bestimmung der lokalen und globalen Wanddicke.

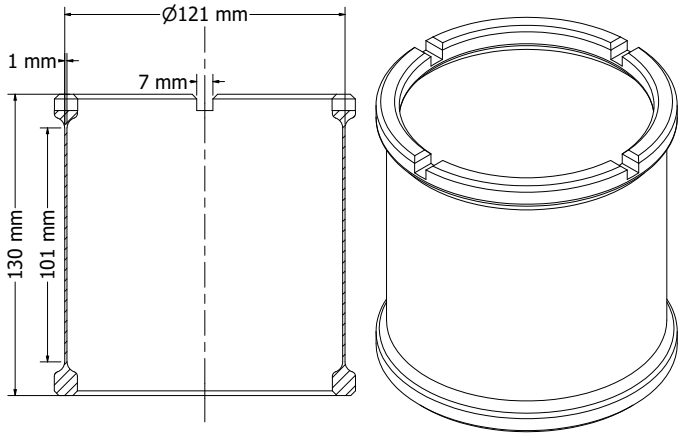


Abbildung 2: Modell der additiv gefertigten Zylinder

2.2 Versuchsaufbau

Die Durchführung der Beulversuche erfolgte an einer Universalprüfmaschine mit einer modifizierten Einspannvorrichtung. Die Zylinder wurden am unteren Rand in einer metallischen Einspannung fixiert, wie in Abbildung 4 dargestellt ist. Diese Vorrichtung verhindert eine Translation in radialer Richtung und beschränkt die Rotation der Zylinder um die eigene Achse an der unteren Einspannung. Die Krafteinleitung erfolgte punktuell über die obere Einspannung. Um eine multiaxiale Belastung zu erzeugen, wurde die Kraft mit unterschiedlichen, definierten Abständen (5mm, 10mm, 15mm, 20mm und 40mm) zur Mittelachse des Zylinders über eine Stahlplatte eingeleitet (siehe auch Abbildung 3). Durch die exzentrische Lasteinleitung wirkt neben der axialen Belastung ein Biegemoment auf die Schale, welches an der unteren Einspannung gemessen werden kann. Um die wirkenden Kräfte und Momente zu erfassen, wurde ein Mehrkomponentenaufnehmer der Firma Gassmann Theiss Messtechnik GmbH angebracht. Diese Kraftmessdose kann Kräfte und Momente in alle Raumrichtungen aufnehmen. Die Zylinder wurden bis zum Eintreten des Beulens getestet, welches sich durch einen plötzlichen, signifikanten Lastabfall äußert. Da die Zylinder im elastischen Bereich beulen, konnte jede Schale mehrfach getestet werden. Die Tests der Zylinder erfolgten in zufälliger Reihenfolge und mit Variation der Richtung der exzentrischen Lasteinleitung für jede Schale.

3 Numerische Simulation

Im Rahmen dieser Arbeit wurden numerische Untersuchungen der idealen Zylinderschale vorgenommen, um die durch Imperfektionen hervorgerufene Reduktion der Beullast quantifizieren zu können. Hierzu wurden Finite-Elemente-Analysen durchgeführt und die Beullast und das Beulmoment mittels Eigenwertanalyse bestimmt. Für das Modell wurden bilineare

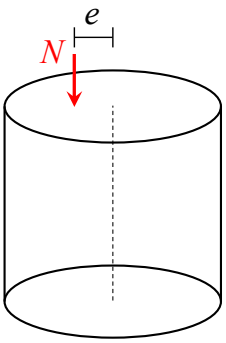


Abbildung 3: Schematische Darstellung der exzentrischen Lasteinleitung.

Abbildung 4: Versuchsaufbau mit einem bereits getesteten und zerstörten Zylinder

Schalenelemente mit reduzierter Integration verwendet und die Axialkraft mit der entsprechenden Exzentrizität auf den oberen Rand des Zylinders aufgebracht. Der in den Simulationen verwendete Wert für den Elastizitätsmodul wurde aus den Last-Verschiebungskurven der Versuche mit zentrischer Belastung ermittelt. Der sich daraus ergebene Mittelwert wurde auf $1800MPa$ gerundet.

4 Ergebnisse

Die in den Versuchen erzielten Beullasten und Beulmomente sind in Abbildung 5 zusammengefasst. In Tabelle 1 sind Mittelwert und Standardabweichung von Beullast und Beulmoment für die untersuchten Exzentrizitäten gegeben. Entsprechend der Erwartungen nimmt bei größerer Exzentrizität der Krafteinleitung die Beullast ab und das Beulmoment zu.

Um die für die verschiedenen Zylinder gefundenen Ergebnisse zu verallgemeinern, wird der Lastfaktor λ wie in Formel (1) eingeführt. Hierbei wird aus der gemessenen Beullast (BL) und dem gemessenen Beulmoment (BM) ein Vektor erstellt. Dieser wird, wie in Abbildung 6 dargestellt, auf den Vektor der idealen Beullast (BL_{perf}) und dem idealen Beulmoment (BM_{perf}) aus der Simulation einer perfekten Zylinderschale projiziert und normiert.

Exzentrizität	Mittelwert Beulmoment	Standardabweichung Beulmoment	Mittelwert Beullast	Standardabweichung Beullast
0 mm	6,74 Nm	4,46 Nm	4911,72 N	904,94 N
5 mm	20,73 Nm	7,09 Nm	4691,75 N	773,02 N
10 mm	32,82 Nm	6,18 Nm	4222,97 N	748,39 N
15 mm	42,82 Nm	7,34 Nm	3838,95 N	631,31 N
20 mm	49,49 Nm	8,18 Nm	3517,89 N	581,65 N
40 mm	66,41 Nm	11,93 Nm	2462,87 N	417,28 N

Tabelle 1: Mittelwert und Standardabweichung von Beulmoment und Beullast

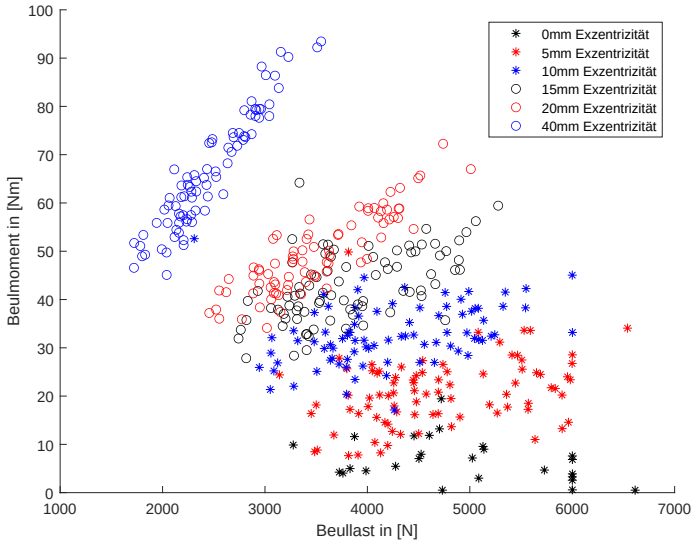


Abbildung 5: Beulmoment dargestellt über Beullast für unterschiedliche Exzentrizitäten der Krafteinleitung

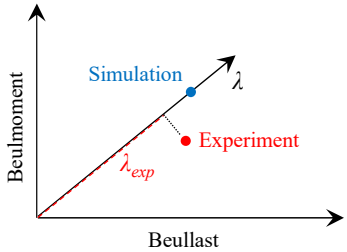


Abbildung 6: Bestimmung des Lastfaktors λ eines Versuchsergebnisses durch Projektion auf den Lastfaktor der idealen Zylinderschale

Exzentrizität	Mittelwert λ	Standardabweichung λ
0 mm	0,7152	0,1318
5 mm	0,7590	0,1251
10 mm	0,7649	0,1356
15 mm	0,7697	0,1269
20 mm	0,7781	0,1287
40 mm	0,7463	0,1264

Tabelle 2: Mittelwert und Standardabweichung von Lastfaktor λ über der Exzentrizität

$$\lambda = \frac{\sqrt{BL^2 + BM^2}}{\sqrt{BL_{perf}^2 + BM_{perf}^2}} \cdot cos\left(tan^{-1}\left(\frac{BM}{BL}\right) - tan^{-1}\left(\frac{BM_{perf}}{BL_{perf}}\right)\right) \tag{1}$$

Die Ergebnisse als Lastkombinationen sind in Abbildung 7 dargestellt. Mittelwert und Standardabweichung sind für alle Exzentrizitäten in Tabelle 2 zusammengefasst. Sowohl Mittelwert als auch Standardabweichung nehmen über die unterschiedlichen Exzentrizitäten sehr ähnliche Werte an. Die Darstellung in Abbildung 7 verdeutlicht, dass es sich bei der Verteilung der Beullast um ein eindimensionales Zufallsfeld handelt, dessen Koordinate die Exzentrizität ist. Ist dieses Zufallsfeld charakterisiert, so lässt sich für jede beliebige Exzentrizität die Wahrscheinlichkeitsverteilung des Lastfaktors bestimmen, und so eine probabilistisch motivierte Bemessungsgrenze (z.B. das 1%-Quantil) bestimmen. Im vorliegenden Fall ändert sich die Wahrscheinlichkeitsverteilung nicht in Abhängigkeit der Koordinate. Es liegt somit ein stationäres Zufallsfeld vor. Mit dieser Erkenntnis lässt sich der Quantilwert für die getesteten Exzentrizitäten auch auf dazwischenliegende Exzentrizitäten übertragen.

Für einen steigenden Anteil des Biegemoments ist jedoch zu erwarten, dass sich der Mittelwert des Lastfaktors dem Wert eins nähert und die Standardabweichung sinkt. Für diesen Bereich müsste ein komplexeres Modell zur Beschreibung des Zufallsfeldes gewählt werden. Es lassen sich zwei potentielle, wesentliche Ursachen dafür identifizieren, dass dieser Effekt bei den im Rahmen dieser Studie untersuchten Zylinder nicht zu erkennen ist:

- Die getesteten Zylinder haben mit einem Verhältnis von $R/t = 60$ eine sehr geringe Schlankheit, was bekanntermaßen zu einer geringen Sensitivität der axialen Beullast gegenüber geometrischen Imperfektionen führt. Der Einfluss von Dicken- und Materialschwankungen ist auf Beullast und Beulmoment ähnlich stark ausgeprägt.
- Der vorhandene Versuchsaufbau ermöglicht es nicht, Biegemomente ohne signifikante axiale Belastung aufzubringen. Die Kombinationen aus Axialkraft und Moment, die getestet werden konnten, besitzen allesamt einen sehr hohen Anteil der Axiallast.

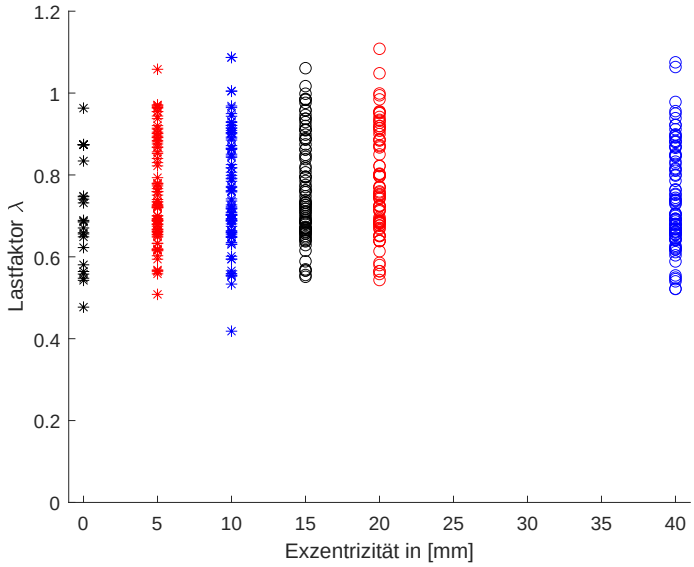


Abbildung 7: Lastfaktor λ dargestellt über Exzentrizität der Krafteinleitung

5 Schluss

Der vorliegende Beitrag demonstriert, wie die sich ändernde Verteilung der Traglast multiaxial belasteter Schalen infolge einer Variation der Lastkombination als Zufallsfeld aufgefasst werden kann. Im vorliegenden Fall ist die Exzentrizität der Lasteinleitung der Parameter, der die Koordinate dieses Zufallsfeldes repräsentiert. Aufgrund der geringen Schlankheit der getesteten Zylinder, und dem geringen Anteil des aufgebrachten Biegemomentes verändert sich die Verteilung der Traglast mit zunehmender Exzentrizität kaum. Um den erwarteten Effekt einer sich ändernden Verteilung zu beobachten, werden in einer zukünftigen Studie Zylinder mit größerem R/t-Verhältnis getestet. Weiterhin werden deutlich größere Zylinder untersucht, die auf einer Hexapod-Prüfanlage getestet werden. Diese ist in der Lage, Moment und Axialkraft unabhängig voneinander aufzubringen und somit den ganzen Bereich möglicher Lastkombinationen abzudecken.

Literatur

[1] NASA: Buckling of Thin-Walled Circular Cylinders. 1968 (NASA SP-8007). – Forschungsbericht

[2] CEN: General Rules: Strength and Stability of Shell Structures. Brussels, Belgium, 2007 (EN 1993-1-6). – Eurocode 3 Part 1.6

[3] ABRAMOVICH, H. ; SINGER, J. ; WELLER, T. : Repeated buckling and its influence on the geometrical imperfections of stiffened cylindrical shells under combined loa-

ding. In: *International Journal of Non-Linear Mechanics* 37 (2002), Jun., Nr. 4–5, 577–588. http://dx.doi.org/10.1016/S0020-7462(01)00085-3. – DOI 10.1016/S0020–7462(01)00085–3. – ISSN 0020–7462

[4] ARBOCZ, J. : Past, Present and Future of Shell Stability Analysis. In: *Zeitschrift für Flugwissenschaften und Weltraumforschung* 5 (1981), Nr. 6, S. 335–348

[5] ELISHAKOFF, I. : Uncertain Buckling: Its Past, Present and Future. In: *International Journal of Solids and Structures* 37 (2000), Nov., Nr. 46-47, S. 6869–6889. http://dx.doi.org/10.1016/S0020-7683(99)00318-2. – DOI 10.1016/S0020–7683(99)00318–2. – ISSN 0020–7683

[6] HUTCHINSON, J. : Axial buckling of pressurized imperfect cylindrical shells. In: *AIAA journal* 3 (1965), Nr. 8, 1461–1466. http://arc.aiaa.org/doi/pdf/10.2514/3.3169

[7] SHEN, H.-S. : Postbuckling of shear deformable cross-ply laminated cylindrical shells under combined external pressure and axial compression. In: *International Journal of Mechanical Sciences* 43 (2001), Nov., Nr. 11, 2493–2523. http://dx.doi.org/10.1016/S0020-7403(01)00058-3. – DOI 10.1016/S0020–7403(01)00058–3. – ISSN 0020–7403

[8] SHEN, H.-s. ; ZHOU, P. ; CHEN, T.-y. : Postbuckling analysis of stiffened cylindrical shells under combined external pressure and axial compression. In: *Thin-Walled Structures* 15 (1993), Jan., Nr. 1, 43–63. http://dx.doi.org/10.1016/0263-8231(93)90012-Y. – DOI 10.1016/0263–8231(93)90012–Y. – ISSN 0263–8231

[9] SINGER, J. ; WELLER, T. ; ARBOCZ, J. : *Buckling Experiments: Experimental Methods in Buckling of Thin-Walled Structures*. Bd. 1. Wiley, New York, 1997

[10] SINGER, J. ; WELLER, T. ; ARBOCZ, J. : *Buckling Experiments: Experimental Methods in Buckling of Thin-Walled Structures*. Bd. 2. John Wiley & Sons, Inc. http://onlinelibrary.wiley.com/doi/10.1002/9780470172995.fmatter/pdf. - ISBN 978–0–470–17299–5

[11] WINTERSTETTER, T. A. ; SCHMIDT, H. : Stability of circular cylindrical steel shells under combined loading. In: *Thin-Walled Structures* 40 (2002), Okt., Nr. 10, 893–910. http://dx.doi.org/10.1016/S0263-8231(02)00006-X. – DOI 10.1016/S0263–8231(02)00006–X. – ISSN 0263–8231

Baustatik – Baupraxis 15, © 2024, Technische Universität Hamburg

Versuchstechnische Bestimmung von Kennwerten im Gerüstbau

Stefan Lauterbach

KIT Stahl- und Leichtbau - Versuchsanstalt für Stahl, Holz und Steine

Zusammenfassung: Gerüste sind temporäre Bauwerke, die für einen schnellen Auf- und Abbau konzipiert sind, so dass oft Steck-, Keil- oder Hakenverbindungen verwendet werden. Deren Eigenschaften können üblicherweise nicht auf Grundlage von Technischen Baubestimmungen ermittelt werden, so dass Versuche notwendig sind. Zeitliche und wirtschaftliche Aspekte führen folglich zu der Frage nach der relevanten Anzahl an Versuchen und wie mit deren Unschärfe umzugehen ist.

1 Einleitung

Gerüste sind temporäre Bauwerke aus vorgefertigten Bauteilen, welche im Bauwesen, im Anlagen- oder aber auch im Fahrzeugbau eingesetzt werden. Sie dienen oftmals als Arbeits- oder Schutzgerüste, wie sie in [5, 3] geregelt sind. Aber auch als Traggerüste nach [8], wie bspw. bei Brückenbauwerken, können diese eingesetzt werden. Unabhängig von der Art des Einsatzes zeichnen sich diese Konstruktionen dadurch aus, dass sie einen Bausatz bilden, aus welchen beliebige Bauwerke errichtet werden können. Weiterhin sind Gerüste für einen schnellen Auf- und Abbau konzipiert, so dass oftmals Steck-, Keil- oder Hakenverbindungen verwendet werden. Diesen Verbindungen ist gemein, dass sie i.d.R. nicht auf Grundlage der Technischen Baubestimmungen, wie bspw. [9, 10], bewertet werden können, da keine adäquaten Berechnungsmodelle existieren. Folglich können Kennwerte dieser Verbindungen nur versuchstechnisch ermittelt werden. Jedoch sei erwähnt, dass Versuche nicht verwendet werden dürfen, um konservative Annahmen in den Normen zu umgehen.

In Abb. 1 sind zwei Beispiele dargestellt - ein Riegelanschluss eines Modulgerüsts und die Einhängung einer horizontale Ebene. Ein Modulknoten ist eine Keilverbindung zwischen einem Riegel und der Lochscheibe eines Stiels. Die horizontale Ebene, welche alle Belagelemente in einem Gerüstfeld bezeichnet, wird im Weiteren detailliert betrachtet, da hierbei einige Aspekte der Unschärfe und deren Umgang eingehen.

Abbildung 1: Verbindungen im Gerüstbau: Modulknoten (links), horizontale Ebene (rechts)

Anmerkung: Aufgrund der Wahrung von Betriebsgeheimnissen sind die in diesem Beitrag verwendeten Versuchsdaten in anonymisierter und leicht abgewandelter Form enthalten, ohne die grundsätzliche Aussage zu verändern. Ein direkter Bezug zu tatsächlichen Versuchen liegt damit nicht vor. Auch stehen die Fotos in Abb. 1 bewusst in keinem Zusammenhang mit den Versuchsdaten.

2 Versuche zum Tragverhalten einer horizontalen Ebene

2.1 Planung, Aufbau und Durchführung

Wie in Abschnitt 1 beschrieben, steht die Ermittlung der Kennwerte, also der Tragfähigkeit und Steifigkeit, im Fokus der Versuche. Um diese aus Versuchen ableiten zu können, muss der Versuchsaufbau inklusive der Randbedingungen einem repräsentativen Gerüstausschnitt entsprechen. Es ist zwingend erforderlich, dass bereits bei der Planung eine Idee besteht, wie die Versuche ausgewertet werden sollen, da bspw. ungünstig gewählte Positionen der Messtechnik zu einem enormen Berechnungsaufwand führen können, um die zu erzielenden Kennwerte ableiten zu können.

Für standardisierte Versuche, wie bspw. die der horizontalen Ebene, sind in [4, Anhang A] Aufbauten beschrieben. Abb. 2 zeigt den repräsentativen Gerüstausschnitt, welcher aus zwei Gerüstfeldern besteht - drei Rahmen und den Belagelementen. Letztere stellen eine Art Schubfeld dar, die die Rahmen untereinander koppeln. Die gedachte Fassade befindet sich auf der Rückseite. Weiterhin sind die Randbedingungen sowie die Positionen der Lasteinleitung und der Sensoren angegeben. In [1, Abs. 4.3.2.1] wird die ergänzende Festlegung getroffen, dass der Festpunkt parallel zur Fassade am mittleren Rahmen vorzusehen ist. Die Belagelemente werden zu Versuchsbeginn üblicherweise mittig auf die Belagriegel gelegt, so dass die Last F_H^n und damit auch die Verschiebung δ_m des mittleren Rahmens in zwei Richtungen aus der Nulllage heraus erfolgen kann. Eine ausgezeichnete Richtung gibt es hierbei nicht.

In [7, Abs. 7.2] wird das grundlegende Vorgehen beschrieben, wie Versuche durchzuführen sind. Bei Verbindungen, welche bestimmungsgemäß Belastungswechsel mit Vorzeichenum-

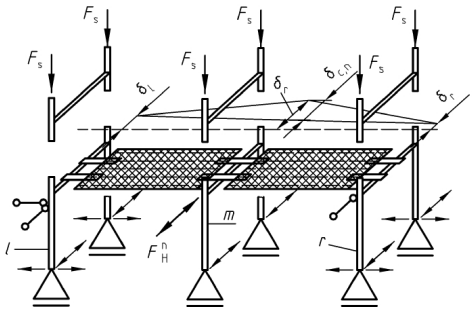


Abbildung 2: Versuchsaufbau: horizontale Ebene mit Belastung normal zur Fassade (aus [4, Bild A.1] entnommen)

kehr der Last erhalten können, sind nach [2, G05-3] zunächst drei vollständige Zyklen auf dem Niveau von $1{,}50\,kN$ zu durchfahren, bevor die Last bis zum Versagen, also dem Erreichen einer Höchstlast oder dem Auftreten von großen Verformungen, gesteigert wird. Auf diesem Weg sind einige vollständige Entlastungen vorzusehen. Die zyklischen Belastungen dienen dazu, einen gewissen Gebrauchszustand zu simulieren, aber auch das anfängliche Spiel, also das nahezu kraftlose Verschieben der beteiligten Komponenten gegenseitig, zu bestimmen. Letzteres tritt typischerweise bei Versuchen mit horizontalen Ebenen auf, bei welchen die Belagelemente über Haken lose auf den Belagriegeln aufliegen, siehe Abb. 1 im rechten Bild. Nach Überwinden des Spiels treten typischerweise nicht-starre Anschlusscharakteristiken an den Verbindungen auf.

Bei der Festlegung der Anzahl an relevanten Versuchen spielen neben den statischen auch wirtschaftliche Aspekte eine Rolle. In Bezug auf letztere ist eine möglichst geringe Anzahl an Versuchen anzustreben. Jedoch muss die Grundgesamtheit auch die jeweiligen Untersuchungen adäquat abbilden und das Ergebnis muss reproduzierbar sein. Nach [7, Abs. 7.2.2] sind für jeden untersuchten Kennwert mindestens fünf Versuche durchzuführen. Dies wird durch [1, Abs. 4.2] für Zulassungsversuche relativiert, da eine verringerte Versuchsanzahl nur dann ausreichend ist, wenn für alle die gleiche Versagensursache vorliegt. Ansonsten sind bis zu zehn Versuche notwendig. Für Verbindungen, deren Tragmechanismus maßgeblich durch Reibung dominiert wird, wie es bspw. bei Kupplungen im Gerüstbau der Fall ist, sind mindestens zehn Versuche erforderlich.

2.2 Versuchsergebnisse

Insgesamt wurden fünf Versuche durchgeführt, welche alle die gleiche Versagensursache zeigten. Somit ist diese Anzahl ausreichend als Grundgesamtheit für eine statistische Auswertung. In Abb. 3 sind die aufgezeichneten Last-Verformungskurven dargestellt - die Versuchslast F_H^n über der Relativverschiebung δ_m des mittleren Rahmens in Bezug auf die beiden äußeren Rahmen (δ_l, δ_r).

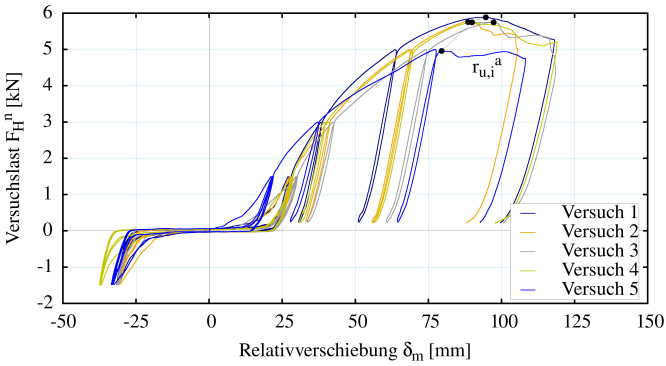


Abbildung 3: Horizontale Ebene: aufgezeichnete Last-Verformungskurven

Der Vergleich der Versuchskurven zeigt, dass sich unter jeweils gleicher Belastung von einander abweichende Relativverschiebungen δ_m einstellen und auch in Bezug auf die erreichten Höchstlasten $r_{u,i}^a$ Unterschiede vorliegen. Diese Unschärfe entsteht durch die natürliche Streuung der Werkstoffeigenschaften und der Geometrien, welche auch als alliatorische Unschärfe bezeichnet wird.

2.3 Werkstoff und Geometrie

Die in den Versuchen verwendeten Bauteile bzw. deren Komponenten weisen i.d.R. keine nominellen Querschnittsabmessungen und Werkstoffeigenschaften auf, welche über Werkstoffproben und Maßkontrollen bestimmt werden. Sofern Abweichungen sich günstig auf Versuchsergebnisse auswirken, sind die Abminderungsbeiwerte $\xi_Q{=}t_{act}/t_{nom}$ (Geometrie) und die $\xi_a{=}f_{y,act}/f_{y,nom}$ (Werkstoff) zu berücksichtigen. Diese sind das Verhältnis des tatsächlichen (act) zum nominellen (nom) Kennwert. Im Allgemeinen kann der Einfluss der Abweichungen einzelner Komponenten nicht quantifiziert bzw. untereinander gewichtet werden, so dass der jeweils maximale Abminderungsfaktoren zu berücksichtigen ist, was i.d.R. zu einer konservativen Bewertung führt. Abminderungsfaktor von einzelnen Komponenten dürfen nur aus der Auswertung ausgenommen werden, sofern dies begründet werden kann.

2.4 Auswertung von Versuchsergebnissen

2.4.1 Bestimmung der Tragfähigkeit

Die Tragfähigkeit der horizontalen Ebene wird ausgehend von den in den einzelnen Versuchen erreichten Höchstlasten ($r_{u,i}^a$) ermittelt. Bevor eine statistischen Aussage erfolgen kann, sind diese zunächst auf ein einheitliches Niveau $r_{u,i}^c$ zu bringen, siehe Gl. (1), um dann die tatsächliche Unschärfe in den Versuchsergebnissen statistisch bewerten zu können. Ohne die Bereinigung der alliatorischen Unschärfe liegt keine Aussage über die tatsächliche Streuung vor, da vermeintlich einheitliche Versuchskurven nach der Bereinigung eine deutliche

Streuung aufweisen könnten. Aus diesem Grund ist es sinnvoll, für eine Versuchsreihe nur Versuchsmaterial zu verwenden, deren Komponenten jeweils einer Herstellungscharge entstammen.

$$r^c_{u,i} = r^a_{u,i}/\xi_Q/\xi_a \tag{1}$$

Im Allgemeinen darf davon ausgegangen werden, dass die Grenzwerte $r^c_{u,i}$ logarithmisch normalverteilt sind. Folglich sind diese in den logarithmischen Raum zu transformieren (y_i) und deren arithmetischer Mittelwert ($\bar{y}$) zu bilden. Anschließend wird die Standardabweichung s_y bestimmt.

$$y_i = \ln(r^c_{u,i}) \tag{2}$$

$$\bar{y} = \frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n} y_i \tag{3}$$

$$s_y = \sqrt{\frac{1}{n-1}\sum_{i=1}^{n}(y_i - \bar{y})^2} \tag{4}$$

Wie in Abs. 2.1 bereits erwähnt, wird aus wirtschaftlichen Gründen i.d.R. nur die notwendige Anzahl an Versuchen durchgeführt. Um dennoch eine statistisch belastbare Aussage zu ermöglichen, wird der Faktor $k_{s,k}$ eingeführt, wie er in [7, Tab. 4] angegeben ist. Mit diesem wird die Standardabweichung beaufschlagt, um die epistemische Unschärfe bei einer geringen Anzahl an Versuchen zu berücksichtigen, siehe Gl. (5) zur Bestimmung des 5%-Fraktilwerts y_5.

$$y_5 = \bar{y} - k_{s,k} \cdot s_y \tag{5}$$

In Abb. 4 ist der Faktor $k_{s,k}$ in Abhängigkeit der Anzahl i an Versuchen dargestellt, wie er in [7, Tab. 4] gegeben ist. Dieser Verlauf zeigt, dass bis i=5 Versuchen der Wert sich stark verringert, um dann für $i \to \infty$ asymptotisch gegen den Wert $1{,}81$ zu streben. Dieser Verlauf

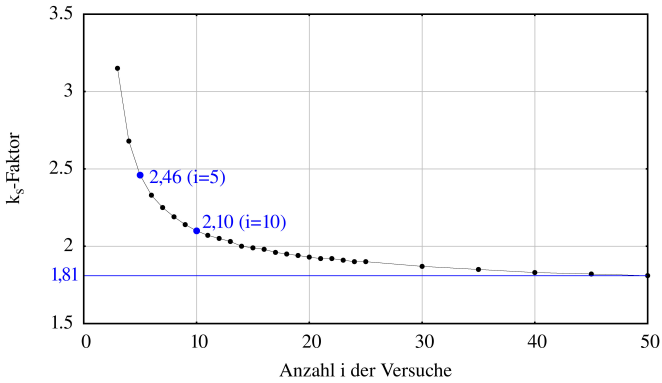


Abbildung 4: Faktor $k_{s,k}$ zur Berücksichtigung der epistemische Unschärfe

verdeutlicht die geforderte Mindestanzahl von fünf Versuchen, sofern die gleiche Versagensursache vorliegt. Auch ist ab einer Versuchsanzahl > 10 der Aufwand enorm, um den k_s-Faktor spürbar zu reduzieren, was aus ersichtlichen Gründen üblicherweise nicht praktiziert wird. Um den Bemessungswert der Tragfähigkeit $R_{k,b}$ zu bestimmen, erfolgen die Rücktransformation aus der logarithmischen Normalverteilung sowie die anschließende Abminderung mit Teilsicherheitsbeiwert γ_M=1,1 nach [5, Abs. 10.3.2.2], wie Gl. (6) sie angibt.

$$R_d = R_{k,nom}/\gamma_M = e^{y_5}/\gamma_M \tag{6}$$

2.4.2 Last-Verformungsbeziehung

Nach [2, G05-3] ist abweichend von [7, Abs. 10.10] bei der Auswertung von horizontalen Ebenen ausschließlich die Belastungskurve zu verwenden. Da diese Versuche mit einer zyklischen Belastung erfolgen, werden die einzelnen Versuchskurven im positiven wie auch negativem Bereich, nach Überwinden des Spiels, jeweils durch eine lineare Funktion approximiert. Hierfür sind die Stützstellen entsprechend dem Verlauf zu wählen. Der Abstand der beiden Schnittpunkte der approximierten Steifigkeitsfunktionen c_1 und c_2 mit der Abszisse werden als doppeltes Spiel $2 \cdot f_0$ interpretiert.

Die ermittelten Steifigkeitsfunktionen können direkt statistisch ausgewertet werden, da geometrische oder werkstofflichen Abweichungen nicht zu berücksichtigen sind, wie es bspw. in [6] für Palettenregale beschrieben ist. Die statistische Auswertung der Steifikgeiten erfolgt nicht über die Steifigkeiten, sondern über die zugehörigen Nachgiebigkeiten, aus denen dann der arithmetische Mittelwert $\bar{x}_j$ gebildet wird. Da die Verschiebungsgrößen, und damit auch die Steifigkeiten, als logarithmisch normalverteilt angenommen werden, wird über die Transformation der Steifigkeiten in den logarithmischen Raum letztendlich der Variationskoefizient $V_{x,j}$ bestimmt, siehe Gl. (7)-(11).

$$\bar{x}_j = \frac{n}{\sum_{i=1}^{n} \frac{1}{x_{i,j}}} \tag{7}$$

$$y_{i,j} = \ln x_{i,j} \tag{8}$$

$$\bar{y}_j = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^{n} y_{i,j} \tag{9}$$

$$S_{y,j} = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^{n} y_{i,j} - \bar{y}_j^2} \tag{10}$$

$$V_{x,j} = \sqrt{e^{S_{y,j}^2} - 1} \tag{11}$$

Um die Last-Verformungsbeziehung auf Bemessungsniveau zu bringen, wird die mittlere Steifigkeit $\bar{y}_j$ durch den Abminderungsbeiwert a dividiert, siehe Gl. (12), welcher vom Variationskoeffizient $V_{x,j}$ abhängig ist.

$$c_j = \bar{y}_j / a_j \qquad \text{mit} \qquad a_j = 1{,}1 - V_{x,j} \leq 1{,}0 \tag{12}$$

Die Steifigkeitsfunktion ist bis zur Tragfähigkeit R_d, siehe Abs. 2.4.1, zu führen. Sofern der Variationskoeffizient $V_{x,j} \leq 0{,}1$ ist, ist keine Abminderung vorzunehmen, wohingegen bei $V_{x,j} \geq 0{,}4$ eine statistische Auswertung nicht sinnvoll erscheint und die Konfiguration konstruktiv anzupassen ist. Diese Steifigkeitsfunktion ist als Bemesungswert anzusehen, so dass der Teilsicherheitsbeiwert γ_M nicht mehr zu berücksichtigen ist. In Abb. 5 sind die Versuchskurven der ausgewerteten Last-Verformungsbeziehung gegenübergestellt. Hierfür wurden die Versuchskurven in die Nulllage verschoben, so dass die Spiel f_0 im Ursprung beginnt und symmetrisch zu diesem ist.

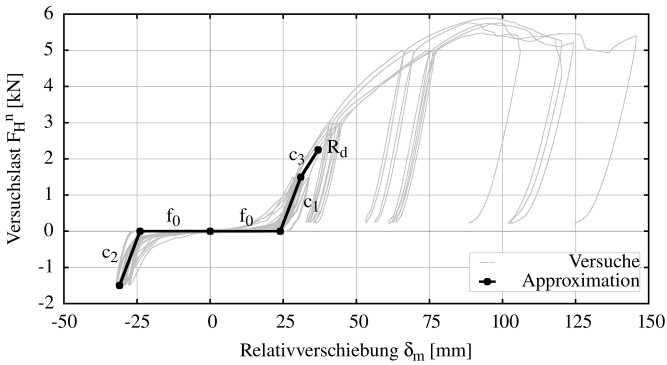


Abbildung 5: Horizontale Ebene: Vergleich der Steifigkeitsfunktion mit den Versuchskurven

Üblicherweise wird bei den horizontalen Ebenen die Belastungsrichtung nicht unterschieden und eine vereinheitlichte Kennlinie für beiden Richtungen angegeben. Sofern die Abweichung zwischen den zugehörigen Steifigkeiten (hier c_1 und c_2) nicht größer als 10% ist, wird der arithmetische Mittelwert verwendet, anderenfalls ist der ungünstigere der beiden Werte zu verwenden, siehe hierzu [7, Abs. 10.10].

3 Schlussbemerkung

In diesem Beitrag wurde die Auswertung von versuchstechnisch ermittelten Kennwerten von Verbindungen im Gerüstbau nach [7] vorgestellt. Da die hergestellten Bauteile bzw. deren Komponenten i.d.R. keine nominellen geometrischen und werkstofflichen Eigenschaften aufweisen, entsteht folglich eine natürliche, alliatorische Unschärfe in den Versuchsergebnissen. Aufgrund der Abminderung mit den maximalen Faktoren der beteiligten Komponenten, entstehen oftmals konservative Bewertungen der Ergebnisse. Auch die epistemische Unschärfe, welche durch die üblicherweise geringe Anzahl an Versuchen bedingt ist, wird in der statistischen Auswertung berücksichtigt.

Literatur

[1] Deutsches Institut für Bautechnik: *Zulassungsgrundsätze für Arbeits- und Schutzgerüste - Anforderungen, Berechnungsannahmen, Versuche, Übereinstimmungsnachweise*. April 2008

[2] Deutsches Institut für Bautechnik: *Aus der Arbeit des Sachverständigenausschuss "Gerüste"*. Januar 2019

[3] Norm DIN 4420-1 März 2004. *Arbeits- und Schutzgerüste - Teil 1: Schutzgerüste - Leistungsanforderungen, Entwurf, Konstruktion und Bemessung*

[4] Norm DIN EN 12810-2 März 2004. *Fassadengerüste aus vorgefertigten Bauteilen - Teil 2: Besondere Bemessungsverfahren und Nachweis*

[5] Norm DIN EN 12811-1 Februar 2003. *Temporäre Konstruktionen für Bauwerke, Teil 1: Arbeitsgerüste - Leistungsanforderungen, Entwurf, Konstruktion und Bemessung*

[6] Norm DIN EN 15512 Juni 2022. *Ortsfeste Regalsysteme aus Stahl - Verstellbare Palettenregale - Grundlagen der statischen Bemessung*

[7] Norm DIN EN 12811-3 Februar 2003. *Temporäre Konstruktionen für Bauwerke, Teil 3: Versuche zum Tragverhalten*

[8] Norm DIN EN 12812 Dezember 2008. *Traggerüste - Anforderungen, Bemessung und Entwurf*

[9] Norm DIN EN 1993-1-1 - Entwurf August 2020. *EUROCODE 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*

[10] Norm DIN EN 1993-1-8 - Entwurf März 2021. *EUROCODE 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten - Teil 1-8: Bemessung von Anschlüssen*

Baustatik – Baupraxis 15, © 2024, Technische Universität Hamburg

Optimierung der Rissbildung von Stahlbetonbrücken durch Verstärkung mit Faserbeton unter Berücksichtigung von Unschärfen

Stefanie Schoen[1], **Philipp Edler**[1], **Vladislav Gudžulić**[1], **Steffen Freitag**[2], **Günther Meschke**[1]

[1]*Institut für Statik und Dynamik, Ruhr-Universität Bochum, Deutschland* [2]*Institut für Baustatik, Karlsruher Institut für Technologie (KIT), Deutschland*

Zusammenfassung: Um frühzeitige Rissbildung in Stahlbetonbrücken zu vermeiden, bedarf es innovativer Materialien und Konzepte. In diesem Beitrag werden zwei mögliche Querschnitte - herkömmlich und mit Faserbeton verstärkt - einer vorgespannten Stahlbetonbrücken hinsichtlich Rissbreite und Tragfähigkeit unter Berücksichtigung von Unschärfen miteinander verglichen. Mithilfe von FE-Simulationen und Ersatzmodellen werden diese Aspekte analysiert.

1 Einleitung

Stahlbeton- und Spannbetonbrücken sind für eine lange Nutzungsdauer ausgelegt, müssen jedoch oft aufgrund frühzeitiger Korrosion bereits vor Erreichen der erwarteten Lebensdauer in Stand gesetzt werden. Eine Lösung zur Reduzierung der Rissweiten liegt in der Anwendung von alternativen Materialien wie Stahlfaserbeton (engl. steel fiber reinforced conrete - SFRC). SFRC ist eine Zusammensetzung aus herkömmlichen Beton und zufällig verteilten Stahlfasern, die während des Mischprozesses beigefügt werden. Diese Fasern verbessern die Dehnbarkeit des Betons nach dem Auftreten von Rissen. SFRC kann individuell angepasst werden, um spezifischen Anforderungen gerecht zu werden, basierend auf unterschiedlichen Fasergeometrien wie Mikrofasern oder Makrofasern mit variabler Verankerung, unterschiedlichen Faseranteilen und einer breiten Palette von Betonmischungen [6].

Bei der Bemessung von Fertigteilbrücken mit einer Ortbetonsicht aus Stahlfaserbeton ergeben sich Herausforderungen aufgrund des derzeitigen Mangels an Richtlinien für die Konstruktion mit Faserbeton. Aus dem Grund wird in diesem Beitrag für die Bemessung anstelle

von herkömmlichen Sicherheitsfaktoren ein Zuverlässigkeitsdesign-Optimierungsansatz unter Berücksichtigung von aleatorischer und epistemischer Unschärfen angewendet [2]. Aleatorische Unschärfen werden durch eine bekannte Variabilität aufgrund umfangreicher Daten charakterisiert und daher durch stochastische Verteilungen modelliert. Im Gegensatz dazu beziehen sich epistemische Unschärfen auf Wissenslücken, wie beispielsweise die genaue Ausrichtung der Fasern im Beton. Epistemische Unschärfen werden durch Intervalle oder Fuzzy Zahlen modelliert.

Mit Hilfe eines Mehrstufigen-Modells zur Analyse von SFRC Bauteilen, kann der Einfluss verschiedener Fasertypen, -anteile und -orientierungen auf die Tragwerksantwort bewertet werden [13]. Ziel dieses Beitrages ist es, den Einfluss des Mittelwertens und der Standardabweichung auf die erforderliche Menge an Stahlbewehrung zu untersuchen.

2 Rissmodellierung von Stahl- und Stahlfaserbeton

Das Rissverhalten von Beton unter Zug wird durch ein diskretes Riss-Finite-Element-Modell [9] berücksichtigt. Dieses Modell zeichnet sich durch kohäsive Interface-Elemente aus, welche zwischen linear-elastischen Finite-Elementen eingefügt werden. Das Bruchverhalten von normalem Beton und faserverstärktem Beton wird durch die Summe von zwei separaten nichtlinearen Traktions-Rissbreitenbeziehungen (engl. traction-seperation-law) $\boldsymbol{t} = \boldsymbol{t}^{\text{Beton}} + \boldsymbol{t}^{\text{Fasern}}$ im Integrationspunkt jedes Interface-Elementes modelliert. Die Traktions - Rissbreitenbeziehung beschreibt den Zusammenhang zwischen den Zugspannungen $\boldsymbol{t}$ und der effektive Rissöffnung w.

2.1 Materialmodell für Normalbeton und Faserbeton

Unter Berücksichtigung des Verhaltens von Normalbeton und exponentiellen softening ergibt sich als Traktions-Rissbreitenbeziehung:

$$t^{\text{Beton}}(w) = f_{ct}\ \exp\left(-\frac{w\, f_{ct}}{G_f}\right), \tag{1}$$

wobei f_{ct} die Zugfestigkeit und G_f die Bruchenergie ist.

Sobald Risse im faserverstärkten Beton auftreten, werden diese durch die Fasern klein gehalten. Dies wird über die Traktions-Rissbreitenbeziehung $t^{\text{Fasern}}(w)$ der Fasern berücksichtigt. Diese Beziehung wird durch die Integration der Auszugskräfte der Fasern $F(w,\theta,\tilde{x})$, welche die Risse überbrücken, unter Berücksichtigung der Faserneigung zur Rissfläche θ und der Fasereinbettungslänge $\tilde{x}$ ermittelt.

$$t^{\text{Fasern}}(w) = \frac{c_f}{A_f} \cdot \int\limits_0^{L_f/2} \left[\int\limits_0^{\text{acos}(2\tilde{x}/L_f)} F(w,\theta,\tilde{x})\, p(\theta)\, \mathrm{d}\theta \right] p(\tilde{x})\, \mathrm{d}\tilde{x}, \tag{2}$$

In Gl. (2) beschreibt c_f den Volumenanteil an Fasern, A_f die Querschnittsfläche und L_f die Faserlänge. Die Wahrscheinlichkeitsdichte der Faserorientierung, $p(\theta)$, hängt von den Abmessungen des Bauteils und der Gießrichtung ab. In [13] wurde eine Methode zur Berechnung von $p(\theta)$ basierend auf einem vorgegebenen Faserorientierungsprofil $\lambda_{cast} = [a, b, c]$ entwickelt, welches durch ein Ellipsoid im globalen Koordinatensystem repräsentiert wird. In einem homogenen Bauteil entspricht $p(\tilde{x})$ der Hälfte der Faserlänge $\frac{L_f}{2}$ [12].

2.2 Berücksichtigung der Stahlbewehrung

Die Stahlbewehrung im Normal- und Faserbeton wird durch diskrete und geometrisch lineare Fachwerkselemente erfasst. Die Eigenschaften von Stahl werden unter Verwendung eines elasto-plastischen Materialverhaltens mit dem v. Mises-Fließkriterium berücksichtigt und die Wechselwirkung zwischen Stahlbewehrung und Beton wird durch die Spannungs-Schlupf-Beziehung gemäß dem *fib* Model Code 1990 beschrieben.

3 Ermittlung der erforderlichen Bewehrung für verschiedene Varianten eines Stahlbetonbrückenquerschnittes

Im Rahmen dieses Beitrages wird eine Spannbetonbrücke mit zwei Feldern mit Spannweiten von $17{,}10$ m und $20{,}41$ m, einer Breite von $8{,}0$ m und einer statischen Gesamthöhe von $1{,}05$ m betrachtet. Der Querschnitt enthält zwei horizontale Komponenten. Die Basis bilden zwei Einfeldträger, die jeweils aus vier T-förmigen Spannbetonfertigteilträgern der Festigkeitsklasse C45/55 mit einer Höhe von $0{,}85$ m bestehen (siehe Abb. 1 a). Der Fertigteilträger wird durch eine $0{,}20$ m dicke Ortbetonschicht der Festigkeitsklasse C35/45 ergänzt (siehe Abb. 1 b).

3.1 Beschreibung der verschiedenen Varianten

Im Folgenden wird die erforderliche Bewehrung über der mittleren Stütze für zwei verschiedene Stahlbetonbrückenquerschnitte ermittelt. In Variante A erfolgt die Berechnung der Bewehrung über der Stütze für den in Abb. 1 b dargestellten Querschnitt unter Anwendung einer Optimierung mit Unschärfen (siehe Tab. 1 und Tab. 3). Schließlich wird in Variante B die Ortbetonschicht mit Fasern verstärkt und die Bewehrung über der Stütze ebenfalls durch eine Optimierung mit Unschärfen ermittelt (siehe Tab. 1 und Tab. 3). Stochastische Unschärfen, die in Variante A einfließen, umfassen die Belastung, sowie den Verlust der Vorspannkraft aufgrund von Kriechen, Schwinden und Relaxation. Zur Vereinfachung der Berechnung wird die Belastung aus Eigengewicht und Verkehrslast als konstante Streckenlast q betrachtet. Da jedoch häufig der Mittelwert, sowie die Varianz der Belastung nicht bekannt oder konstant sind, wird im Rahmen dieses Beitrages die Optimierung für mehrere Mittelwerte im Intervall

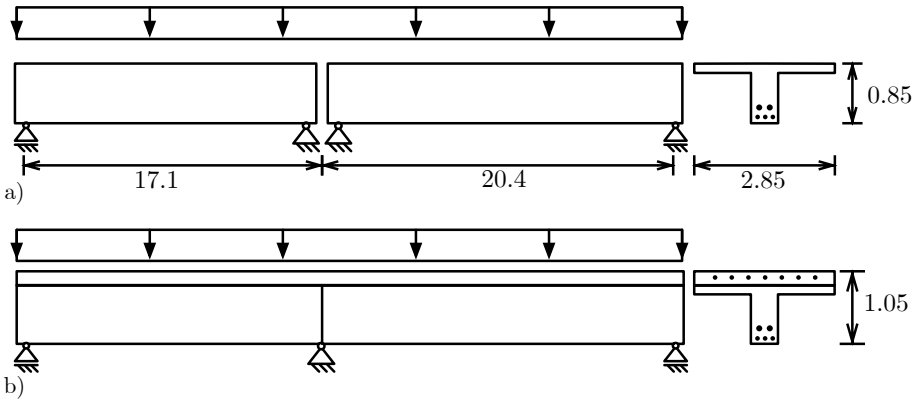


Abbildung 1: Schematische Darstellung der Brückenträger a) im ersten Bauzustand und b) im Endzustand

Eigenschaften		C45/55	C35/45	Einheit
Elastizitätsmodul	E_c	36.000	34.000	[N/mm^2]
Zugfestigkeit	f_{ct}	3,8	3,2	[N/mm^2]
Druckfestigkeit	f_{ck}	45	35	[N/mm^2]
Querdehnzahl	ν	0,2	0,2	[-]
Volumenanteil an Fasern	c_f	-	60*	[kg/m^2]

*nur für Variante B mit dem Fasertyp Dramix 3D 65/60

Tabelle 1: Materialparameter der Betone

$\mu(q) = [60; 100]$ kN/m und Varianzkoeffizienten im Intervall cov$(q) = [5; 40]$ % durchgeführt. In Variante B wird zusätzlich die unscharfe Faserorientierung als Intervall berücksichtigt. Die Untersuchung von Variante A und B ermöglicht somit eine fundierte Einschätzung des Einflusses der Faserverstärkung. Wie bereits in Abschnitt 2.1 erläutert, wird die Faserorientierung durch eine sphärische Verteilung der Wahrscheinlichkeitsdichtefunktion $p(\theta)$ (siehe Gl. (2)) berücksichtigt, wobei das Orientierungsprofil $\lambda_{cast} = \left[\lambda_f, \frac{1-\lambda_f}{2}, \frac{1-\lambda_f}{2}\right]$ verwendet wird. Im Rahmen dieses Beitrages wird die Halbachse λ_f als Intervall modelliert, $\lambda_f = [0.30, 0.45]$. Dieses Intervall basiert auf den experimentellen Ergebnissen von [11].

Die Materialparameter des Stahls sind in allen Varianten gleich und können Tab. 2 entnommen werden. Die Bewehrung in beiden Feldern ist in beiden Varianten identisch und wurde gemäß den Normen mit zwei Spanngliedern aus je neun Litzen ($A_p = 2 \cdot 13{,}5\,\text{cm}^2$) und einer Mindestbewehrung von $A_{s,min} = 6\,\phi 16$ mm gewählt.

Um den Einfluss von Stahlfasern in der Ortbetonschicht auf die Rissbreite über einer Stütze zu verdeutlichen, zeigt Abb. 2 a) die Rissbreite in Abhängigkeit von der Belastung (deterministisch) für den Fall, dass der Vorspannkraftverlust $\Delta P = 10{,}\%$ beträgt und die Bewehrungsmenge $A_s = 6{,}\phi 16$ mm umfasst. Es ist zu erkennen, dass insbesondere bei einer günstigen Faserorientierung $\lambda_f = 0.45$ die Rissbreite mit zunehmender Belastung wesentlich

Eigenschaften		St1570/1770	B500	Dramix 3D 65/60*	Einheit
Elastizitätsmodul	E_s	195.000	200.000	210.000	[N/mm^2]
Fließspannung	f_{ys}	1770	500	1160	[N/mm^2]

*nur für Variante B

Tabelle 2: Materialparameter der Bewehrung

Parameter	Typ und Beschreibung	Literatur
Belastung q	Normalverteiler stochastischer a priori Parameter $\mu(q) = [60; 100]$ kN/m, $\text{cov}(q) = [5; 40]\,\%$	[8]
Vorspannverlust $\Delta P_{c,s,r}$	Normalverteiler stochastischer a priori Parameter $\mu(\Delta P) = 15\,\%$, $\text{cov}(\Delta P) = 5\,\%$	[1]
Faserorientierung λ_f *	Intervallparameter [0,30; 0,45]	[11]

*nur für Variante B

Tabelle 3: Unscharfe Parameter des Optimierungsproblems

langsamer ansteigt als im Fall von Ortbeton ohne Fasern.

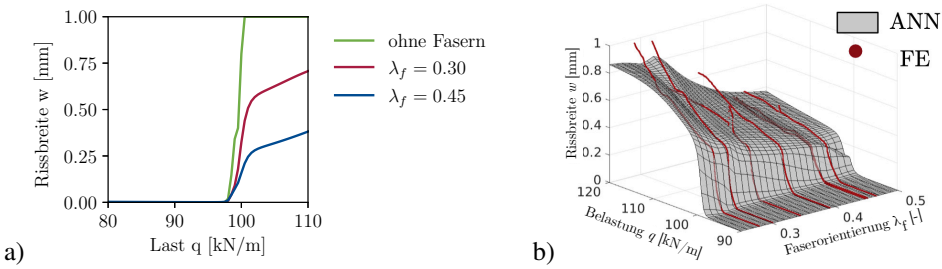


Abbildung 2: Veranschaulichung des Einflusses der Stahlfasern auf Rissbreite über der Stütze. Die Rissbreite ist in a) als Funktion der Last für eine konstante Bewehrungsmenge $A_s = 6\varnothing 16\,\text{mm}$ und konstantem Vorspannkraftverlust von $\Delta P = 10\,\%$ und in b) als als Funktion der Last und der Faserorientierung für eine konstante Bewehrungsmenge $A_s = 2 \cdot 16\varnothing 16\,\text{mm}$ und konstantem Vorspannkraftverlust von $\Delta P = 10\,\%$

3.2 Optimierungsprobleme mit polymorph unscharfen Parametern

Durch die Kombination von stochastischen Größen und Intervallparametern wird eine probability box (p-box) als Ergebnis der Tragwerksanalyse erhalten. Bei einer Optimierung besteht beispielsweise die Möglichkeit, die obere Grenze eines statistischen Maßes des Zielwerts, z.B. des Intervall-Mittelwerts der p-box, zu minimieren, um den ungünstigsten Fall

des Intervall-Mittelwerts zu berücksichtigen. Für eine solche Optimierung mit polymorph unscharfen Parametern erfolgt zunächst die deterministische Analyse, danach die stochastische Analyse und anschließend die Intervallanalyse. Als äußere Schleife wird die Optimierung durchgeführt, bei der in diesem Beitrag das Ziel darin besteht, die obere Grenze des Intervall-Mittelwerts der p-box zu minimieren, um robuste Lösungen zu gewährleisten ([3], [5]).

Im Rahmen dieses Beitrages wird die Optimierung für Variante A und Variante B unter Berücksichtigung von den oben genannten und in Tab. 3 zusammengefassten Unschärfen durchgeführt [10]. Ziel ist es, die Stahlbewehrung A_s über der mittleren Stütze zu minimieren, indem die Versagenswahrscheinlichkeit hinsichtlich des Überschreitens der zulässigen Rissbreite von $w_{cr} = 0{,}3\,\mathrm{mm}$ beschränkt wird. Als Zielfunktion und Nebenbedienung entspricht es für die Varianten A

$$\begin{aligned} \min: \quad & Z(A) = A_s \\ \text{s.t.}: \quad & P_f(w_{cr}\,(A_s, q, \Delta P_{c,s,r}) \leq 0.3) - P_{f,acc} \leq 0, \end{aligned} \tag{3}$$

und für die Varianten B

$$\begin{aligned} \min: \quad & Z(A) = A_s \\ \text{s.t.}: \quad & P_f(w_{cr}\,(A_s, q, \lambda_f, \Delta P_{c,s,r}) \leq 0.3) - P_{f,acc} \leq 0 \end{aligned} \tag{4}$$

In Gl. (3) und Gl. (4) wird die zulässige Versagenswahrscheinlichkeit durch $P_{f,acc} = \Phi(-\beta)$ beschrieben, wobei Φ die kumulative Verteilungsfunktion der Standardnormalverteilung und β der Zuverlässigkeitsindex ist, welche im Falle der langzeitigen Gebrauchstauglichkeit nach DIN EN 1990 mit $\beta = 1{,}5$ angesetzt wird, was zu $P_{f,acc} = 0{,}067$ führt. Für die Optimierung wird die Partikelschwarmoptimierung (PSO) [7] mit einer Erweiterung zur Berücksichtigung aleatorischer und epistemischer Unschärfen angewendet [3].

Für eine aussagekräftiges Ergebnis in einer Zuverlässigkeitsanalyse würde selbst unter Verwendung paralleler FE-Simulationen dies mehrere Monate in Anspruch nehmen. Aus diesem Grund wurden zwei Ersatzmodelle auf Basis von jeweils 150 FE-Simulationen mithilfe eines künstlichen neuronalen Netzes (artifical neural network - ANN) entwickelt [4].

Das erste Ersatzmodell repräsentiert die Variante A (ohne Fasern) und verfügt über die Eingangsparameter Belastung, Vorspannkraftverlust und Bewehrungsmenge, sowie die Rissbreite als Ausgangsparameter. Das zweite Ersatzmodell beschreibt die Variante B (mit Fasern) und enthält zusätzlich die Faserorientierung als Eingangsparameter. In Abb. 2 b) wird die Rissbreite in Abhängigkeit von der Faserorientierung und der Belastung präsentiert. Die durch das ANN ermittelte Rissbreite ist in Grau dargestellt, während die für das Training verwendeten FE-Simulationen in Rot gekennzeichnet sind. Es ist erkennbar, dass das ANN die FE-Simulationen gut approximiert. Des Weiteren wird deutlich, dass die Faserorientierung einen signifikanten Einfluss auf die Rissbreite hat.

Die Ersatzmodelle werden in jedem Optimierungsschritt verwendet, um die Zielfunktionen in Gl. (3) bzw. Gl. (4) zu bewerten. Dies ermöglicht die Berechnung der oberen Intervallgrenze des Intervallmittelwerts der Bewehrungsmenge im Rahmen von Intervallanalysen und Monte-Carlo-Simulationen.

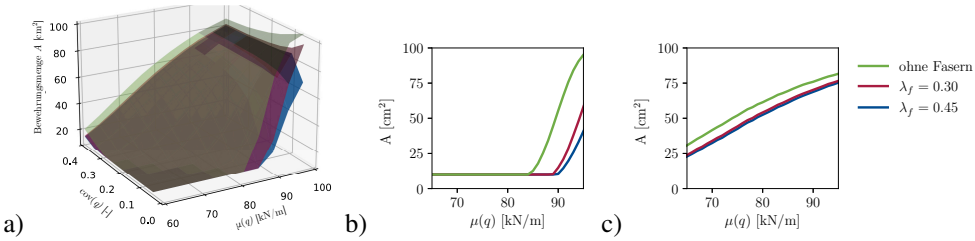


Abbildung 3: Optimierungsergebnisse für die Bewehrungsmenge als Funktion des Mittelwertes der Last und a) des Varianzkoeffizienten der Last, b) für einen konstanten Varianzkoeffizienten der Last von cov$= 5\,\%$ und c) cov$= 40\,\%$.

3.3 Optimierungsergebnisse

Die Ergebnisse der Optimierung sind in Abb. 3 dargestellt. In Abb. 3 a) wird die optimale Bewehrungsmenge für die Variante A (ohne Fasern - grün) und die Variante B (mit Fasern) in Abhängigkeit vom Mittelwert der Last und dem Varianzkoeffizienten der Last präsentiert. Bei Variante B sind die obere ($\lambda_f = 0.3$ rot) und untere ($\lambda_f = 0.45$ blau) Intervallgrenzen für die Faserorientierung ebenfalls berücksichtigt. Abb. 3 b) und c) zeigen die optimale Bewehrungsmenge in Bezug auf den Mittelwert der Last für einen Varianzkoeffizienten der Last von 5% (a) und 40% (b).

Die Analyse sämtlicher Abbildungen zeigt, wie erwartet, dass bei zunehmendem Varianzkoeffizienten der Last die optimale Bewehrungsmenge ansteigt. Dieses Verhalten ist Vergleichbar zur Bemessung mit Teilsicherheitsbeiwerten nach der Norm. Denn eine größere Unschärfe erfordert höhere Teilsicherheitsbeiwerte, was letztendlich zu einer höheren Bewehrung führt.

Zudem fällt auf, dass mit zunehmendem Varianzkoeffizienten alle drei Kurven abflachen und sich einander annähern. Dies deutet darauf hin, dass bei steigendem Varianzkoeffizienten der Last der Einfluss der Stahlfasern und ihrer Orientierung auf das Optimierungsergebnis abnimmt.

Neben der Berücksichtigung der Belastung ist es von entscheidender Bedeutung, auch die Widerstände des Bauwerks als unscharfe Parameter zu berücksichtigen. Daher ist es notwendig, in einem nächsten Schritt auch die Materialeigenschaften als unscharfe Parameter in die Optimierung einzubeziehen. Dies ermöglicht schließlich einen Vergleich zwischen der Bewehrungsmenge, welche aus den Normen mit Teilsicherheitsbeiwerten und derer, welche aus der Optimierung unter Verwendung polymorpher Unschärfe erhalten wird.

Danksagung

Die Autoren bedanken sich für die finanzielle Unterstützung durch die Deutsche Forschungsgemeinschaft im Rahmen des TP 6 (Projektnr. 312921814) des Schwerpunktprogramms SPP 1886 „Polymorphe Unschärfemodellierungen für den numerischen Entwurf von Strukturen."

Literatur

[1] BAZANT, Z. P. ; PANULA, L. : Creep and Shrinkage Characterisation for Analyzing Prestressed Concrete Structures. In: *PCI Journal* 3 (1980), S. 86–122

[2] EDLER, P. ; FREITAG, S. ; KREMER, K. ; HOFMANN, M. ; MESCHKE, G. : Optimization of reinforced concrete structures under consideration of scale bridging uncertainties. In: *Proceedings of the 3rd ECCOMAS Thematic Conference on Uncertainty Quantification in Computational Sciences and Engineering (UNCECOMP 2019)*. Crete, 2019

[3] EDLER, P. ; FREITAG, S. ; KREMER, K. ; MESCHKE, G. : Optimization Approaches for the Numerical Design of Structures under Consideration of Polymorphic Uncertain Data. In: *ASCE-ASME Journal of Risk and Uncertainty in Engineering Systems Part B: Mechanical Engineering* 5 (2019), Nr. 4, S. 041013 (12 pages)

[4] FREITAG, S. ; EDLER, P. ; KREMER, K. ; MESCHKE, G. : Multilevel surrogate modeling approach for optimization problems with polymorphic uncertain parameters. In: *International Journal of Approximate Reasoning* 119 (2020), S. 81–91

[5] GÖTZ, M. ; GRAF, W. ; KALISKE, M. : Structural design with polymorphic uncertainty models. In: *International Journal of Reliability and Safety* 9 (2015), S. 112–131

[6] HOLSCHEMACHER, K. ; DEHN, F. ; MÜLLER, T. ; LOBISCH, F. : Grundlagen des Faserbetons. In: *Beton Kalender 2017*, S. 381–472

[7] KENNEDY, J. ; EBERHART, R. C.: Particle swarm optimization. In: *Proceedings of the IEEE International Conference on Neural Networks*. Piscataway, NJ, USA : IEEE Press, November-December 1995, S. 1942 – 1948

[8] NOWAK, A. S.: Live load model for highway bridges. In: *Structural Safety* 13 (1993), Nr. 1, S. 53–66

[9] ORTIZ, M. ; PANDOLFI, A. : Finite-deformation irreversible cohesive elements for three-dimensional crack-propagation analysis. In: *International Journal for Numerical Methods in Engineering* 44 (1999), Nr. 9, S. 1267–1282

[10] SCHOEN, S. ; EDLER, P. ; MESCHKE, G. ; FREITAG, S. : Durability analysis and optimzation of a prestressed concrete bridge strengthend by a fiber reinforced concrete layer. In: *Life-Cycle of Structures and Infrastructure Systems - Proceedings of Eigth International Symposium*, 2023

[11] TIBERTI, G. ; GERMANO, F. ; MUDADU, A. ; PLIZZARI, G. : An overview of the flexural post-cracking behavior of steel fiber reinforced concrete. In: *Structural Concrete* 19 (2018), S. 695–718

[12] WANG, Y. ; BACKER, S. ; LI, V. : A statistical tensile model of fibre reinforced cementitious composites. In: *Composites* 20 (1989), Nr. 3, S. 265–274

[13] ZHAN, Y. ; MESCHKE, G. : Multilevel computational model for failure analysis of steel-fiber - reinforced concrete structures. In: *Journal of Engineering Mechanics (ASCE)* 142 (2016), Nr. 11, S. 04016090(1–14)

Minisymposium Tunnelbau

Organisatoren:

- **Günther Meschke**
  Lehrstuhl für Statik und Dynamik, Ruhr-Universität Bochum

- **Abdullah Alsahly**
  Lehrstuhl für Statik und Dynamik, Ruhr-Universität Bochum

- **Ba Trung Cao**
  Lehrstuhl für Statik und Dynamik, Ruhr-Universität Bochum

Baustatik – Baupraxis 15, © 2024, Technische Universität Hamburg

Ingenieurpraktische Methoden zur Ermittlung von Schnittgrößen in Tübbingtunnelschalen

Oliver Fischer, Fabian Rauch

Lehrstuhl für Massivbau, Technische Universität München (TUM)

Zusammenfassung: In der Ingenieurpraxis werden bei maschinell aufgefahrenen Tunnelbauwerken unterschiedliche Berechnungsmethoden, die mit aktuellen Empfehlungen/Richtlinien kompatibel sind, zur Prognose der Schnittgrößen in der Tübbingtunnelschale verwendet. Zur vergleichenden Einordnung der Methoden werden daher unter wechselnden Randbedingungen Schnittgrößen ermittelt und Übereinstimmungen und Unterschiede analysiert. Zudem wird der Einfluss von Imperfektionen beim Ringbau auf die Schnittgrößen adressiert.

1 Einführung

Der maschinelle Tunnelbau ist seit einigen Jahrzehnten eine bewährte Bautechnologie mit der herausfordernde Tunnelbauwerke realisiert werden können (siehe z.B. [1]). Liegen diese im selbst nicht tragfähigen Baugrund oder gibt es Grundwasserandrang, dann wird eine tragfähige und dichte Tunnelschale benötigt. In Deutschland wird in diesen Fällen in der Regel ein einschaliger Tübbingausbau aus Stahlbeton realisiert [2].

Die tragenden Elemente des kreisförmigen Ausbaus sind die sogenannten „Tübbings“ (siehe Abbildung 1). Diese Fertigteile aus Stahlbeton bilden ein Kreissegment des Tübbingrings und werden im Vortriebsprozess zur Tunnelschale zusammengesetzt. Die an den Kontaktbereichen entstehenden Fugen werden zwischen zwei Segmenten desselben Rings „Längsfugen“ und an den Fugen zwischen zwei benachbarten Ringen „Ringfugen“ genannt. Die Ringe werden in der Regel so in sich gedreht angeordnet, dass über zwei oder mehr Ringe keine durchlaufende Längsfugen (sog. „Kreuzfugen“) auftreten. Obwohl das Grundprinzip – die segmentweise Zusammensetzung – eines Tübbingtunnels aus Sicht der Tragstruktur verhältnismäßig einfach ist, ist das Tragverhalten relativ komplex. Dies liegt unter anderem an folgenden Zusammenhängen:

- Aufgrund der Segmentierung entsteht eine Vielzahl von Fugen. Diese Fugen erlauben es, dass benachbarte Segmente und Tübbingringe miteinander interagieren können.

Eine realistische Abbildung der Eigenschaften dieser (Kontakt-)Interaktion ist jedoch schwierig und aufwendig.

- Die Belastung eines Tübbingtunnels ist dreidimensional. Neben der Krafteinleitung aus dem umgebenden Baugrund (in radialer und teilweise auch in tangentialer Richtung) kommt es während des Vortriebes durch die Vortriebspressen auch zu einer Krafteinleitung in Längsrichtung (Längskraft).
- Die Eigenschaften und die Qualität des Bauprozesses hat einen wesentlichen Einfluss auf die sich während der Bauphase und später tatsächlich ausbildenden Schnittgrößen.
- Bereits im Gebrauchszustand treten nichtlineare Effekte auf.
- Das Tragverhalten, die Schnittgrößen und die Spannungen in der Tübbingtunnelschale sind zeit- und temperaturabhängig.

Hinzu kommt, dass viele Bodenparameter nicht exakt bekannt sind und häufig als Bandbreite berücksichtigt werden (müssen). Auch die tatsächlichen Eigenschaften der Boden-Tunnel-Interaktion können nur schwer realistisch charakterisiert werden.

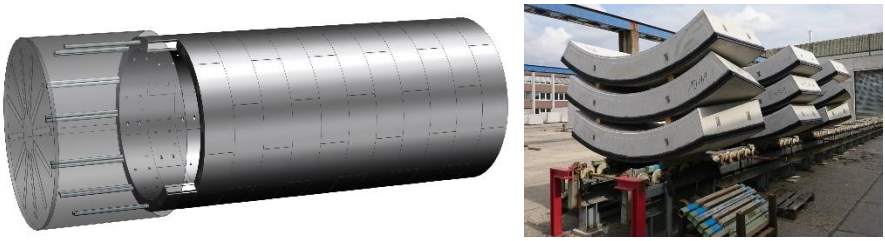


Abbildung 1: Tübbingausbau (links) und Tübbingsegmente (rechts).

2 Ingenieurpraktische Berechnungsmethoden

In der Ingenieurpraxis müssen im Rahmen der konstruktiven Berechnung und Bemessung die Spannungen und Schnittgrößen in der Tübbing-Tunnelschale und deren Verformungen so zutreffend prognostiziert werden, dass ein zuverlässiges und dauerhaftes Bauwerk realisiert werden kann. Im Gegensatz zum konventionellen Tunnelbau ist es beim maschinellen Tunnelbau mit Tübbingausbau schwieriger zu reagieren, wenn während des Baus festgestellt wird, dass die tatsächlichen Beanspruchungen der Tunnelschale nicht den prognostizierten entsprechen. Den rechnerischen, statischen Prognosen kann beim Tübbingausbau deshalb eine erhöhte Bedeutung zugeschrieben werden. Dies gilt mit Blick auf ein sicheres und dauerhaftes Bauwerk einerseits für zu günstige Prognosen, um unnötigen Materialeinsatz zu vermeiden aber insbesondere auch für zu ungünstige Prognosen.

Regelungen und Empfehlungen für die Modellierung, Berechnung und Bemessung von Tübbingtunnelschalen finden sich in den entsprechenden Abschnitten im EC 2 [3] und EC 7 [4], sowie in internationalen [5] und nationalen [2,6] Richtlinien.

Vor allem in Deutschland verbreitet ist die statische Berechnung von Tübbingtunnels mit gebetteten Stabzügen (siehe Abbildung 2). Der Tübbingtunnel wird hierin als Stabzug abgebildet. Der Baugrund selbst wird nicht diskretisiert. Stattdessen werden Bettungsfedern für die Boden-Tunnel-Interaktion und aktive Lasten für die auf den Tunnel wirkenden Einwirkungen aus dem Baugrund angesetzt. International werden häufig auch Kontinuumsmodelle (siehe Abbildung 2) genutzt, bei denen auch der Boden selbst diskretisiert wird. Auch in Kontinuumsmodellen wird die Tunnelschale häufig als Stabzug modelliert. Es ist aber auch möglich sie als Schale bzw. in dreidimensionalen Modellen als Volumenkörper abzubilden.

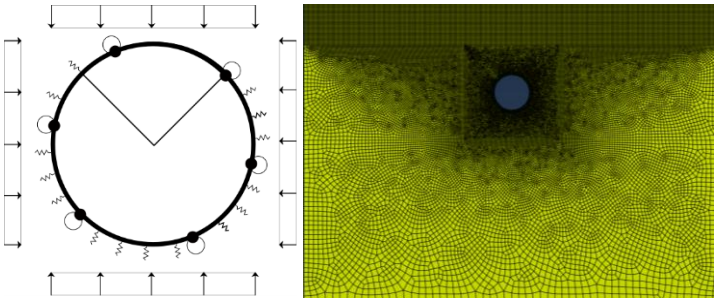


Abbildung 2: Gebetteter Stabzug (links) und Kontinuumsmodell (rechts).

Die Modellierung der Tragstruktur und der verschiedenen Interaktionen hat einen wesentlichen Einfluss auf die prognostizierten Schnittgrößen. Nachfolgend werden einige mögliche Modell- und Parametervarianten und ihre Auswirkungen auf die berechneten Schnittgrößen diskutiert, auf die im Abschnitt 3 Bezug genommen wird.

2.1 Einfluss der Segmentierung eines Einzelrings

Betrachtet man einen einzelnen Tübbingring, dann enthält dieser mehrere, in der Regel ebene [2] Längsfugen. Da sie eine flächige Ausdehnung haben, können sie neben Normalkräften über eine Kontaktexzentrizität auch Momente übertragen.

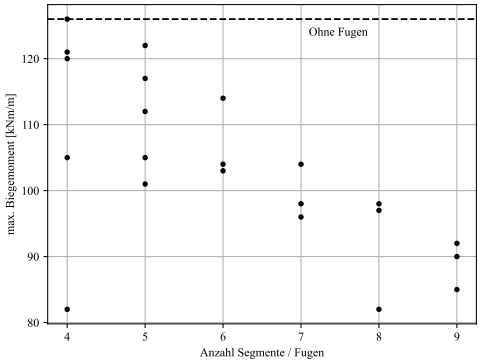


Abbildung 3: Einfluss der Segmentierung auf die max. Biegemomente (aus [8]).

Um die Berechnungsmodelle zu vereinfachen, wird gelegentlich auf die explizite oder vereinfachte Modellierung der Längsfugen verzichtet. Diverse Untersuchungen (siehe z.B. [8])

zeigen, dass eine Vernachlässigung der Längsfugen aber zu Ergebnissen (deutlich) auf der sicheren Seite führt (siehe auch Abb. 3). Während die Normalkraft bei Vernachlässigung der Längsfugen weitgehend unbeeinflusst bleibt, steigt das betragsmäßig maximale Biegemoment wesentlich an.

Modelliert werden Längsfugen häufig als normalkraftabhängige, nichtlineare Drehfedern [9]. Der Tübbingring wird in solchen Modellen entsprechend eindimensional abgebildet. In der Realität sind Tunnelschalen im Schnitt zweidimensional (2D) und in der Realität natürlich dreidimensional (3D). Im Gegensatz zu eindimensionalen (1D) Stabzügen mit Drehfeder und Kontaktpunkt handelt es sich eigentlich um Kontaktflächen. Vergleichsrechnungen zeigen aber, dass beiden Varianten eine gute Übereinstimmung aufweisen.

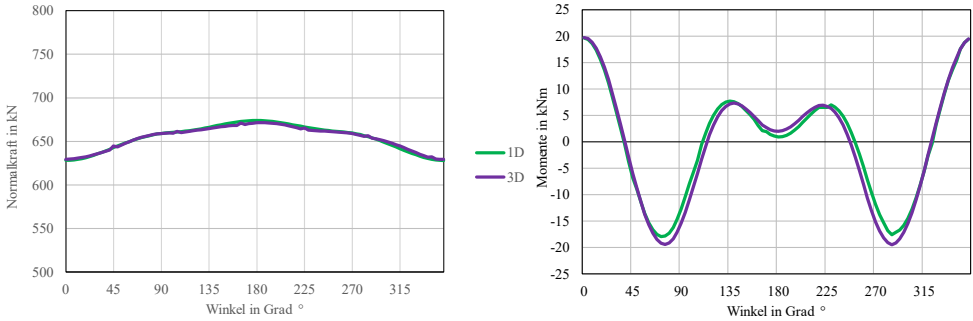


Abbildung 4: Vergleich zwischen 1D und 3D Tunnelschale.

2.2 Einfluss der tangentialen Boden-Tunnel-Interaktion

Ob eine tangentiale Interaktion zwischen Tunnel und Baugrund stattfindet, wirkt sich ebenfalls auf die prognostizierten Schnittgrößen aus. Bei der Verwendung von Stabzügen wird die tangentiale Interaktion zwischen Boden und Tunnel mit zu den radialen Bettungsfedern senkrecht stehenden Federn modelliert. In Kontinuumsmodellen können Kontaktbedingungen oder Interfaceelemente zwischen Boden und Tunnelschale genutzt werden, wobei die Parameterwahl unter Umständen schwierig ist [10]. In [2] wird empfohlen, eine tangentiale Interaktion nur in Sonderfällen (z.B. spätere Abgrabungen, Bebauung) zu berücksichtigen.

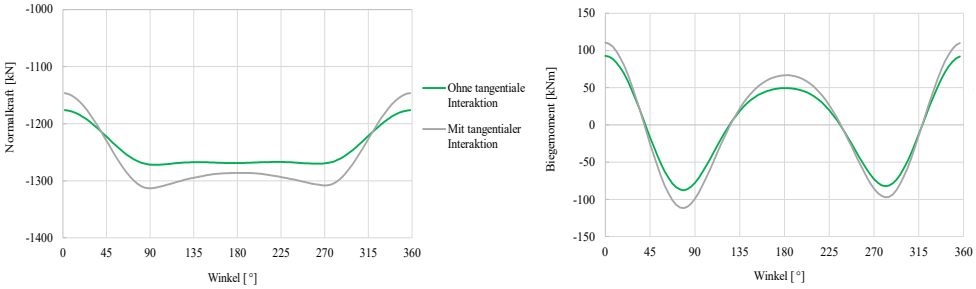


Abbildung 5: Einfluss der tangentialen Interaktion.

Ohne tangentiale Interaktion (d.h. ohne tangentiale Bettung und tangentiale Lastwirkungen) ist die Normalkraft gleichmäßiger entlang des Tunnelumfangs verteilt, während es mit tangentialer Interaktion in der Firste zu einer Reduktion und in den Ulmen zu einer Erhöhung der Normalkraft kommt. Da zusätzlich die Biegemomente ansteigen, ist die Spannungssituation an der maßgebenden Stelle bei tangentialer Interaktion ungünstiger. Der Einfluss der tangentialen Interaktion ist bei Stabzügen aufgrund fehlender Umlagerungsmöglichkeiten im Stabzugmodell deutlich stärker ausgeprägt als bei Kontinuumsmodellen [11].

3 Messungen an einem realen Tübbingtunnel

In einem kürzlich durch die Autoren durchgeführten in-situ Strukturmonitoringprojekt konnten Einblicke in das Tragverhalten und die tatsächlichen Schnittgrößen eines Tübbingtunnels gewonnen werden. Auf weiterführende Informationen zu dem über mehrere Jahre seit dem Einbau der Tübbings durchgeführten Strukturmonitoring wird hier aus Platzgründen verzichtet und auf die entsprechenden Veröffentlichungen [12,13] hierzu verwiesen.

3.1 Messergebnisse

Einige wichtige Beobachtungen aus dem Strukturmonitoring werden nachfolgend zusammengefasst vorgestellt.

- Die Spannungen und Schnittgrößen verändern sich mit der Zeit. Zunächst werden sie durch den Bauprozess geprägt und beeinflusst. Später lagern sie sich um und nähern sich jenem Zustand an, der durch den Primärspannungszustand im Boden erreicht werden würde.
- Die Umlagerungen sind beim Biegemoment stärker ausgeprägt als bei der Normalkraft. Dies liegt daran, dass die Belastungssituation nach der Ringspaltverpressung quantitativ jener des Endzustandes ähnelt, qualitativ aber davon deutlich abweicht. Die Normalkräfte sind sensitiver auf die quantitativen Werte, die Biegemomente hingegen auf die qualitativen.
- Bereits im frühen Anfangszeitraum können Spannungszustände erreicht werden, die jenen späterer Zeiträume (Endzustand) entsprechen. Dies ist darauf zurückzuführen, dass die anfängliche Belastung der Tunnelschale zwar quantitativ kleiner, aber qualitativ ungünstiger ist.
- Innerhalb eines Tübbingrings sind kleine geometrische Imperfektionen vorhanden. Diese entstehen infolge des nicht „perfekten“ Ringbaus und äußern sich durch einen nicht vollständigen Kontakt in den Längsfugen (Versätze, Rotationen). Die Imperfektionen liegen in diesem Fall aber innerhalb der zulässigen Grenzen.
- Die Kräfte, die beim Vortrieb durch die Vortriebspressen in Längsrichtung in die Tübbingschale eingeprägt werden, bauen sich mit der Zeit relativ stark ab. Eine große Reduktion findet im Anfangszeitraum statt und ist auf einen unvollständigen Kontakt in der Ringfuge zurückzuführen. Mit der Zeit kommt es dann zu einer weiteren Reduktion, die teilweise bis zu 100 % beträgt und auf die Verkürzung der Segmente infolge einer allgemeinen Abkühlung und auf das Kriechen des Betons zurückzuführen ist.

Die Abkühlung wird dadurch begünstigt, dass die Segmente infolge der Hydratationswärmeentwicklung des beim vorliegenden Tunnelbauprojekt genutzten Ringspaltmaterials im Anfangszeitraum (zusätzlich zu den warmen Temperaturen des Einbauzeitraums im Sommer) erwärmt wurden.

- Die Tübbingringsegementierung zeichnet sich im Verlauf der Biegemomente entlang des Ringumfangs ab. Der Verlauf der Biegemomente ist nicht symmetrisch zur vertikalen Achse, sondern leicht, entsprechend der Ringsegmentierung gedreht.

3.2 Vergleich der Messungen mit Berechnungen

Die gewonnenen Messdaten lassen sich mit durch die in Abschnitt 2 genannten Modelle erhaltenen Berechnungsergebnissen vergleichen.

Es lässt sich grundsätzlich eine gute Übereinstimmung zwischen gemessenem und berechnetem Normalkraftniveau finden (siehe Abb. 7), wenn man rechnerisch die volle bzw. nahezu die volle Überlagerung auf den Tunnel ansetzt. Das lässt den Schluss zu, dass aufgrund der seichten Lage dieses Tunnels (Überdeckung ca. zweimal der Tunneldurchmesser) im Boden höchstens geringe Umlagerungen infolge des Tunnelbaus stattgefunden haben.

Die quantitative Verteilung der Normalkraft über den Tunnelumfang entspricht in den Messungen eher einer Verteilung, die sich ausbildet, wenn man höchstens eine geringe tangentiale Interaktion berücksichtigt – so wie es in [2] auch empfohlen wird.

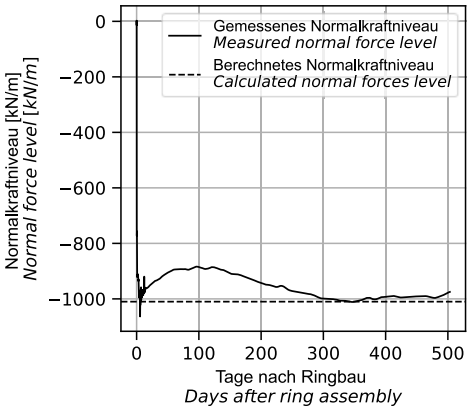


Abbildung 6: Vergleich gemessenes und berechnetes Normalkraftniveau.

Die Biegemomente entsprechen in späteren Zeiträumen qualitativ gut jenen, die sich rechnerisch einstellen, wenn man rechnerisch den Primärspannungszustand ansetzt. Es treten positive Biegemomente (Zug innen) in der Firste, und negative Momente in den Ulmen auf.

Quantitativ lassen sich die erreichten Biegemomente mit üblichen Berechnungsansätzen aber nicht genau nachvollziehen. Auf Basis der Messdaten können u.a. die geometrischen Imperfektionen in den Längsfugen als mögliche Ursache hierfür gefunden werden. Berücksichtigt man potentiell mögliche geometrischen Imperfektionen im Modell, kann eine gute Übereinstimmung sowohl für die Normalkräfte, als auch für die Biegemomente erreicht werden. Eine

bessere, wenn auch nicht genaue Übereinstimmung der berechneten und gemessenen Biegemomente lässt sich auch dann erreichen, wenn statt Stabzügen Kontinuumsmodelle genutzt werden. Die gemessenen Normalkräfte können mit beiden Modellen rechnerisch gut abgebildet werden.

4 Zusammenfassung und Fazit

Das Tragverhalten eines Tübbingtunnels ist vergleichsweise komplex. Entsprechend ist auch für die Modellierung und die dazugehörige Parameterauswahl die entsprechende Sorgfalt geboten. Die Berechnungsergebnisse reagieren teilweise recht sensitiv auf die Änderung gewisser Modell- und Parametervarianten. Einige davon, die Segmentierung und die tangentiale Interaktion, wurden in diesem Beitrag vorgestellt. Eine unpassende Parameterwahl kann zu ineffizienten oder im Extremfall unsicheren Tragstrukturen führen. Da beim Tübbingausbau eine zuverlässige Prognose der Schnittgrößen unumgänglich ist, ist es wichtig, dass die Berechnungsmethoden die Realität ausreichend genau abbilden. Die hierfür erforderlichen, realen Vergleichswerte können im Zuge von Strukturmonitorings gewonnen werden. Einige Ergebnisse aus einem solchen wurden vorgestellt, diskutiert und mit Berechnungsergebnissen verglichen. Gute Übereinstimmungen ergaben sich erwartungsgemäß insbesondere bei der Normalkraft. Beim Biegemoment wurden quantitative Unterschiede beobachtet. Mögliche ursächliche Einflüsse (geometrische Imperfektionen, Modellvarianten) für die Abweichungen wurden erläutert. Eine Berücksichtigung der Einflüsse führt zu einer besseren bzw. teilweise guten Übereinstimmung der berechneten und gemessenen Schnittgrößen.

Danksagung

Das dem vorliegenden Beitrag zugrundeliegende Strukturmonitoring erfolgte im Zuge der Verlängerung der U5 in Frankfurt an Main wurde in Auftrag gegeben und finanziert von der „Stadtbahn Entwicklung und Verkehrsinfrastrukturprojekte Frankfurt GmbH“.

Literatur

[1] Fischer, O.; Nevrly, T.; Behnen, G. Fertigteile im Tunnelbau. In: Bergmeister, K. et al. (Hrsg.) Beton-Kalender 2014: Unterirdisches Bauen, Grundbau, Eurocode 7, Ernst & Sohn, Berlin, 2014, S. 241. https://doi.org/10.1002/9783433603352.ch8

[2] DAUB Deutscher Ausschuss für unterirdisches Bauen e.V. Empfehlungen für den Entwurf, die Herstellung und den Einbau von Tübbingringen. Köln, 2013.

[3] DIN EN 1992-1-1. Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken. Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau. 2011.

[4] DIN EN 1997-1. Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 1: Allgemeine Regeln, 2009.

[5] ITA/AITES International Tunnelling Association. Guidelines for the Design of Segmental Tunnel Linings. ITA Working Group 2

[6] DAUB Deutscher Ausschuss für unterirdisches Bauen e.V. Empfehlungen für den Entwurf, die Herstellung und den Einbau von Tübbingringen. Köln, 2024.

[7] Meschke, G. Numerische Simulation im Tunnelbau. In: Bergmeister, K. et al. (Hrsg.) Beton-Kalender 2014: Unterirdisches Bauen, Grundbau, Eurocode 7, Ernst & Sohn, Berlin, 2014, S. 178. https://doi.org/10.1002/9783433603352.ch7

[8] Do, N. A. Numerical Analyses of Segmental Tunnel Linings under Static and Dynamic Load Analyses. Dissertation, University of Grenoble, Grenoble, 2014.

[9] Janßen, P. Tragverhalten von Tunnelausbauten mit Gelenktübbing. Dissertation, TU Braunschweig, Braunschweig, 1983.

[10] Behnen, G.; Nevrly, T.; Fischer, O. Bettung von Tunnelschalen. In: Laackmann, K. et al. (Hrsg.): Taschenbuch für den Tunnelbau 2013. VGE Verlag, Essen, 2012, S. 235-282.

[11] Ahrens, H.; Lindner, E.; Lux, K.-H. Zur Dimensionierung von Tunnelausbauten nach den „Empfehlungen zur Berechnung von Tunneln im Lockergestein (1980). Die Bautechnik, 8, 59 (1982), S. 260-273.

[12] Rauch, F.; Fischer, O. Structural Monitoring of Segmental Tunnel Linings: towards safer and more resource efficient tunnels. Civil Engineering Design, 1-3, 4(2022), S. 62-71. https://doi.org/10.1002/cend.202100053

[13] Rauch, F.; Fischer, O. Long-term structural behavior of inner-city segmental tunnel linings investigated by an innovative structural monitoring. In: Anagnostou, G. et al. (Hrsg.). Expanding Underground, Proceedings of the World Tunnel Congress 2023, Athen, 2023, S. 2510-2518. https://doi.org/10.1201/9781003348030-302

Baustatik – Baupraxis 15, © 2024, Technische Universität Hamburg

Berücksichtigung transversal isotropen Materialverhaltens des Gebirges bei der numerischen Simulation von Tunnelvortrieben

Thomas Mader, Magdalena Schreter-Fleischhacker, Günter Hofstetter

Institut für Grundlagen der Technischen Wissenschaften, Arbeitsbereich für Festigkeitslehre und Baustatik, Universität Insbruck

Zusammenfassung: Bei einem Tunnelvortrieb werden die Verformungen der Tunnellaibung wesentlich durch das mechanische Verhalten des umliegenden Gebirges beeinflusst. In diesem Beitrag werden die Ergebnisse von 2D Finite Elemente Simulationen eines tiefliegenden Tunnelvortriebs ohne Sicherungsmaßnahmen im geschichteten Gebirge präsentiert, die durch einen Vergleich mit isotropem Gebirge zeigen, dass es im Falle von geschichtetem Gebirge notwendig ist, neben dem nichtlinearen auch das richtungsabhängige Materialverhalten zu berücksichtigen.

1 Einleitung

Beim Vortrieb tiefliegender Tunnel ist eine möglichst genaue Abschätzung der auftretenden Verformungen und Spannungen im umliegenden Gebirge essenziell für eine wirtschaftliche Dimensionierung des Tunnelbauwerks. Besonders unter Anwendung der Neuen Österreichischen Tunnelbaumethode (NÖT), bei der das umliegende Gebirge zusammen mit einer Spritzbetonschale, Ausbaubögen und Felsankern eine wesentliche Komponente des Tunnelbauwerks bildet, ist eine möglichst realitätsnahe Modellierung des mechanischen Verhaltens des Gebirges von großer Bedeutung.

Das mechanische Verhalten von Fels ist durch einen linear elastischen Bereich unter niedrigen Belastungen, gefolgt von verfestigendem plastischen Verhalten im Vorbruchbereich und entfestigendem Verhalten, begleitet durch eine Reduktion der Materialsteifigkeit im Nachbruchbereich, gekennzeichnet. Des Weiteren weisen die meisten Gesteinsarten eine ausgeprägte Mikro- bzw. Makrostruktur aufgrund von Schichtung, Schieferung oder Folation auf, weshalb das mechanische Verhalten zusätzlich von der Belastungsrichtung bezogen auf die Materialhauptrichtungen abhängt.

Um sowohl das hochgradig nichtlineare mechanische Verhalten als auch die Richtungsabhängigkeit des Materialverhaltens von intaktem Fels bzw. Gebirge mathematisch zu beschreiben, wurde das *Transversely Isotropic Rock Damage Plasticity* (TI-RDP) Modell entwickelt [4, 5, 6]. Das TI-RDP Modell basiert auf dem isotropen *Rock Damage Plasticity* (RDP) Modell [9, 8] und wurde zur Berücksichtigung der Richtungsabhängigkeit des mechanischen Verhaltens nach dem in [2] vorgestellten Ansatz auf transversal isotropes Verhalten erweitert. Basierend auf 3D Finite Elemente Simulationen von triaxialen Kompressionsversuchen an *Tournemire Schiefer* wurde in [4] gezeigt, dass sich das TI-RDP Modell gut für die realitätsnahe Modellierung des inhärent transversal isotropen und hochgradig nichtlinearen Verhaltens von geschichteten Gesteinsarten eignet.

Ziel dieses Beitrags ist es, die Auswirkungen der Richtungsabhängigkeit des Materialverhaltens geschichteten Gebirges auf die Verformungen der Tunnellaibung tiefliegender Tunnel zu demonstrieren. Zu diesem Zweck wird das TI-RDP Modell in vereinfachten 2D Finite Elemente Simulationen am Beispiel eines Tunnelvortriebs im *Innsbrucker Quarzphyllit* angewendet, ohne Sicherungsmaßnahmen zu berücksichtigen.

Die Ergebnisse der Simulationen werden mit den Ergebnissen einer Simulation unter Anwendung des isotropen RDP Modells verglichen und so die Unterschiede aufgezeigt.

2 Konstitutive Beziehungen des TI-RDP Modells

Im Folgenden wird ein kurzer Überblick über die konstitutiven Gleichungen des TI-RDP Modells gegeben. Für eine ausführliche Modellbeschreibung wird auf die Publikationen [4] und [5] verwiesen.

Die auf die Materialhauptrichtungen bezogene Spannungs-Dehnungsbeziehung des TI-RDP Modells ergibt sich zu

$$\boldsymbol{\sigma}' = (1-\omega)\cdot \mathbb{C}'^{\,(\mathrm{ti})} : \underbrace{\left(\boldsymbol{\varepsilon}' - \boldsymbol{\varepsilon}'^{\,(\mathrm{p})}\right)}_{\boldsymbol{\varepsilon}'^{\,(\mathrm{e})}} . \tag{1}$$

Auf die Materialhauptrichtungen bezogene Größen werden darin mit einem hochgestellten $(\bullet)'$ gekennzeichnet. $\boldsymbol{\sigma}$ bezeichnet den nominellen Spannungstensor, ω die skalare Schädigungsvariable, die Werte zwischen 0 (ungeschädigtes Material) und 1 (vollständig geschädigtes Material) annehmen kann, und $\boldsymbol{\varepsilon}$ den linearisierten Verzerrungstensor unter Berücksichtigung der additiven Zerlegung in einen plastischen Anteil $\boldsymbol{\varepsilon}^{(\mathrm{p})}$ und einen elastischen Anteil $\boldsymbol{\varepsilon}^{(\mathrm{e})}$. $\mathbb{C}^{(\mathrm{ti})}$ beschreibt den transversal isotropen Materialsteifigkeitstensor, welcher durch die fünf unabhängigen Materialparameter E_1, E_2, ν_{23}, ν_{12} und G_{12} gekennzeichnet ist. Diese Parameter repräsentieren die elastischen Materialparameter des geschichteten intakten Gesteins. Zur Berücksichtigung der reduzierten Steifigkeit im Gebirge werden diese durch einen empirischen Reduktionsfaktor r_{s} abgemindert (vgl. [5]).

2.1 Transversal isotropes plastisches Verhalten

Zur einfacheren Beschreibung des plastischen Materialverhaltens wird der Begriff des effektiven Spannungstensors $\bar{\boldsymbol{\sigma}}$ (Kraft je ungeschädigter Anteil eines Flächenelements) eingeführt, welcher gemäß Schädigungstheorie durch $\boldsymbol{\sigma} = (1-\omega)\bar{\boldsymbol{\sigma}}$ mit dem nominellen Spannungstensor gekoppelt ist. Zur Beschreibung des transversal isotropen elasto-plastischen Materialverhaltens wird der effektive Spannungstensor $\bar{\boldsymbol{\sigma}}$ mittels

$$\bar{\boldsymbol{\sigma}}^* = \mathbb{P} : \bar{\boldsymbol{\sigma}} \tag{2}$$

nach dem Ansatz von [2] in eine fiktive isotrope Konfiguration projiziert. Auf diese Konfiguration bezogene Größen werden durch ein hochgestelltes $(\bullet)^*$ gekennzeichnet.

Der lineare Projektionstensor 4. Stufe $\mathbb{P}$ ist symmetrisch und im Sinne der Walpole-Algebra zu

$$\mathbb{P} = \mathbb{E}^{(1)} + \gamma \left(\mathbb{E}^{(2)} + \mathbb{F} + \delta\, \mathbb{G} \right) \tag{3}$$

definiert. γ und δ bezeichnen zwei unabhängige Parameter zur Berücksichtigung des transversal isotropen plastischen Verhaltens. Sie repräsentieren das Verhältnis zwischen den einaxialen Druckfestigkeiten normal und parallel zu den Schichtungsebenen $\gamma = f_{\mathrm{cu}}^{(1)} / f_{\mathrm{cu}}^{(2)}$ und das Verhältnis zwischen den Scherfestigkeiten innerhalb und normal zu den Schichtungsebenen $\delta = f_{\mathrm{sh}}^{(23)} / f_{\mathrm{sh}}^{(12)}$. Die Subtensoren $\mathbb{E}^{(1)}$, $\mathbb{E}^{(2)}$, $\mathbb{F}$ und $\mathbb{G}$ sind in Abhängigkeit des Mikrostrukturtensors $\boldsymbol{\phi} = \boldsymbol{n} \otimes \boldsymbol{n}$ und dessen orthogonalen Tensors $\boldsymbol{\chi} = \mathbf{1} - \boldsymbol{\phi}$ formuliert, welche wiederum durch den Normalvektor $\boldsymbol{n}$ der Schichtungsebenen bestimmt werden.

Zur Begrenzung des elastischen Bereichs unter Berücksichtigung transversal isotropen Materialverhaltens wird die Fließfunktion des ursprünglichen isotropen RDP Modells [9] in Abhängigkeit der Haigh-Westergaard Koordinaten $\bar{\sigma}_{\mathrm{m}}^*$, $\bar{\rho}^*$ und $\bar{\theta}^*$ des projizierten effektiven Spannungstensors in der fiktiven isotropen Konfiguration formuliert. Die resultierende Fließfunktion ergibt sich zu

$$\begin{aligned} f\left(\bar{\boldsymbol{\sigma}}^*, q_{\mathrm{h}}(\alpha_{\mathrm{p}})\right) = \Bigg(& \frac{1 - q_{\mathrm{h}}(\alpha_{\mathrm{p}})}{{f_{\mathrm{cu}}^{(1)}}^2} \left(\bar{\sigma}_{\mathrm{m}}^* + \frac{\bar{\rho}^*}{\sqrt{6}} \right)^2 + \sqrt{\frac{3}{2}}\, \frac{\bar{\rho}^*}{f_{\mathrm{cu}}^{(1)}} \Bigg)^2 \\ & + \frac{q_{\mathrm{h}}^2(\alpha_{\mathrm{p}})}{f_{\mathrm{cu}}^{(1)}}\, r_{\mathrm{m}} \cdot m_0^* \left(\bar{\sigma}_{\mathrm{m}}^* + r(\bar{\theta}^*, e)\, \frac{\bar{\rho}^*}{\sqrt{6}} \right) - r_{\mathrm{c}} \cdot q_{\mathrm{h}}^2(\alpha_{\mathrm{p}}), \end{aligned} \tag{4}$$

mit der spannungsäquivalenten Verfestigungsvariablen $f_{\mathrm{cy}}^{(1)} / f_{\mathrm{cu}}^{(1)} \leq q_{\mathrm{h}} \leq 1$, welche wiederum von der verzerrungsäquivalenten Verfestigungsvariable α_{p} angetrieben wird.

Die Parameter $f_{\mathrm{cy}}^{(1)}$, $f_{\mathrm{cu}}^{(1)}$ und m_0^* bezeichnen die Fließgrenze unter einaxialem Druck und die einaxiale Druckfestigkeit für die Belastungsrichtung normal zu den Schichtungsebenen und den Reibungsparameter für intaktes Gestein. Die Form der Fließfunktion in den deviatorischen Ebenen ist durch die Willam-Warnke Funktion $r(\bar{\theta}^*, e)$ [10] gegeben, welche durch den Exzentrizitätsparameter $0.5 \leq e \leq 1$ kontrolliert wird. Die Parameter r_{m} und r_{c} bezeichnen zwei empirische Abminderungsfaktoren für Reibung und Kohäsion zur Berücksichtigung von

Diskontinuitäten und Schwachstellen im Gebirge. Wie in [5] ausführlich beschrieben, werden diese gemäß [3] in Abhängigkeit des *Geological Strength Index* GSI und des *Disturbance Faktors* D bestimmt.

Die von der Belastungsrichtung abhängige Entwicklung der plastischen Verzerrungen $\boldsymbol{\varepsilon}^{(\mathrm{p})}$ wird durch die nicht-assoziierte Fließregel

$$\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^{(\mathrm{p})} = \dot{\lambda}\, \frac{\partial\, g\left(\bar{\boldsymbol{\sigma}}^{*}, q_{\mathrm{h}}(\alpha_{\mathrm{p}})\right)}{\partial\, \bar{\boldsymbol{\sigma}}^{*}} : \frac{\partial\, \bar{\boldsymbol{\sigma}}^{*}}{\partial\, \bar{\boldsymbol{\sigma}}} = \dot{\lambda}\, \mathbb{P} : \frac{\partial\, g\left(\bar{\boldsymbol{\sigma}}^{*}, q_{\mathrm{h}}(\alpha_{\mathrm{p}})\right)}{\partial\, \bar{\boldsymbol{\sigma}}^{*}} \tag{5}$$

mit dem plastischen Potential $g\left(\bar{\boldsymbol{\sigma}}^{*}, q_{\mathrm{h}}(\alpha_{\mathrm{p}})\right)$ in Abhängigkeit des projizierten effektiven Spannungstensors $\bar{\boldsymbol{\sigma}}^{*}$ bestimmt. Die verzerrungsäquivalente Verfestigungsvariable α_{p} wird mit dem Verfestigungsgesetz

$$\dot{\alpha}_{\mathrm{p}} = \dot{\lambda}\, h\left(\bar{\boldsymbol{\sigma}}^{*}, \alpha_{\mathrm{p}}\right) \tag{6}$$

ebenfalls in Abhängigkeit des projizierten effektiven Spannungstensors formuliert. Die Verfestigungsfunktion $h\left(\bar{\boldsymbol{\sigma}}^{*}, \alpha_{\mathrm{p}}\right)$ wird, wie in Gl. (38) in [4] ausführlich beschrieben, durch die Verfestigungsparameter A_{h}, B_{h}, C_{h}, D_{h}, G_{h} und H_{h} bestimmt.

2.2 Schädigungsformulierung

Sobald die Fließfläche voll verfestigt ist, d.h. $q_{\mathrm{h}} = 1$, beginnt sich die Schädungsvariable, ausgehend vom ungeschädigten Zustand $\omega = 0$, gemäß der Exponentialfunktion

$$\omega(\hat{\alpha}_{\mathrm{d}}) = 1 - \exp\left(\frac{-\hat{\alpha}_{\mathrm{d}}\left(\bar{\alpha}_{\mathrm{d}}, \alpha_{\mathrm{d}}\right)}{\varepsilon_{\mathrm{f}}^{(1)}}\right) \tag{7}$$

zu entwickeln. Das Schädigungsgesetz (7) wird durch den Entfestigungsmodul $\varepsilon_{\mathrm{f}}^{(1)}$ für einaxialen Zug normal zu den Schichtungsebenen gesteuert und lässt sich anhand der spezifischen Mode I Bruchenergie $G_{\mathrm{fI}}^{(1)}$ für einaxialen Zug normal zu den Schichtungsebenen kalibrieren. Um die pathologische Netzabhängigkeit in Finite Elemente Simulationen im Nachbruchbereich zu reduzieren, wird eine über-nichtlokale implizite Gradienten-erweiterte Formulierung nach [8] verwendet. Für eine genauere Beschreibung der Entwicklung der übernichtlokalen Entfestigungsvariablen $\hat{\alpha}_{\mathrm{d}}$ wird auf die Publikationen [4, 5, 6] verwiesen.

2.3 Modellkalibrierung

Die Materialparameter des TI-RDP Modells werden anhand von triaxialen Kompressionsversuchen an *Innsbrucker Quarzphyllit* [1] mit unterschiedlichen Umschnürungsdrücken und unterschiedlichen Belastungsrichtungen zu den Schichtungsebenen bestimmt. Für eine ausführlichere Beschreibung der Versuchsdurchführung, der Simulation und der Kalibrierung wird auf die Publikation [5] verwiesen. Die kalibrierten Materialparameter des TI-RDP Modells sind in Tabelle 1 gelistet.

E_1 (MPa)	E_2 (MPa)	ν_{12} (-)	ν_{23} (-)	G_{12} (MPa)	$f_{\mathrm{cu}}^{(1)}$ (MPa)	m_0^* (-)	e (-)
45000	39000	0.254	0.165	17,000	63.91	19.98	0.51
m_{g1}^* (-)	$f_{\mathrm{cy}}^{(1)}$ (MPa)	A_{h} (-)	B_{h} (-)	C_{h} (-)	D_{h} (-)	G_{h} (-)	H_{h} (-)
6.77	25.5	9.5×10^{-3}	1.0×10^{-3}	8.817	1.0×10^{-6}	0.0	1.529
γ (-)	δ (-)	A_{s} (-)	B_{s} (-)	$\varepsilon_{\mathrm{f}}^{(1)}$ (-)	l (mm)	GSI (-)	D (-)
1.529	1.201	20	1	3.4×10^{-4}	2.5	100	0

Tabelle 1: Für Innsbrucker Quarzphyllit kalibrierte Materialparameter des TI-RDP Modells

3 Numerische Studie

3.1 Modellbeschreibung

Zur Demonstration der Auswirkungen transversal isotropen Gebirges auf die Verformungen einer Tunnellaibung wird das für *Innsbrucker Quarzphyllit* kalibrierte TI-RDP Modell im Rahmen von vereinfachten 2D Finite Elemente Simulationen eines Tunnelvortriebs ohne Sicherungsmaßnahmen angewendet. Die Geometrie, die Lagerungsbedingungen sowie die Diskretisierung des Berechungsausschnitts sind in der Abbildung 1 dargestellt. Das FE-Modell

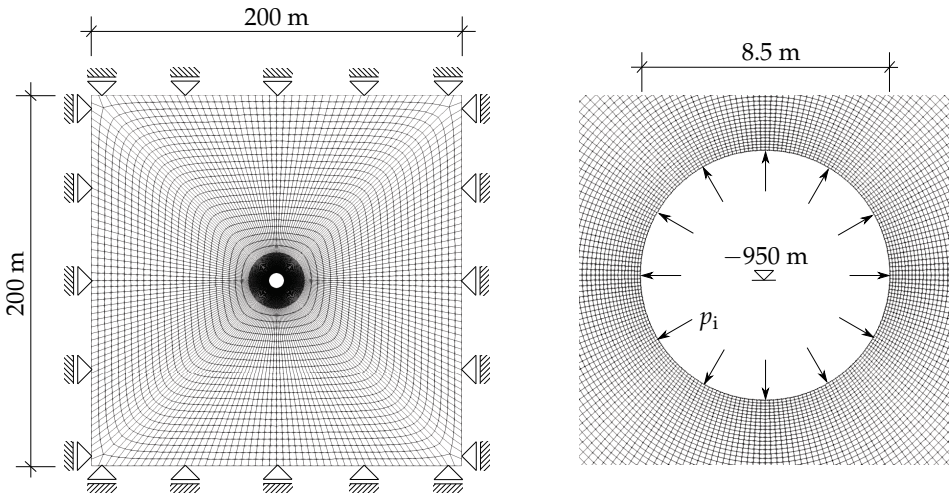


Abbildung 1: Geometrie, Lagerungsbedingungen und Diskretisierung des Berechnungsausschnitts für die vereinfachte 2D Simulation eines Tunnelvotriebs

besteht aus 48 980 8-knotigen finiten Elementen mit quadratischen Ansatzfunktionen und reduzierter Integration. Um lokalisiertes Verhalten im entfestigenden Bereich des Materialverhaltens zu initiieren, werden bei zufällig ausgewählten 20% der Elemente im näheren Umfeld des Tunnels die einaxiale Druckfestigkeit und einaxiale Fließgrenze normal zu den Schichtungsebenen um jeweils 5% reduziert. Zur Abbildung von lokalisierten Scherbändern wird

die Elementgröße im näheren Umfeld des Tunnels zu etwa 0.05 m gewählt. Der initiale Gebirgsdruck $p_i^{(0)}$ wird aufgrund der hohen Überlagerung von 950 m als konstant über die Höhe des Modells mit $p_i^{(0)} = 25.5$ MPa angesetzt. Der Tunnelvortrieb wird, wie in [5] ausführlich beschrieben, durch schrittweise Reduzierung des auf die Tunnellaibung wirkenden Drucks p_i (vgl. Abbildung 1) von $p_i^{(0)}$ auf 0 simuliert.

3.2 Ergebnisse

Um den Einfluss des transversal isotropen Materialverhaltens auf das Verhalten von geschichtetem Gebirge zufolge eines Tunnelvortriebs ohne Sicherungsmaßnahmen zu zeigen, wird in Abbildung 2 als Ergebnis der 2D FE-Simulation die Verteilung der Schädigungsvariable ω dargestellt, links das Ergebnis für isotropes Gebirge und rechts für horizontal geschichtetes, transversal isotropes Gebirge, also für den Neigungswinkel der Schichtung $\beta = 0°$. Man erkennt, dass unabhängig davon, ob das Gebirge isotrop oder transversal isotrope Eigenschaften aufweist, zahlreiche Scherbänder prognostiziert werden, Sicherungsmaßnahmen mit Ausbaubögen, Felsankern und einer Spritzbetonschale also notwendig sind. Darauf wird in [7] ausführlich eingegangen. Wird das umliegende Gebirge ohne Berücksichtigung der Richtungs-

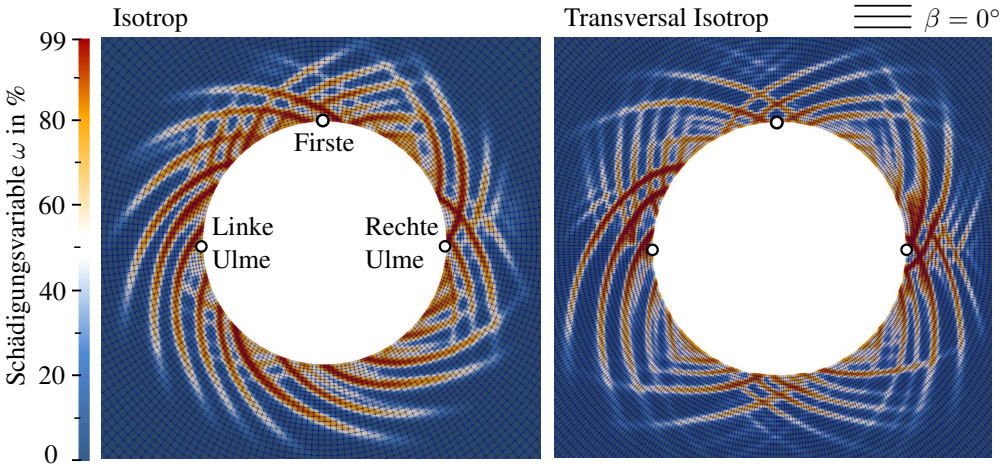


Abbildung 2: Verteilung der Schädigungsvariable ω im Endzustand der Simulation des Tunnelvortriebs ohne Sicherungsmaßnahmen für isotropes Gebirge (links) und transversal isotropes Gebirge (rechts)

abhängigkeiten aus Mikro- und Makrostruktur des Gebirges, also isotrop modelliert, entwickeln sich Scherbänder gleichmäßig verteilt entlang des Tunnelquerschnitts (vgl. Abbildung 2 (links)). Im Gegensatz dazu geht aus Abbildung 2 (rechts) unter Berücksichtigung transversaler Isotropie im umliegenden Gebirge hervor, dass die Entwicklung der Scherbänder von den Materialhauptrichtungen des geschichteten Gebirges abhängt. Da sowohl die Steifigkeit als auch die einaxiale Druckfestigkeit normal zur Schichtung des *Innsbrucker Quarzphyllits* größer ist als parallel dazu (vgl. Tabelle 1), sind im Falle eines horizontal geschichteten Ge-

birges die Scherbänder an der linken und rechten Ulme des Tunnels wesentlich ausgeprägter als an der Firste und Sohle.

Betrachtet man die aus dem Tunnelvortrieb resultierenden Verschiebungen entlang der Tunnellaibung, so ist ebenfalls ein deutlicher Einfluss des transversal isotropen Materialverhaltens des Gebirges zu erkennen. In Abbildung 3 ist die Abnahme des normierten Drucks $p_i/p_i^{(0)}$ während der Simulation des Ausbruchs in Abhängigkeit der auftretenden Verschiebungsmagnitude u_{mag} sowohl an der Firste als auch an den beiden Ulmen dargestellt. Links sind wieder die Ergebnisse für isotropes Gebirge und rechts die Ergebnisse für transversal isotropes Gebirges dargestellt. Bei isotroper Modellierung des Gebirges (Abbildung 3 (links))

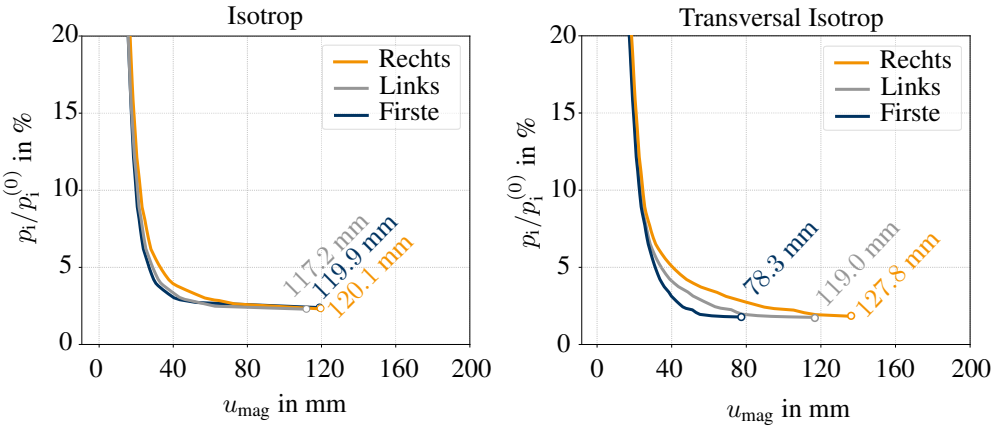


Abbildung 3: Normierter Oberflächendruck $p_i/p_i^{(0)}$ in Abhängigkeit der Verschiebungsmagnitude u_{mag} an der First, der linken und der rechten Ulme unter Berücksichtigung isotropen Materialverhaltens (links) und transversal isotropen Materialverhaltens (rechts) des Gebirges.

erhält man erwartungsgemäß ähnliche Verschiebungsmagnituden an den beiden Ulmen sowie an der Firste. Die kleinen Abweichungen der Verschiebungen an den Ulmen im Vergleich zur Firstverschiebung von 2.4 % links und 0.2 % rechts ergeben sich aufgrund der zufällig verteilten geschwächten Elemente im Nahbereich des Tunnels. Betrachtet man hingegen die Ergebnisse unter Berücksichtigung des transversal isotropen Materialverhaltens des Gebirges (Abbildung 3 (rechts)), ist ein deutlicher Unterschied zwischen den Verschiebungen an den beiden Ulmen und der Firstverschiebung von 34 % bis 39 % ersichtlich. Die wesentlich kleinere Firstverschiebung von 78.3 mm ergibt sich aufgrund des steiferen Materialverhaltens und der höheren Festigkeit normal zur Schichtung des *Innsbrucker Quarzphyllits*, wodurch Schädigungsprozesse an der Firste erst unter höheren Beanspruchungen einsetzen als an den beiden Ulmen.

Literatur

[1] BLÜMEL, M. : *Prüfprotokolle Laborversuche: Druckversuche Anfahrtstutzen Ahrntal*. 2014. – Technischer Bericht, Institut für Felsmechanik und Tunnelbau TU Graz: Graz,

Austria

[2] BOEHLER, J. P.: Equilibre limite des sols anisotropes. In: *Journal de Mecanique* 9 (1970), Nr. 1, S. 5–33

[3] HOEK, E. ; BROWN, E. T.: Empirical Strength Criterion for Rock Masses. In: *Journal of the Geotechnical Engineering Division* 106 (1980), Nr. 9, S. 1013–1035. http://dx.doi.org/10.1061/AJGEB6.0001029. – DOI 10.1061/AJGEB6.0001029. – Publisher: American Society of Civil Engineers

[4] MADER, T. ; SCHRETER, M. ; HOFSTETTER, G. : A gradient enhanced transversely isotropic damage plasticity model for rock - formulation and comparison of different approaches. In: *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics* 46 (2022), Nr. 5, S. 933–960. http://dx.doi.org/10.1002/nag.3327. – DOI 10.1002/nag.3327. – ISSN 1096–9853

[5] MADER, T. ; SCHRETER, M. ; HOFSTETTER, G. : On the Influence of Direction-Dependent Behavior of Rock Mass in Simulations of Deep Tunneling Using a Novel Gradient-Enhanced Transversely Isotropic Damage–Plasticity Model. In: *Applied Sciences* 12 (2022), Nr. 17 - Special Issue: Structural Mechanics of Rocks and Rock Masses, S. 8532. http://dx.doi.org/10.3390/app12178532. – DOI 10.3390/app12178532. – ISSN 2076–3417

[6] MADER, T. ; SCHRETER, M. ; HOFSTETTER, G. : An advanced constitutive model for transversely isotropic rock - Evaluation of two different regularization approaches. In: *IOP Conference Series: Earth and Environmental Science* 1124 (2023), Nr. 1, S. 012115. http://dx.doi.org/10.1088/1755-1315/1124/1/012115. – DOI 10.1088/1755–1315/1124/1/012115. – ISSN 1755–1315

[7] SCHRETER, M. ; NEUNER, M. ; UNTEREGGER, D. ; HOFSTETTER, G. : On the importance of advanced constitutive models in finite element simulations of deep tunnel advance. In: *Tunnelling and Underground Space Technology* 80 (2018), S. 103–113. http://dx.doi.org/10.1016/j.tust.2018.06.008. – DOI 10.1016/j.tust.2018.06.008. – ISSN 0886–7798

[8] SCHRETER, M. ; NEUNER, M. ; HOFSTETTER, G. : Evaluation of the Implicit Gradient-Enhanced Regularization of a Damage-Plasticity Rock Model. In: *Applied Sciences* 8 (2018), Nr. 6, S. 1004. http://dx.doi.org/10.3390/app8061004. – DOI 10.3390/app8061004. – ISSN 2076–3417

[9] UNTEREGGER, D. ; FUCHS, B. ; HOFSTETTER, G. : A damage plasticity model for different types of intact rock. In: *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* 80 (2015), S. 402–411. http://dx.doi.org/10.1016/j.ijrmms.2015.09.012. – DOI 10.1016/j.ijrmms.2015.09.012. – ISSN 1365–1609

[10] WILLAM, K. ; WARNKE, E. : Constitutive model for the triaxial behaviour of concrete. In: *E-Periodica* 92 (1995), Nr. 3, S. 311–318. http://dx.doi.org/10.14359/1132. – DOI 10.14359/1132

Baustatik – Baupraxis 15, © 2024, Technische Universität Hamburg

Entwurf faserbewehrter Tunnelsegmente mit reduziertem Emissionsgehalt durch Verknüpfung von Schädigungsanalysen und Optimierungsverfahren

Gerrit E. Neu, Vladislav Gudžulić and Günther Meschke

Institut für Statik und Dynamik, Ruhr-Universität Bochum

Zusammenfassung: Dieser Beitrag zeigt das Potential der Nutzung von Optimierungsverfahren in Kombination mit modell-basierten Design für den Entwurf von faserbewehrten Strukturen. Hierzu werden computerbasierte Ansätze zur Bewertung der Gebrauchstauglichkeit und Tragfähigkeit von Tübbings unter Berücksichtigung des Fasergehalts und -orientierung präsentiert, die mit Sicherheitskonzepten für die Berücksichtigung von Unschärfe verknüpft werden.

1 Einleitung

Beton ist eines der am häufigsten verwendeten Baumaterialien und hat aufgrund des hohen Energiebedarfs der Zementherstellung erhebliche Auswirkungen auf den globalen Emissionsausstoß. In den letzten Jahrzehnten wurden Anstrengungen zur Verringerung der Umweltauswirkungen unternommen, die einerseits die direkte Reduktion der CO2-Emission bewirken (bspw. durch Reduzierung des Zementgehalts von Betonstrukturen, die Entwicklung zementfreier Bindemittel oder die Verwendung von recycelten Aggregaten) oder andererseits die Leistungsfähigkeit des Betons erhöhen, um optimierte Tragglieder herzustellen (bspw. Verwendung von Faserbewehrung oder ultra-hochfestem Beton). Die fortschreitende Berücksichtigung des Klimawandels in Entscheidungsprozessen führt zu neuen Herausforderungen und Entwicklungen in der Bauindustrie und speziell im Tunnelbau. Hierbei ist das Tübbingdesign von entscheidender Bedeutung, da einerseits eine Vielzahl an Tunnelsegmenten vorproduziert wird und andererseits sich kleinere Einsparungen akkumulieren können. Üblicherweise werden Tübbings aus konventionellem Stahlbeton (STB) gefertigt, jedoch kommt weltweit Stahlfaserbeton (SFB) immer häufiger zum Einsatz. Vorteile ergeben sich aus der globalen Bewehrungswirkung hinsichtlich der Gebrauchstauglichkeitscharakteristiken (Rissbreitenbegrenzung, Reduktion von Schädigungen, Verhinderung der Schwindriss-

bildung) und der potentiellen Reduktion der Tübbingdicke, da keine Restriktionen bezüglich der Betondeckung einzuhalten sind. Als nachteilig erweist sich die Bestimmung und starke Schwankung der Nachbruchfestigkeit von SFB, die im Rahmen der Bemessung angesetzt werden darf. Generell ist das Nachrissverhalten abhängig vom gewählten Fasertyp, der Fasermenge, der Verteilung und Orientierung der Fasern im Bauteil, weswegen zu Bemessungszwecken das Nachbruchverhalten vereinfachend indirekt aus Biegeversuchen abgeleitet wird (z.B. [1]). Durch die grundlegend unterschiedliche Faserorientierung ist die anhand dieser Versuche abgeleitete Nachbruchfestigkeit meist nicht repräsentativ für das zu bemessende Bauteil und erfordert, auch im Zusammenhang mit dem streuenden Verhalten, den Ansatz erhöhter Sicherheitsbeiwerte. Weiterhin erfolgt die Bemessung auf Querschnittsebene anhand elastischer Berechnungen, wodurch lokales Versagen gleichbedeutend mit einem globalen Strukturversagen ist und so potentielle Traglastreserven durch Spannungsumlagerungen in statisch unbestimmten Systemen unberücksichtigt bleiben.

Ziel dieses Beitrages ist die Ableitung eines faserbewehrten Tübbingdesigns mit reduziertem Emissionsgehalt. Hierzu wird ein Mehr-Ebenen Faserbetonmodell verwendet, welches die Prognose des Nachrissverhaltens von Stahlfaserbeton auf Grundlage des gewählten Fasertyps, des Fasergehalts und der Faserorientierung erlaubt (Abschnitt 2). Dies ermöglicht den expliziten Einfluss einzelner Faserbeton-Mischungsparameter auf die Strukturantwort zu untersuchen und somit Streuungen ebendieser Einflussgrößen abzubilden. Das vorgestellte Modell wird nachfolgend zur nichtlinearen Strukturanalyse genutzt, um die Leistungsfähigkeit und Tauglichkeit verschiedener Bewehrungskonzepte (konventionelle Stabbewehrung und Stahlfasern) für Tübbings unter Vortriebspressenbeanspruchung hinsichtlich ihrer Rissentwicklung und ihres Versagens zu untersuchen und miteinander zu verglichen (Abschnitt 3). Abschließend soll gezeigt werden, inwiefern die Verknüpfung von Schädigungsanalysen mit Optimierungsverfahren und Unschärfemodellen verwendet werden kann, um wirtschaftlichere faserbewehrte Tübbings mit reduziertem CO2-Fußabdruck zu entwerfen (Abschnitt 4). Zur Einhaltung der geforderten Versagenswahrscheinlichkeit wird das probabilistische Sicherheitskonzept genutzt.

2 Mehr-Ebenen Faserbetonmodell

Auf der Strukturebene wird das Nachrissverhalten durch ein diskretes Rissmodell auf Basis kohäsiver Interface-Elemente erfasst. Zwischen den regulären finiten Elementen (Bulk-Elemente), werden sogenannte zero-thickness Interface-Elemente eingefügt (Abb. 1, links), die eine diskrete Abbildung von Rissen erlauben und dessen Nachbruchverhalten durch eine Spannungs-Rissweiten-Beziehung beschrieben wird (Abb. 1, rechts). Das Bulk-Material wird als linear elastisch angenommen. Das Materialverhalten der Interface-Elemente wird modifiziert, um das Verhalten von SFB zu berücksichtigen. Das Trag- und Bruchverhalten von Stahlfaserbeton hängt maßgeblich vom Auszugsverhalten einzelner Fasern aus der Betonmatrix und deren Orientierung als auch Verteilung im Bauteil ab. Ziel der Modellentwicklung war die Rissüberbrückungseigenschaften des Stahlfaserbetons anhand der Fasereigenschaften abzuleiten und in ein numerisches Simulationsmodell mit einer diskreten Abbildung von Rissen zu überführen. Ausgehend von der Ebene der Einzelfaser wurde ein semi-analytisches Modell entwickelt, welches das Faserauszugsverhalten auf Grundlage der

Faser-, der Faser-Beton-Verbund- und der Matrixeigenschaften gerader Fasern prognostizieren kann. Zur Beschreibung der Rissüberbrückungseigenschaften, wird ein repräsentativer Riss mit einer aus Bauteilgröße und Betoniervorgang resultierenden Faserorientierung und -gehalt betrachtet und hieraus eine Spannungs-Rissweiten-Beziehung berechnet. Durch die Integration der zuvor bestimmte Spannungs-Rissweiten-Beziehung in die Interface-Elemente, kann das Mehr-Ebenen Faserbetonmodell den Einfluss wichtiger Fasermischungseigenschaften auf das Strukturverhalten untersuchen. Mehr Informationen zum Modell als auch Validierungen können [7], [3] und [5] entnommen werden. Es sei darauf hingewiesen, dass auch beliebige Traktions-Rissweiten-Beziehungen verwendet werden können. Zur Berücksichtigung konventioneller Stabbewehrung kann ein vernetzungsunabhängiges Kopplungsverfahren genutzt werden (Abb. 1, links), welches Bewehrungselemente mit der Betonmatrix unter Einbeziehung der Verbund-Schlupf-Beziehung auf Basis von [1] verbinden kann [2].

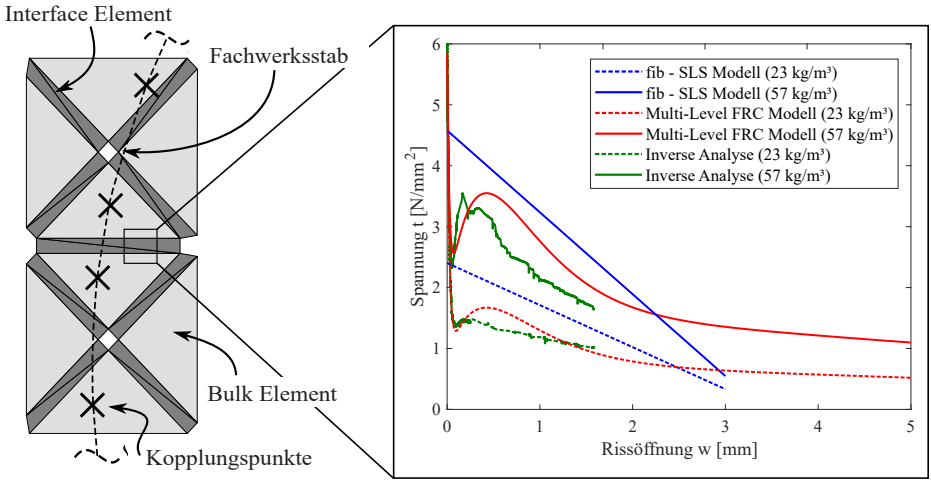


Abbildung 1: Diskretes Rissmodell auf Basis kohäsiver Interface-Elemente (links) und Spannungs-Rissweiten Beziehungen zweier Faserbetone, die durch das Mehr-Ebenen Faserbetonmodell (rot) prognostiziert wurden (rechts).

Im nachfolgenden Abschnitt werden konventionelle und faser-basierte Bewehrungskonzepte für Tübbings vergleichend untersucht, wobei die zugehörigen Materialkennwerte aus einer durchgeführten mehr-ebenen Validierungskampange herangezogen werden [3]. Für den Beton wurde ein Elastizitätsmodul E_c von 39 976 N/mm^2, eine Zugfestigkeit f_t von 6,0 N/mm^2 und eine Bruchenergie G_F von 0,136 N/mm ermittelt. Das experimentelle Programm umfasste Faser-Auszugstests bei unterschiedlichen Einbettungslängen und Orientierungen von Dramix 3D 55/60 und Dramix 3D 65/60 Stahlfasern mit Endverankerung. Nach erfolgreicher Validierung des Modells auf Faserebene wurden Spannungs-Rissweiten-Beziehungen abgeleitet und für Nachrechnungen von 3-Punkt Biegeversuchen mit unterschiedlichen Fasergehalten an Dramix 3D 65/60 Fasern verwendet. Die resultierenden Spannungs-Rissweiten-Beziehungen, die vom Mehr-Ebenen Faserbetonmodell vorhergesagt wurden, sind in Abb. 1 (rechts) für einen Fasergehalt von 23 kg/m^3 (rote gestrichelte Linie) und 57 kg/m^3 Dramix 3D 65/60 Fasern (rote Linie) dargestellt.

3 Strukturanalysen von STB und SFB Tübbings

Die Vortriebspressenkräfte die während des Tunnelvortriebs in die Tübbings eingeleitet werden führen zu potentiell kritischen Spannungskonzentrationen, die zu einer Rissbildung zwischen den Pressenangriffspunkten und innerhalb des Tübbings führen können. Zur Evaluierung der Tauglichkeit von Faserbewehrung für Tunnelsegmente soll die Strukturantwort hinsichtlich Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit für den Lastfall der Pressenbeaufschlagung analysiert werden und mit der eines konventionellen STB Tübbings verglichen werden.

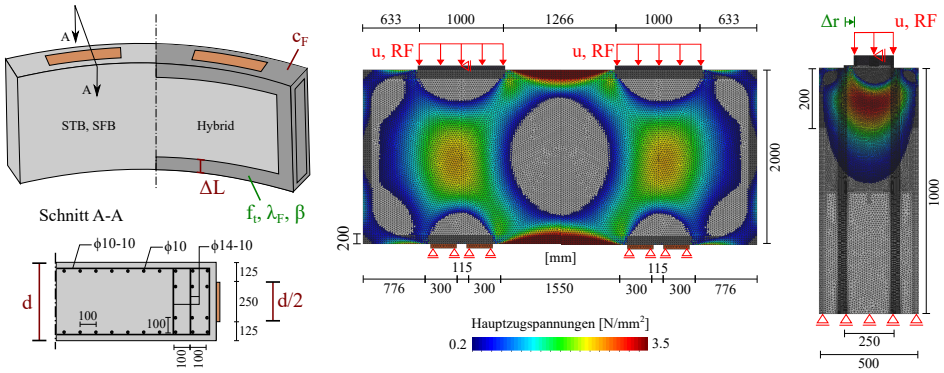


Abbildung 2: Bewehrungskonzepte (links) und FE-Modelle zur Strukturanalyse von Tunnelsegmenten unter Vortriebsbeanspruchung (rechts).

Für den Vergleich von konventionellen und einen faserverstärkten Tübbings werden die Beton- und Fasereigenschaften aus einer Validierungskampange, die in Abschnitt **??** zusammengefasst sind, verwendet. Das Bewehrungslayout des STB Tübbings (Φ10-10 + zusätzliche Bewehrung in hoch beanspruchten Bereichen) wurde durch Verwendung konventioneller Entwurfsverfahren abgeleitet und ist in Abb. 2 (links) dargestellt. Alle Bewehrungsstäbe werden durch lineare Fachwerkelemente mit einem elastisch-plastischen Materialgesetz abgebildet (E_s = 200 000 N/mm^2, f_y = 550 N/mm^2). Das SFB Segment ist mit 57 kg/m^3 Dramix 3D 65/60 Stahlfasern bewehrt, wodurch eine ähnliche Stahlmenge pro Segment erzielt wird (SFB 258 kg/Segment vs. STB 260 kg/Segment). Darüber hinaus wird das Konzept einer hybriden Faserbewehrung [6] untersucht, welches die Platzierung unterschiedlicher Faserbetone im Bauteil erlaubt. In den stark beanspruchten Bereichen um die Presseneinleitungspunkte und die Längsfuge wird eine 200 mm breite Schicht (ΔL) mit 57 kg/m^3 Dramix 3D 65/60 Stahlfasern eingebracht (Abb. 2, links), während im übrigen Segment ein Fasergehalt von 23 kg/m^3 verwendet wird (Nachbruchverhalten gemäß Abb. 1, rechts). Die Gesamtstahlmenge kann daher auf 146 kg/Segment reduziert werden. Für den Vergleich der untersuchten Bewehrungskonzepte werden ebene FE-Modelle verwendet, die auf den Entwurfsmodellen für den Vortriebslastfall in der Ingenieurspraxis basieren. Die Geometrie, Randbedingungen, Vernetzung und die Hauptzugspannungsverteilung im elastischen Bereich sind in Abb. 2 dargestellt. Hierbei ist das Modell zur Analyse der Teilflächenbeanspruchung (rechts) maßgebend für die Ermittlung der Tragfähigkeit und das ebene Segmentmodell (mitte) ist entscheidend hinsichtlich der Rissbildung zwischen den Pressenangriffspunkten.

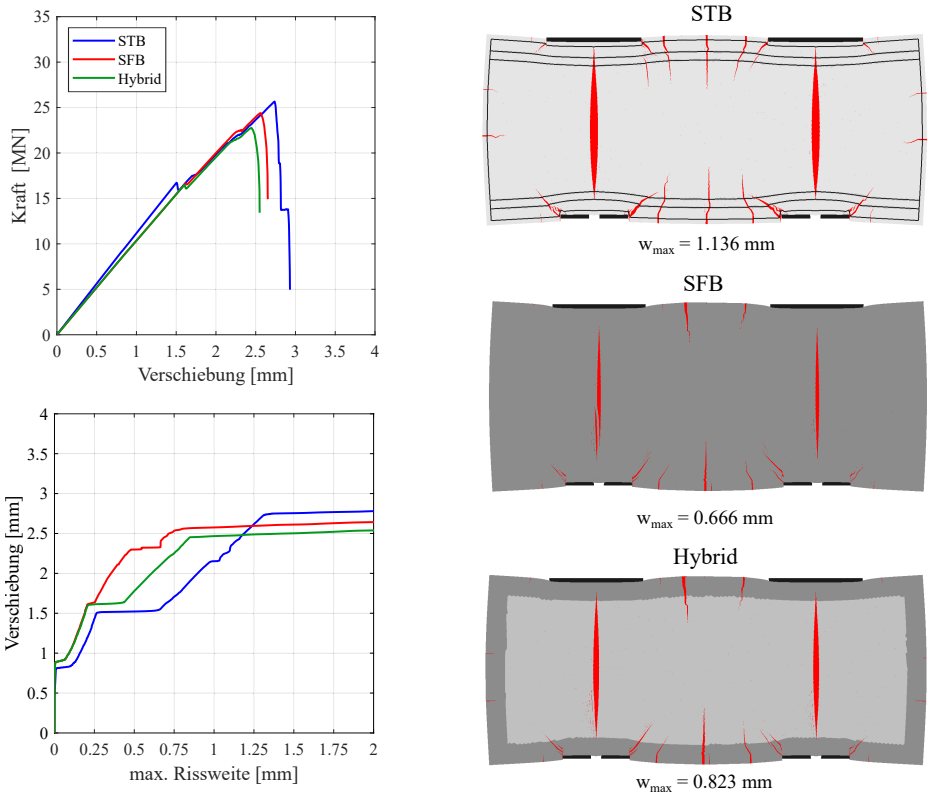


Abbildung 3: Kraft-Verschiebungs und Verschiebungs-Rissweiten Diagramm für die untersuchten Bewehrungskonzepte am ebenen Segmentmodell (links). Rissbilder (75x vergrößert) bei einer aufgebrachten Verschiebung von 2,4 mm (rechts).

Hinsichtlich des Kraft-Verformungsverhaltens (Abb. 3, oben) weist das STB Segment die größte Tragfähigkeit (25,63 MN) auf, gefolgt vom SFB (24,38 MN) und dem hybriden Tübbing (22,74 MN). Bei einer aufgebrachten Verformung von etwa 0,86 mm (F $\approx$ 8,95 MN) treten bei allen untersuchten Bewehrungskonzepten die ersten Risse zwischen den Pressenangriffspunkten auf (Abb. 3). Bei einer Verformung von etwa 1,5 mm (F $\approx$ 16 MN) entstehen Risse in der Mitte des Segments,die zu einer weiteren Zunahme der maximalen Rissweite führen (siehe Plateau bei einer Verformung von 1,5 mm in Abb. 3, links unten). Das Versagen tritt bei einer Verformung von ca. 2,5 mm aufgrund von Schäden im Bereich der Pressenschuhe bzw. der Lagerungsplatten auf. Die Rissbilder bei einer Verformung von 2,4 mm sind in Abb. 3 (rechts) dargestellt. Die faserbewehrten Segmente sind effektiver hinsichtlich der Rissweitenbegrenzung durch die im Bauteil verteilte Faserbewehrung und die entfallende Betondeckung (verzögerte Aktivierung der Stabbewehrung). Der hybride Tübbing zeigt bis zu einer Verformung von etwa 1,5 mm (F $\approx$ 15 MN) eine äquivalente Leistung wie das SFB Segment, da sich alle Risse noch innerhalb der Verstärkungsschicht befinden.

Im Gegensatz zu den Ergebnissen des ebenen Segmentmodells, kann eine generell geringere Traglast und eine bessere Leistungsfähigkeit der faserbewehrten Tübbings unter Teilflächen-

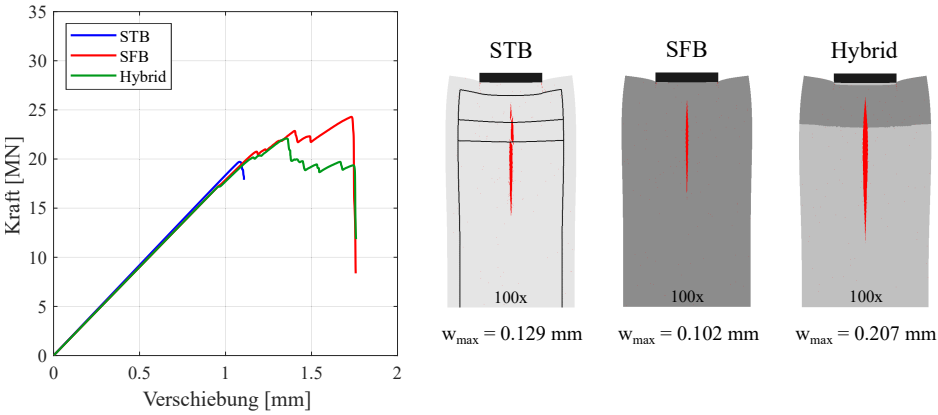


Abbildung 4: Kraft-Verschiebungs Diagram für die untersuchten Bewehrungskonzepte unter Teilflächenbelastung (links) und die zugehörige Rissbilder bei einer aufgebrachten Verschiebung von 1,089 mm (rechts).

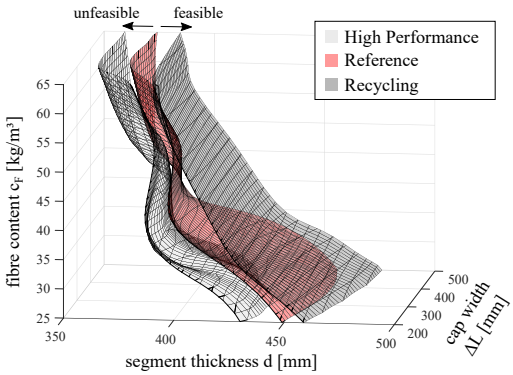
belastung beobachtet werden (SFB: 24,25 MN, Hybrid: 22,08 MN und STB: 19,71 MN). Bei einer Verformung von 0,94 mm (F $\approx$ 17 MN) wird ein Spaltzugriss initiiert, der bei weiterer Steigerung der Belastung in vertikaler Richtung propagiert (Abb. 4). Der Spaltzugriss bildet sich in der Nähe der Bewehrungsstäbe, wodurch diese eine weitere Rissöffnung und -ausbreitung verhindern. Die Bewehrungsstäbe beginnen bei einer Verformung von 1,07 mm zu fließen, was zu einer Ausbreitung des Spaltzugrisses und folglich zum Versagen führt. In der faserbewehrten Tübbings bieten die Fasern nach einer bestimmten Ausbreitung des Spaltzugrisses einen ausreichenden Widerstand und verhindern seine weitere Propagation. Bei einer Verformung von 1,36 mm (Hybrid) / 1,43 mm (SFB) wird die Scherfestigkeit des Betons überschritten und es kommt zum Versagen durch eine Keilbildung unterhalb der Lastplatte. Die Rissbilder kurz vorm Fließen der Bewehrungsstäbe sind in Abb. 4 dargestellt.

4 Optimierungsgestützter Tübbingentwurf

Der optimierungsgestützte Entwurf eines hybrides Tübbings mittels des Mehr-Ebenen Faserbetonmodell und Unsicherheitsmodellen erfolgt auf Grundlage des im Abschnitt 3 vorgestellten Referenztunnelprojekts, bei dem eine maximale Vortriebspressenkraft von F_{design} = 5600 kN möglich ist. Die Zielfunktion ist so formuliert, dass die Designvariablen (Segmentdicke d, Faseranteil c_F und Breite ΔL der verstärkenden SFB-Schicht) minimiert werden, wobei Materialunsicherheiten (Faserorientierung λ_F, Zugfestigkeit des Betons f_t und Scherfestigkeit β) als auch Imperfektionen (Exzentrizität der Vortriebspresse Δr) berücksichtigt werden (Abb.2, links). Die Einhaltung der erforderlichen Versagenswahrscheinlichkeit wird durch die Einbettung des probabilistischen Sicherheitskonzepts in die Nebenbedingungen gewährleistet. Als Bemessungsmodelle werden die in Abschnitt 3 vorgestellten FE-Modelle genutzt, wobei diese zur Lösung der Optimierung unter Unschärfe und der damit einhergehenden immensen Anzahl an Funktionsauswertungen durch Surrogatmodelle ($\rightarrow$ künstliche neuronale

Netze) ersetzt werden. Eine detaillierte Beschreibung der Optimierungsaufgabe und der Unschärfemodellierung findet sich in [5]. Informationen zur Nutzung von Sicherheitskonzepten bei Verwendung nichtlinearer Berechnungsmodelle finden sich in [4].

Bedingt durch die Formulierung der Optimierungsaufgabe wird das Minimum der Zielfunktion auf dem constraint limit state (CLS - definiert durch die Nebenbedingungen) liegen, der den Entwurfsraum in einen zulässigen und unzulässigen Bereich teilt. Es werden drei verschiedene Strategien verfolgt: Als 'Reference' Fall, wird die Optimierung für einen im Tunnelbau üblichen C40/50 Beton durchgeführt, wobei die Zugfestigkeit als lognormal Zufallsvariable modelliert wird (μ = 1,24, σ = 0,18). Es wird angenommen, dass die Druckfestigkeit, das Elastizitätsmodul und die Bruchenergie vollständig mit der Betonzugfestigkeit korreliert sind. Darüber hinaus wird der Einsatz von hochfestem Beton ('High Performance' - μ = 1,51, σ = 0,18) und Recyclingbeton ('Recycling' - μ = 1,04, σ = 0,18) untersucht.



	R_1	R_2	R_3	d	ΔL	c_F
Reference	372	200	25	402	200	41
High Performance	358	200	25	391	200	38
Recycling	384	200	25	426	200	36

Abbildung 5: Constraint limit states für den 'Reference', 'High Performance' und 'Recycling' Fall (links). Entwurfsvariablen nach Lösung des Optimierungsproblems (rechts).

Aufgrund des monotonen Verhaltens aller unscharfen Parameter wird der CLS für eine einzige Realisierung der Intervalle (Δr = 40 mm, β = 5, λ_F = 0,35) bewertet. Weitere Informationen zu den Parameterbereichen und verschiedenen Realisierungen finden sich in [5]. Wie in Abb. 5 zu sehen ist, dominieren die Segmentdicke d und der Fasergehalt c_F die Form der CLS, während die Breite der verstärkenden Schicht ΔL nur einen geringen Einfluss hat. Wenn nur der minimale Fasergehalt von 25 kg/m^3 verwendet wird, können Segmentdicken von d $\geq$ 435 mm ('High Performance'), d $\geq$ 450 mm ('Referenz') und d $\geq$ 465 mm ('Recycling') erzielt werden. Eine Erhöhung des Faseranteils auf bis zu 40 kg/m^3 ermöglicht eine weitere Reduzierung der Segmentdicke. Schließlich wird die Minimierung der Zielfunktion für alle Fälle durchgeführt und die Ergebnisse (Optimum jeder individuellen Zielgröße $R_{1,2,3}$ sowie die resultierenden Entwurfsvariablen) sind in Abb. 5 zusammengefasst. Aus der Optimierung folgt ein Tübbingentwurf für den Referenzfall mit einer Dicke von 402 mm und einer 200 mm breiten SFB-Kappe mit einem Fasergehalt von 41 kg/m^3. Im Vergleich zum konventionellen STB Tübbing (Abb. 2) wird der Stahlgehalt um 59% (106 vs. 260 kg/Segment) und das Betonvolumen um 20% reduziert (3,61 vs. 4,53 m^3/Segment). Die Verwendung von leistungsfähigerem Beton kann die Segmentdicke weiter reduzieren (3,2 vs. 3,61 m^3/Segment), wobei ein ähnlicher Stahlgehalt im Vergleich zum Referenzfall erreicht werden kann (92 vs.

106 kg/Segment). Alternativ führt die Verwendung von Beton mit recycelten Zuschlagstoffen immer noch zu einem Tübbingentwurf mit einem geringeren Betonvolumen (3,83 vs. 4,53 m^3/Segment) und einem reduzierten Stahlgehalt (108 vs. 260 kg/Segment).

5 Zusammenfassung

Die in diesem Beitrag vorgestellten Ergebnisse zeigen das Potential der Verknüpfung von nichtlinearen Berechnungsverfahren, der Modellierung von Unschärfe im Rahmen des probabilistischen Sicherheitskonzepts und der Anwendung von Optimierungsalgorithmen für den Entwurf von faserbewehrten Strukturen auf. Anhand des vorgestellten Mehr-Ebenen Faserbetonmodells konnte die Tauglichkeit von Faserbewehrung für Tübbings durch vergleichende Strukturanalysen in Bezug auf die Tragfähigkeit (ULS) und die Rissentwicklung (SLS) aufgezeigt werden. Der anschließend durchgeführte optimierungsgestütze Tübbingentwurf resultierte in einem faserbewehrten Tübbing mit einem 20% geringeren Betonvolumen und einem um 59% reduziertem totalen Stahlgehalt im Vergleich zu einem STB Tübbing, der mittels konventioneller Entwurfsmethoden bemessen wurde. Durch Nutzung von hochfestem Beton kann eine weitere Reduktion erzielt werden, während die Nutzung von Recyclingbeton zu einer geringeren Materialeinsparung führt.

Literatur

[1] CONCRETE STRUCTURES 2010 fib Model Code f.: *Fédération internationale du béton (fib)*. Ernst & Sohn, 2013

[2] GALL, V. E.: *Numerical Investigation of Hybrid Segmental Lining Response to Mechanized Tunneling Induced Loadings*, Ruhr-Universität Bochum, Diss., 2018

[3] GUDŽULIĆ, V. ; NEU, G. ; GEBUHR, G. ; ANDERS, S. ; MESCHKE, G. : Numerisches Mehrebenen-Modell für Stahlfaserbeton: Von der Faser- zur Strukturebene. In: *Beton und Stahlbetonbau* 115 (2020), S. 146–157

[4] NEU, G. ; GUDŽULIĆ, V. ; MESCHKE, G. : Design of steel fiber reinforced concrete tunnel lining segments by nonlinear finite-element analysis with different safety formats. In: *Computational Modeling of Concrete Structures (EURO-C 2022)*. 2022

[5] NEU, G. ; EDLER, P. ; FREITAG, S. ; GUDŽULIĆ, V. ; MESCHKE, G. : Reliability based optimization of steel-fibre segmental tunnel linings subjected to thrust jack loading (accepted). In: *Engineering Structures* (2022)

[6] PLÜCKELMANN, S. ; BREITENBÜCHER, R. : Experimental Investigation of Hybrid Concrete Elements with Varying Fiber Reinforcement under Concentrated Load. In: *ACI Symposium Publication* 343 (2020)

[7] ZHAN, Y. ; MESCHKE, G. : Multilevel computational model for failure analysis of steel-fiber - reinforced concrete structures. In: *Journal of Engineering Mechanics (ASCE)* 142 (2016), Nr. 11, S. 04016090(1–14)

Baustatik – Baupraxis 15, © 2024, Technische Universität Hamburg

Feuerinduziertes Zugrisswachstum in druckbeanspruchten Stahlbetonstützen

Maximilian Sorgner, Lukas Seeliger, Bernhard Pichler

Institut für Mechanik der Werkstoffe und Strukturen, TU Wien, Karlsplatz 13/202, 1040 Wien

Zusammenfassung: Axiale Normalspannungen von Stahlbetonstützen zufolge Temperatureinwirkung werden mithilfe eines ingenieurmechanischen Modells bestimmt. Das von der Temperatureinwirkung erzeugte und räumlich nichtlineare thermische Eigenverzerrungsfeld wird in vier Anteile zerlegt: die Eigendehnung und die beiden Eigenverkrümmungen der Stabachse sowie die Eigenverwölbung der Querschnitte. Letzterer Anteil ist gemäß der Annahme vom Ebenbleiben der Querschnitte *ver*hindert, während sich die anderen Anteile auf Strukturniveau je nach Lagerung entweder frei ausbilden können oder *be*- bzw. *ver*hindert sind. Der Einfluss der Lagerung auf die Stabachsendehnung und die Spannungsverteilung wird im Zuge der Strukturanalyse einer Stahlbetonstütze analysiert. Dabei wird gezeigt, dass in Stützen mit freier Stabachsendehnung unter Brandbelastung nennenswerte Zugspannungen hervorgerufen werden, und dass Stützen mit *ver*hinderter Stabachsendehnung ausschließlich Druckspannungen erfahren, die im Randbereich zu Druckversagen führen können.

1 Einleitung

Baukonstruktionen sind in der Regel variablen Umgebungstemperaturen ausgesetzt. Diese zeitlich variablen Einwirkungen stellen insbesondere im Lastfall Brandeinwirkung eine Herausforderung für die Bemessung von Stahlbetonkonstruktionen dar. Ein Großteil der Forschung in diesem Bereich konzentrierte sich auf Experimente, bei denen Temperaturen und Verformungen unter hoher Brandbelastung gemessen wurden. Modelle beruhen meistens auf der Finite-Elemente-Methode (FEM) und dienen insbesondere zur Berechnung von Spannungs- und Dehnungsverteilungen, siehe z.B. [2]. Díaz Flores et al. [1] verwendeten nichtlineare 3D-FEM Simulationen zur Untersuchung spannungsinduzierter Schädigung eines Stahlbetonrahmens während der ersten 30 min eines Feuertests mit moderater Brandeinwirkung. Um zuverlässige Ergebnisse zu erhalten, sind eine feine Diskretisierung und somit ein großer Rechenaufwand erforderlich. Sorgner et al. [8, 7] untersuchten

den selben Stahlbetonrahmen mit dem Ziel, den Rechenaufwand zu reduzieren. Dies wurde durch eine Modellvereinfachung erreicht. Das Wärmeleitungsproblem wurde mit Hilfe einer Fourier-Reihenlösung gelöst. Das thermomechanische Problem wurde unter Anwendung der Stabtheorie I. Ordnung behandelt. Unter Berücksichtigung von elasto-sprödem Verhalten von Beton wurde zugspannungsinduzierte Rissbildung im Inneren von druckbeanspruchten Stützen simuliert [7]. Der Einfluss der Lagerungsbedingungen auf die Rissbildung von zylindrischen Säulen unter gleichmäßiger Erwärmung der Mantelfläche wurde in [6] untersucht.

In der vorliegenden Arbeit wird analog zur Vorgangsweise in [5] das Modell auf zweiachsige Biegung erweitert (siehe Abschnitt 2). Das räumlich nichtlineare thermische Eigenverzerrungsfeld wird analog zu Wang et al. [9] in einen konstanten (= Eigendehnung der Stabachse), zwei lineare (= Eigenkrümmungen der Stabachse), sowie einen nichtlinearen Anteil (= Eigenverwölbung der Querschnitte) zerlegt, siehe auch [4, 3]. Normalspannungen zufolge mechanischer und thermischer Belastung werden nach Stabtheorie I. Ordnung bestimmt. Im Zuge der Strukturanalyse eines Rahmens, der eine Stahlbetonstütze mit Rechteckquerschnitt beinhaltet, die einer gleichmäßigen Erwärmung der Mantelfläche ausgesetzt ist, werden die Auswirkungen der Beschränkung der thermischen Eigendehnung der Stütze auf die axiale Normalspannungsverteilung diskutiert (siehe Abschnitt 3). In Abschnitt 4 werden Schlussfolgerungen gezogen.

2 Thermische Normalspannungen in Stahlbetonstäben

2.1 Thermisches Eigenverzerrungsfeld bei zweiachsiger Biegung

Betrachtet werden gerade Stahlbetonstützen. Die x-Achse folgt der Stabachse. Die y- und z-Achsen sind Hauptträgheitsachsen mit Ursprung in den Querschnittsschwerpunkten.

Instationäre Wärmeleitung in den Querschnittsebenen führt zu räumlich nichtlinearen Temperaturfeldern in den Querschnitten, $T(y,z;t)$, und somit zu räumlich nichtlinearen Verteilungen der thermischen Eigenverzerrungen $\varepsilon^e(y,z;t)$. Letztere sind das Produkt aus dem linearen Wärmeausdehnungskoeffizienten $\alpha(y,z)$ und der Temperaturdifferenz $\Delta T(y,z;t)$, relativ zur Referenztemperatur T_r:

$$\varepsilon^e_{xx} = \varepsilon^e_{yy} = \varepsilon^e_{zz} = \alpha\,\Delta T \quad \text{mit} \quad \Delta T = T(y,z,t) - T_r\,. \tag{1}$$

Das axiale Verschiebungsfeld eines stabförmigen Bauteils, der zweiachsiger Biegung unterworfen ist, kann auf Basis der Annahme vom Ebenbleiben der Querschnitte und unter Verwendung linearer Kinematik wie folgt formuliert werden:

$$u(x,y,z) = u_s(x) - \frac{\partial v_s(x)}{\partial x}\,y - \frac{\partial w_s(x)}{\partial x}\,z\,. \tag{2}$$

Dabei bezeichnet $u_s(x)$ die Längsverschiebung der Querschnitte und $\partial v_s(x)/\partial x$ sowie $\partial w_s(x)/\partial x$ deren Rotationen. Das axiale Normalverzerrungsfeld erhält man durch Einsetzen von Gl. (2) in die Definition der Komponente ε_{xx} des linearisierten Verzerrungstensors:

$$\varepsilon_{xx} = \frac{\partial u}{\partial x} = \varepsilon_x + \kappa_z\,y + \kappa_y\,z\,, \tag{3}$$

wobei $\varepsilon_x = \frac{\partial u_s(x)}{\partial x}$ die Stabachsendehnung und $\kappa_z = -\frac{\partial^2 v_s(x)}{\partial x^2}$ bzw. $\kappa_y = -\frac{\partial^2 w_s(x)}{\partial x^2}$ die Stabachsenverkrümmungen beschreiben. Das axiale Normalspannungsfeld erhält man durch Einsetzen von Gl. (1) und (3) in das Hooke'sche Gesetz für den einaxialen Spannungszustand:

$$\sigma_{xx} = E\left(\varepsilon_{xx} - \varepsilon_{xx}^e\right) = E\left(\varepsilon_x + \kappa_z\, y + \kappa_y\, z - \alpha\, \Delta T\right), \tag{4}$$

wobei $E = E(y,z)$ die Verteilung des Elastizitätsmoduls in den Querschnittsebenen des Stahlbetonstabes beschreibt. Einsetzen von Gl. (4) in die Definition der Normalkraft, $N = \int_A \sigma_{xx}\, \mathrm{d}A$, führt zur konstitutiven Beziehung

$$N = \overline{EA}\left(\varepsilon_x - \varepsilon_x^e\right), \tag{5}$$

wobei $\overline{EA} = \int_A E\, \mathrm{d}A$ die Dehnsteifigkeit des Querschnitts bezeichnet, ε_x die Stabachsendehnung und ε_x^e die Eigendehnung der Stabachse, die sich wie folgt ergibt:

$$\varepsilon_x^e = \frac{1}{\overline{EA}} \int\limits_A E\, \alpha\, \Delta T\, \mathrm{d}A\,. \tag{6}$$

Einsetzen von Gl. (4) in die Definition des Biegemoments um die y-Achse, $M_y = \int_A \sigma_{xx} z\, \mathrm{d}A$, und um die z-Achse, $M_z = -\int_A \sigma_{xx} y\, \mathrm{d}A$, führt zu den konstitutiven Beziehungen

$$M_y = \overline{EI_y}\left(\kappa_y - \kappa_y^e\right), \qquad M_z = -\overline{EI_z}\left(\kappa_z - \kappa_z^e\right), \tag{7}$$

wobei $\overline{EI_y} = \int_A E z^2\, \mathrm{d}A$ bzw. $\overline{EI_z} = \int_A E y^2\, \mathrm{d}A$ die Biegesteifigkeiten des Querschnitts bezeichnen, κ_y bzw. κ_z die Stabachsenverkrümmungen, jeweils um die y- und die z-Achse, sowie κ_y^e und κ_z^e die Eigenverkrümmungen der Stabachse, die sich wie folgt ergeben:

$$\kappa_y^e = \frac{1}{\overline{EI_y}} \int\limits_A E\, \alpha\, \Delta T\, z\, \mathrm{d}A\,, \qquad \kappa_z^e = \frac{1}{\overline{EI_z}} \int\limits_A E\, \alpha\, \Delta T\, y\, \mathrm{d}A\,. \tag{8}$$

Für Stahlbetonquerschnitte werden die in Gl. (5) und (7) eingeführten Steifigkeiten mit Hilfe eines äquivalenten homogenen Betonquerschnitts mit der Fläche A^{eq} und den Flächenträgheitsmomenten 2. Ordnung I_y^{eq} bzw. I_z^{eq}, unter der Annahme des Verbundes von Beton und Stahl, ermittelt. Bezeichnet man die Elastizitätsmodul von Beton mit E_c folgen die Steifigkeiten zu

$$\overline{EA} = E_c\, A^{eq}\,, \qquad \overline{EI_y} = E_c\, I_y^{eq}\,, \qquad \overline{EI_z} = E_c\, I_z^{eq}\,. \tag{9}$$

A^{eq}, I_y^{eq} und I_z^{eq} ergeben sich für einen rechteckigen Stahlbetonquerschnitt mit Breite b und Höhe h, der L Bewehrungsstäbe enthält, wobei der j-te Bewehrungsstab mit den Koordinaten

y_j/z_j eine Fläche von A_j aufweist, zu

$$A^{eq} = b\,h + (n_E - 1)\sum_{j=1}^{L} A_j\,, \tag{10}$$

$$I_y^{eq} = \frac{b\,h^3}{12} + (n_E - 1)\sum_{j=1}^{L}\left(\frac{A_j^2}{4\pi} + A_j\,z_j^2\right), \tag{11}$$

$$I_z^{eq} = \frac{b^3\,h}{12} + (n_E - 1)\sum_{j=1}^{L}\left(\frac{A_j^2}{4\pi} + A_j\,y_j^2\right), \tag{12}$$

wobei $n_E = E_s/E_c$ das Verhältnis der Elastizitätsmoduln von Stahl und Beton bezeichnet. Einsetzen von Gl. (10)-(12) in Gl. (6) und (8) liefert die Eigendehnung sowie die Eigenverkrümmungen der Stabachse zu

$$\varepsilon_x^e = \frac{1}{A^{eq}}\left(\int_{A_c} \alpha_c\,\Delta T\;\mathrm{d}A + n_E\sum_{j=1}^{L}\alpha_s\,\Delta T_j\,A_j\right), \tag{13}$$

$$\kappa_y^e = \frac{1}{I_y^{eq}}\left(\int_{A_c} \alpha_c\,\Delta T\,z\;\mathrm{d}A + n_E\sum_{j=1}^{L}\alpha_s\,\Delta T_j\,A_j\,z_j\right), \tag{14}$$

$$\kappa_z^e = \frac{1}{I_z^{eq}}\left(\int_{A_c} \alpha_c\,\Delta T\,y\;\mathrm{d}A + n_E\sum_{j=1}^{L}\alpha_s\,\Delta T_j\,A_j\,y_j\right), \tag{15}$$

wobei α_c den Wärmeausdehnungskoeffizient für Beton und α_s jenen für Stahl bezeichnet. ΔT_j bezeichnet die Temperaturänderung im j-ten Bewehrungsstab.

Das räumlich nichtlineare Eigenverzerrungsfeld kann somit in einen konstanten Anteil, zwei lineare Anteile, sowie einen nichtlinearen Anteil, zerlegt werden [9, 5]:

$$\alpha(y,z)\,\Delta T(y,z) = \varepsilon_x^e + \kappa_y^e\,z + \kappa_z^e\,y + \varepsilon_w^e(y,z)\,, \tag{16}$$

wobei ε_w^e den nichtlinearen Anteil, die Eigenverwölbung des Querschnitts, bezeichnet.

2.2 Normalspannungen in thermisch beanspruchten Stahlbetonstäben

Die Normalspannungen werden durch Herausheben von ε_x, κ_y und κ_z aus den konstitutiven Beziehungen (5) und (7), und anschließendes Einsetzen der erhaltenen Ausdrücke in die Gl. (4) ermittelt:

$$\sigma_{xx}(y,z) = \frac{N\,E(y,z)}{\overline{EA}} + \frac{M_y\,E(y,z)}{\overline{EI_y}}\,z - \frac{M_z\,E(y,z)}{\overline{EI_z}}\,y + \sigma_{xx}^e(y,z)\,. \tag{17}$$

Die Normalspannungen zufolge verhinderter Querschnittsverwölbung lauten dabei:

$$\sigma_{xx}^e(y,z) = -E(y,z)\left[\alpha(y,z)\,\Delta T(y,z) - \varepsilon_x^e - \kappa_y^e\,z - \kappa_z^e\,y\right]. \tag{18}$$

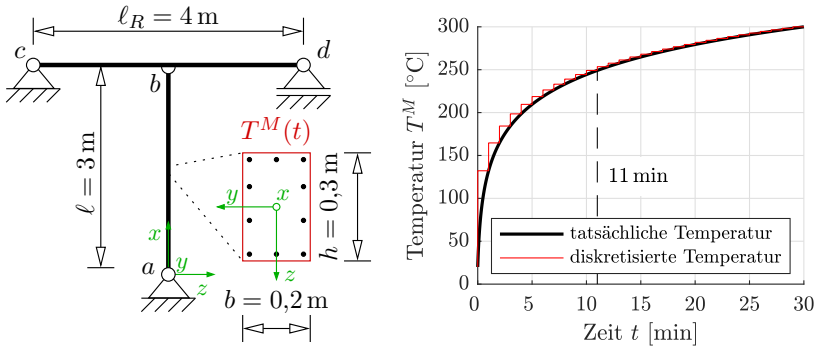


Abbildung 1: Struktur und Temperaturentwicklung auf der Mantelfläche $T^M(t)$: tatsächlicher (schwarz) und diskretisierter (rot) Verlauf.

Für Stahlbetonquerschnitte folgen die thermomechanischen Normalspannungen im Beton, $\sigma_{xx,c}$, und im Stahl, $\sigma_{xx,s}$, zu

$$\sigma_{xx,c} = \frac{N}{A^{eq}} + \frac{M_y}{I_y^{eq}}\, z - \frac{M_z}{I_z^{eq}}\, y - E_c\left(\alpha_c\, \Delta T(y,z) - \varepsilon_x^e - \kappa_y^e\, z - \kappa_z^e\, y\right), \tag{19}$$

$$\sigma_{xx,s} = n_E\left[\frac{N}{A^{eq}} + \frac{M_y}{I_y^{eq}} z_j - \frac{M_z}{I_z^{eq}} y_j - E_c\big(\alpha_s \Delta T_j - \varepsilon_x^e - \kappa_y^e\, z_j - \kappa_z^e y_j\big)\right]. \tag{20}$$

3 Strukturanalyse einer thermisch beanspruchten Stütze

Eine Stahlbeton-Stütze mit Länge $\ell = 3\,\mathrm{m}$ und rechteckigem Querschnitt mit Breite $b = 0{,}2\,\mathrm{m}$ und Höhe $h = 0{,}3\,\mathrm{m}$ wird unter thermischer Beanspruchung untersucht. Es werden Beton $C40/50$ und Betonstahl $B550B$ in Rechnung gestellt, siehe Tabelle 1. Die Bewehrung

Tabelle 1: Materialeigenschaften von Beton und Stahl bei Raumtemperatur [8].

	Beton	**Stahl**
Elastizitätsmodul	$E_c = 33.4\,\mathrm{GPa}$	$E_s = 195\,\mathrm{GPa}$
Wärmeausdehnungskoeffizient	$\alpha_c = 9.03 \times 10^{-6}\,{}^\circ\mathrm{C}^{-1}$	$\alpha_s = 12.2 \times 10^{-6}\,{}^\circ\mathrm{C}^{-1}$

besteht aus 10 Stäben mit einem Durchmesser von $12\,\mathrm{mm}$, siehe Abb. 1. Die Betondeckung beträgt $30\,\mathrm{mm}$. Der Stützenfuß ist frei drehbar und unverschieblich gelagert. Der Stützenkopf ist mit einem Halbgelenk an einen durchlaufenden Riegel mit Biegesteifigkeit $E\ I_R = 5 \times 10^5\,\mathrm{kN\,m^2}$ und Länge $l_R = 4\,\mathrm{m}$ angeschlossen, siehe Abb. 1.

Die Mantelfläche der Stütze wird ausgehend von einem isothermalen Zustand bei $T_r = 20\,{}^\circ\mathrm{C}$ einer einheitlichen Temperaturgeschichte $T^M(t)$ unterworfen, siehe Abb. 1. Das Temperaturfeld in der Stütze ist die Lösung eines biaxialen Wärmeleitungsproblems [7]. Daraus ergibt

sich die in Gl. (1) beschriebene Temperaturdifferenz zu

$$\Delta T(y,z,t) = T^M(t) - T_r - \sum_{k=1}^{N_T}\sum_{n=0}^{15}\sum_{m=0}^{15} \frac{16\,\Delta T_k^M\,(-1)^{n+m}}{(2n+1)\,(2m+1)\,\pi^2}\cos\left(\frac{(2n+1)\,\pi}{b}y\right)$$
$$\cos\left(\frac{(2m+1)\,\pi}{h}z\right)\exp\left(-a\left[\left(\frac{(2n+1)\,\pi}{b}\right)^2 + \left(\frac{(2m+1)\,\pi}{h}\right)^2\right]\langle t-t_k\rangle\right), \quad (21)$$

wobei $a = 0{,}749\,\mathrm{mm}^2/\mathrm{s}$ die Temperaturleitfähigkeit von Beton beschreibt. Die zeitlich variable Temperaturrandbedingung wird dabei in N_T Temperaturinkremente zu je $1\,\mathrm{min}$ diskretisiert: $\Delta T_k^M = T^M(t_k) - T^M(t_{k-1})$ mit $k = 1{,}2,\ldots,N_T$ und $T^M(t_0) = T_r$. Die gewinkelten Klammern beschreiben den Macauly-Operator: $\langle t - t_k\rangle := 1/2(t - t_k + |t - t_k|)$.

Einsetzen der Temperaturdifferenz (21) in Gl. (13)-(15) und Auswerten für die beschriebene Stütze, elf Minuten nach dem Start der Brandbelastung, liefert numerische Ergebnisse für die Eigendehnung $\varepsilon_x^e = 6.8448 \times 10^{-4}$ und die Eigenverkrümmungen der Stabachse, $\kappa_y^e = \kappa_z^e = 0$. Die Eigendehnung der Stabachse wird als einzig wirksame mechanische Einwirkung auf das Tragwerk angesetzt, da durch diese thermische Beanspruchung keine Biegemomente aktiviert werden: $M_y = M_z \equiv 0$.

3.1 Normalkraft in Abhängigkeit der Biegesteifigkeit des Riegels

Eigendehnungen können sich bei statisch bestimmten Strukturen frei ausbilden, während sie bei statisch unbestimmten Strukturen zumindest behindert sind. Die Beschränkung der Eigendehnung wird im untersuchen Beispiel durch einen Riegel mit Biegesteifigkeit EI_R verursacht. Er wird als Wegfeder mit Steifigkeit $k = 48\,EI_R/\ell_R^3$ modelliert. Die Federsteifigkeit k verknüpft die Normalkraft N linear mit der zugehörigen Verschiebung am Knoten b, u_b: $N = -k\,u_b$. Das negative Vorzeichen folgt dabei aus der Vorzeichendefinition einer Drucknormalkraft. Unter Berücksichtigung des Federgesetzes, der Federsteifigkeit des Riegels und der Länge der Stütze ℓ ergibt sich die Stabachsendehnung zu

$$\varepsilon_x = \frac{u_b}{\ell} = -\frac{N\,\ell_R^3}{48\,EI_R\,\ell}\,. \quad (22)$$

Die Normalkraft als Funktion der Eigendehnung der Stabachse erhält man durch Einsetzen von Gl. (22) in Gl. (5) und Auflösen nach N:

$$N = -\frac{\varepsilon_x^e}{\frac{\ell_R^3}{48\,EI_R\,\ell} + \frac{1}{\overline{EA}}}\,, \quad (23)$$

wobei die Normalkraft gleich (i) Null ist, wenn sich die Eigendehnung frei ausbilden kann, d.h. wenn die Biegesteifigkeit des Riegels gleich Null ist, und gleich (ii) $-\varepsilon_x^e\overline{EA}$, wenn die Eigendehnung verhindert ist, d.h. wenn die Biegesteifigkeit des Riegels unendlich groß ist.

Für die hier untersuchte Struktur (siehe Abb. 1) liegt die Normalkraft in der Stütze elf Minuten nach dem Start der Brandbelastung bei $N_S(t = 11\,\mathrm{min}) = -508.5\,\mathrm{kN}$. Dieser Wert liegt zwischen den beiden diskutieren Grenzwerten $0\,\mathrm{kN}$ und $-\varepsilon_x^e(t = 11\,\mathrm{min})\overline{EA} = -1496.8\,\mathrm{kN}$.

3.2 Normalspannungen in Beton nach 11-minütiger Brandeinwirkung

Im Fall freier Stabachsendehnung bestehen die Normalspannungen im Beton (19) ausschließlich aus dem Anteil zufolge *ver*hinderter Querschnittsverwölbung. $11\,\mathrm{min}$ nach Beginn der Erwärmung werden an den Querschnittsrändern Druckspannungen von maximal $-46.2\,\mathrm{MPa}$ und im Querschnittsinneren Zugspannungen von maximal $22.7\,\mathrm{MPa}$ hervorgerufen.

Im Fall verhinderter Stabachsendehnung werden im gesamten Querschnitt Druckspannungen mit einem Maximum von $-69.1\,\mathrm{MPa}$ an den Querschnittsrändern hervorgerufen. Im Bereich der Stabachse ist der Querschnitt hingegen noch spannungsfrei, da die Wärmefront zum betrachteten Zeitpunkt noch nicht vollständig bis ins Querschnittsinnere vorgedrungen ist.

Diese Grenzfälle definieren den Bereich möglicher Normalspannungen zum Zeitpunkt $t = 11\,\mathrm{min}$ in Abhängigkeit von der Riegel-Biegesteifigkeit EI_R, siehe den grauen Bereich in Abb. 2. Für die hier untersuchte Struktur mit bekannter Riegel-Biegesteifigkeit, betragen die maximalen Druck- bzw. Zugspannungen $-54.0\,\mathrm{MPa}$ bzw. $15.0\,\mathrm{MPa}$, siehe die blaue Kurve in Abb. 2. Zugspannungen in der Größenordnung wie sie in diesem linear-elastischem Modell berechnet werden, treten in der Realität nicht auf, da der Beton beim Erreichen seiner Zugfestigkeit reißt. Wenn die berechneten Zugspannungen nicht durch Eigengewicht oder andere zusätzliche mechanische Lasten überdrückt sind, ist eine elasto-spröde Modellerweiterung für die Simulation von Zugrisswachstum im Inneren der Stütze erforderlich [7, 6].

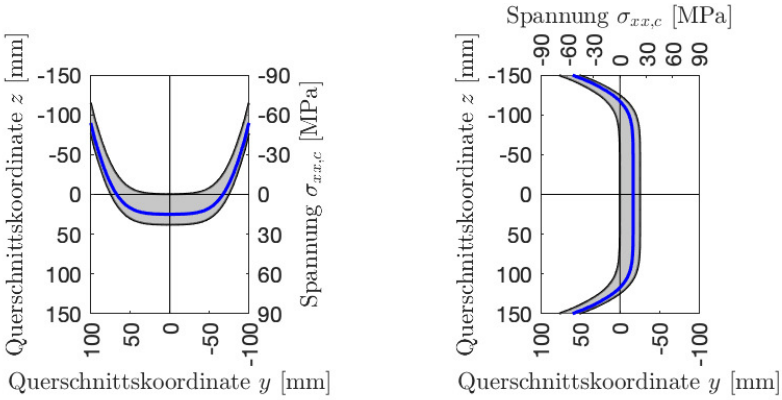


Abbildung 2: Normalspannungsprofile an den Stützenhauptachsen nach 11 minütiger Brandeinwirkung für Riegelbiegesteifigkeiten: $0 \leq EI_R \leq \infty$.

4 Schlussfolgerungen

Die Ergebnisse zeigen, dass die Behinderung der Stabachsendehnung einer Stahlbetonstütze großen Einfluss auf die Spannungsverteilung im Stützenquerschnitt hat: In Stützen mit stark *be*hinderter Stabachsendehnung steigen die Druckspannungen im Brandfall in Oberflächennähe stark an. Dies kann zu Druckversagen bzw. Abplatzen von Beton führen. Bei Stützen mit schwach *be*hinderter Stabachsendehnung kann der Beton aufgrund von Zugspannungen

im Querschnittsinneren bereits nach wenigen Minuten aufreißen. Dadurch reduziert sich der Widerstand gegen horizontales Abscheren stark, da entlang der Rissoberflächen nur geringe Kräfte (Rissverzahnung) übertragen werden können. Das ist vor allem für die Beurteilung der Tragfähigkeit im Erdbebenfall von Bedeutung. Selbst wenn ein Brand frühzeitig gelöscht werden kann, und die dem Brand ausgesetzte Oberfläche einer Stahlbetonstütze keine nennenswerten Schäden aufweist, ist es dennoch möglich, dass die Stütze beschädigt ist. Risse im Querschnittsinneren können durch eine visuelle Begutachtung der Oberfläche nicht erkannt werden. Das kann zu einer Fehleinschätzung des Zustands und der Tragfähigkeit führen.

Literatur

[1] Díaz Flores, R. ; Wang, H. ; Mang, H. ; Yuan, Y. ; Pichler, B. : Numerical analysis of a moderate fire inside a segment of a subway station. In: *Applied Sciences* 8 (2018), Nr. 11, S. 2116

[2] Gao, W. Y. ; Dai, J.-G. ; Teng, J. G. ; Chen, G. M.: Finite element modeling of reinforced concrete beams exposed to fire. In: *Engineering Structures* 52 (2013), S. 488–501

[3] Schmid, S. J. ; Díaz Flores, R. ; Aminbaghai, M. ; Pichler, B. L. A. ; Eberhardsteiner, L. ; Blab, R. ; Wang, H. : Curling stresses and thermal eigenstresses in a concrete pavement slab. In: *Computational Modelling of Concrete and Concrete Structures*. CRC Press, 2022, S. 564–571

[4] Schmid, S. J. ; Díaz Flores, R. ; Aminbaghai, M. ; Eberhardsteiner, L. ; Wang, H. ; Blab, R. ; Pichler, B. L. A.: Significance of eigenstresses and curling stresses for total thermal stresses in a concrete slab, as a function of subgrade stiffness. In: *International Journal of Pavement Engineering* (2022), S. 1–17

[5] Seeliger, L. : *Spannungen in thermisch beanspruchten Stahlbetonstützen*, TU Wien, Bachelorarbeit, 2023

[6] Sorgner, M. ; Díaz Flores, R. ; Wang, H. ; Hellmich, C. ; Pichler, B. L. A.: Axial Mode I Cracking in Core Regions of Compressed Reinforced Concrete Columns Subjected to Fire Loading. In: *11th International Conference on Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures (FraMCoS 11)*, 2023, S. 1–10

[7] Sorgner, M. ; Díaz Flores, R. ; Wang, H. ; Hellmich, C. ; Pichler, B. L. A.: Hindered thermal warping triggers tensile cracking in the cores of compressed columns of a fire-loaded tunnel segment structure: Efficiency and accuracy of beam theory prediction, compared to FEM. In: *Applications in Engineering Science* 14 (2023), S. 100128

[8] Sorgner, M. ; Díaz Flores, R. ; Wang, H. ; Pichler, B. L. A.: Engineering Mechanics Analysis of a Moderate Fire Inside a Segment of a Subway Station. In: *Computational Modelling of Concrete and Concrete Structures*, 2022, S. 239–246

[9] Wang, H. ; Höller, R. ; Aminbaghai, M. ; Hellmich, C. ; Yuan, Y. ; Mang, H. A. ; Pichler, B. L.: Concrete pavements subjected to hail showers: A semi-analytical thermoelastic multiscale analysis. In: *Engineering Structures* 200 (2019), S. 109677

Minisymposium Windingenieurwesen und gekoppelte Probleme

Organisatoren:

- **Roland Wüchner**
  Institut für Statik und Dynamik, Technische Universität Braunschweig

- **Cornelia Kalender**
  Windingenieurwesen und Strömungsmechanik, Ruhr-Universität Bochum

Baustatik – Baupraxis 15, © 2024, Technische Universität Hamburg

Neue Normenverfahren für die Berechnung wind-induzierter, dynamischer Tragwerksreaktionen

Rüdiger Höffer

Arbeitsgruppe Windingenieurwesen und Strömungsmechanik am Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, Fakultät für Bau- und Umweltingenieurwissenschaften, Ruhr-Univ. Bochum

Zusammenfassung: Mit der bis voraussichtlich 2028 abgeschlossenen Einführung der zweiten Eurocodegeneration zu den Windeinwirkungen auf Bauwerke werden die Modelle der Windwirkungen und der Ersatzlasten für die Bestimmungen der Bauwerksantworten erheblich erweitert. Neben den äquivalenten quasistatischen Ersatzlasten für die Böenerregung in Längsrichtung, nunmehr auch für Schwingungsformen mit Vorzeichenwechsel, wird erstmalig die Behandlung der böeninduzierten Quer- und Torsionsanregung in zwei Anhängen geregelt sowie ein neues Modell für die Wirbelerregung eingeführt. Die Verfahren werden diskutiert.

1 Einführung

1.1 Stand des Normungsverfahrens

Das Ausschuss SC1 zum Eurocode 1: Actions on structures des Europäische Normungskomitee CEN/TC250 für die Eurocodes im Konstruktiven Ingenieurbau hat die Umfragephase („Enquiry Phase“) für die Vornormen prEN 1991-1-1:2023 Dichten, Eigengewicht, Auflasten für Gebäude, prEN 1991-1-3 Schneelasten, prEN 1991-1-5:2023-03 Thermische Einwirkungen und prEN 1991-1-9:2023 Atmosphärische Vereisung und andere bereits abgeschlossen durch und wird über die konsolidierten Vornormen in seiner Sitzung im Januar 2024 abstimmen und den Mitgliedsländern zur Einführung bis voraussichtlich 2028 vorschlagen. Der Ausschuss CEN/TC250 SC1 leitete auch den Entwurf des Vorschlags für prEN 1991-1-4:2024-03 - Part 1-4: General actions — Wind actions [1] an das CEN-CENELEC Management Centre weiter, nachdem dieser von einem Projektteam ausgearbeitet, Fachkommentare der nationalen Spiegelausschüsse eingeholt und im Ausschuss diskutiert worden war. Ziel ist es, u.a. auch diese Vornorm in der letzten Umfragephase im März 2024 im Rahmen der CEN-Umfragestufe weiter abzustimmen. Die Inhalte des Entwurfes zur Vornorm werden dabei der Fachöffentlichkeit europaweit und etwas eingeschränkter auch darüber hinaus zur Diskussion zur Verfügung gestellt,

Kommentare gesammelt, nach Mitgliedsländern geordnet, in den entsprechenden nationalen Spiegelausschüssen bewertet und in der zuständigen Arbeitsgruppe „Working Group 1“ bzw. der „Task Group 2“ unter dem Dach des Ausschusses SC1 durch- bzw. eingearbeitet. Die Abstimmung über die konsolidierte Vornorm als Vorschlag zur Einführung in den Mitgliedsländern obliegt wiederum dem Ausschuss SC1. Danach müssen die fehlenden Prozessschritte für die Einführung der neuen oder überarbeiteten europäischen Normen unternommen werden. Eine vollständige Übersicht über den Zeitplan der Eurocode-Entwicklung nach derzeitigem Stand und zu den Prozessen und Verfahren sind auf der Website https://boss.cenelec.eu/homegrowndeliverables/en/pages/ zu finden.

1.2 Übersicht über die Fortschreibungen in der prEN1991-1-4:2024

Basierend auf dem Mandat M/515 der Europäischen Kommission (Mandat zur Änderung bestehender Eurocodes und zur Erweiterung des Anwendungsbereichs der Strukturellen Eurocodes) hat die vorgelegte Aktualisierung der ersten Generation der EN 1991-1-4 die im Vergleich der Einwirkungsnormen meisten Weiterentwicklungen erfahren: Es wird eine neue Formulierung zur Bestimmung der mittleren Geschwindigkeit und der Turbulenzintensität bis z = 300 m eingeführt. Die beiden in der aktuellen Norm definierten Verfahren zur Bestimmung des Strukturbeiwerts $c_s c_d$ werden vereinheitlicht, ebenso wie die ehemals zwei Ansätze zur Bestimmung der wirbelerregten Querschwingungsamplituden (informative Anhänge F und H). Die Behandlung der Querwind- und Torsionseinwirkungen auf schwingungsanfällige Gebäude ist im informativen Anhang G aufgenommen, der sich allerdings mit dem Anhang H überschneidet. Neu aufgenommen werden Regelungen zur Auswirkung von Vereisung (informativer Anhang E) und der Windeinwirkung auf Silos sowie Tanks. Viele Werte der aerodynamischen Koeffizienten werden für Bauwerkformen hinzugefügt, die in der aktuellen Norm noch nicht berücksichtigt sind, um aktuelle architektonische Entwürfe abzudecken. In Anbetracht ihrer großen Anzahl werden sie in drei neue normative Anhänge C (Druckbeiwerte), D (Nettodruckbeiwerte und abgeleitete Kraftbeiwerte) und E (Kraftbeiwerte) übertragen. Es wird ein neuer Anhang J über das Verhalten von Stahlgittertürmen und abgespannter Masten hinzugefügt (übernommen aus EN 1993-3-1). In drei neuen Anhängen K, L und M werden Hinweise zur Ableitung von Bemessungsparametern aus Windkanalversuchen und numerischen Simulationen, zur Ableitung von Windgeschwindigkeiten aus Messungen an meteorologischen Stationen und zu probabilistischen Modellen für Windeinwirkungen gegeben.

2 Böenerregte Schwingungen in Windrichtung

2.1 Spektralanalyse

Die Spektralanalyse der dynamischen Reaktionen von Bauwerken auf Windanregungen erfolgt in der Regel nach dem Verfahren von Davenport, das in den frühen 1960er Jahren entwickelt wurde. Es wird davon ausgegangen, dass die Lastschwankungen nur aufgrund der Schwankungen des turbulenten Windes auftreten, während die körperinduzierte Turbulenz vernachlässigt wird. Für eine flexible Struktur, bei der eine dynamische Reaktion hervorgerufen wird, wird dieser Ansatz zu einem quasi-stationären Ansatz im

Frequenzbereich modifiziert, was dem Davenport-Verfahren hinterlegt ist. Das grundsätzliche Verfahren ist in Abb. 1 schematisch dargestellt.

Die spektrale Leistungsdichte (Spektrum) des turbulenten Windes („gust spectrum“) wird mit der Last, im Frequenzbereich dargestellt als „generalized force spectrum“, über die aerodynamische Admittanzfunktion („aerodynamic admittance“) in Beziehung gesetzt. Das Spektrum der Last und das Spektrum der Strukturantwort („response spectrum“) sind über die Übertragungsfunktionen (mechanische Impedanz, „transfer function“) miteinander verbunden. Obwohl weiterhin angenommen wird, dass die Last nur durch den Wind induziert wird, reagiert die Struktur nicht auf alle Lastfrequenzen gleichmäßig, sondern kann resonant überhöht werden. Im Frequenzbereich werden die Spektren bzw. die Übertragungsfunktion durch frequenzweise Multiplikation verknüpft, wie in Abb. 2 dargestellt.

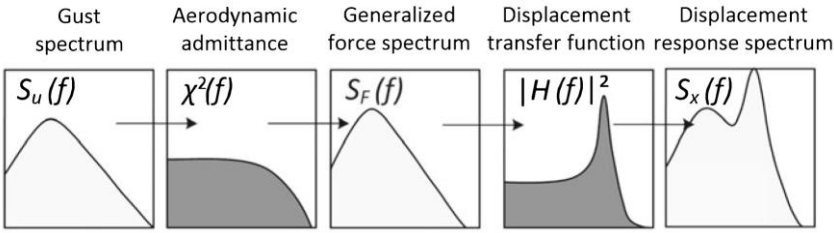


Abbildung 1: Alan G. Davenport wind loading chain and spectral analysis of along-wind effects on structures after Zhou and Kareem (2003), [6]

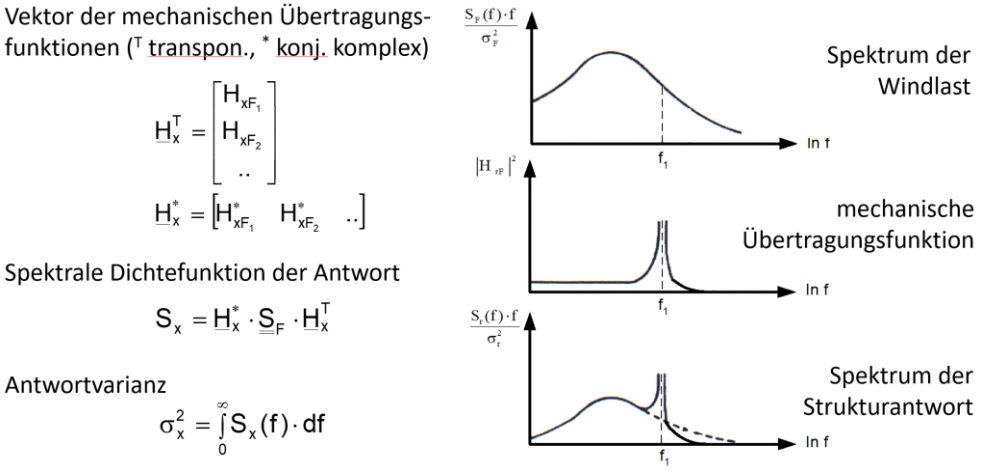


Abbildung 2: Spektralanalyse eines Mehrfreiheitsgradsystems

EN 1991-1-4 in der derzeitigen und zukünftigen Form bietet Berechnungsverfahren an, die die Reaktion der Struktur auf Windturbulenz beschreiben, wobei nur die erste Eigenform berücksichtigt wird. Mit ihnen können Bauwerke mit einer Höhe von bis zu 300 m sowie Brücken mit Spannweiten bis 200 m behandelt werden. Die derzeitig eingeführte Norm ([3] in Verbindung mit [4]) behandelt nicht das Problem der Torsionsschwingungen oder der turbulenzinduzierten Querschwingungen. Die mechanische Übertragungsfunktion gilt für

eine Schwingungsform j, ist komplex mit der komplexen Größe i und im Frequenzbereich definiert. In Gleichung (1)

$$H_{x,j}(i\omega) = \frac{1}{m_j(\omega_j^2 - \omega^2 - 2i\xi_j\omega_j\omega)} \tag{1}$$

Bezeichnen x bzw. r interessierende Antwortgröße, z.B. eine Verschiebung, und j die Schwingungsform bzw. Modalform, m_j ist die modale Masse, ω_j ist die j. Kreiseigenfrequenz, ω ist die (breitbandig verteilte) Erregerfrequenz und ξ_j ist das kritische Dämpfungsverhältnis in der j. Modalform.

2.2 Äquivalente quasistatische Ersatzlast nach DIN EN 1991-1-4:2010

Für die praktische Tragwerksplanung soll auf ein vollständiges Vorgehen nach dem Frequenzbereichsverfahren verzichtet werden. Auch eine dynamische Berechnung soll vermieden werden – mit Ausnahme der Bestimmung einer Grundeigenfrequenz und der zugehörigen Eigenform. Stattdessen werden nach DIN EN 1991-1-4:2010-12 [3] & NA [4] und [1] quasistatische Ersatzlast bestimmt, die bei Ansatz zu einer äquivalenten Beanspruchung des untersuchten Schnittes des Tragwerks führen. Dies wird in [1], ebenso wie in [3] und [4], durch einen Strukturbeiwert realisiert, der auf eine statische Windkraftgröße aufmultipliziert wird, um resonante Überhöhungen ebenso wie Korrelationseinflüsse der fluktuierenden Oberflächendrücke einzuschließen.

Die Schwingungsanfälligkeit einer Konstruktion ist grundsätzlich an eine bestimmte Reaktionsgröße S gebunden. Der Spitzenwert S_p wird dazu aufgespalten in die mittlere Reaktion S_m und ihre Standardabweichung σ_S. Die Gesamtvarianz σ_S^2 setzt sich aus der quasi-statischen Varianz σ_{SB}^2 und der Varianz infolge Resonanz σ_{SR}^2 wie in Gl. 2 gezeigt zusammen. Der Dynamikfaktor in Gl. 3 spiegelt das Verhältnis der Tragwerksreaktion mit und ohne Resonanz wider.

$$S_p = S_m + k_p \cdot \sigma_S = S_m + k_p \cdot \sqrt{\sigma_{SB}^2 + \sigma_{SR}^2} \tag{2}$$

$$c_d = \frac{S_m + k_p \cdot \sqrt{\sigma_{SB}^2 + \sigma_{SR}^2}}{S_m + k_{pQ} \cdot \sigma_{SB}} = \frac{S_m + k_p \cdot \sigma_{SB} \cdot \sqrt{1 + \frac{R^2}{B^2}}}{S_m + k_{pQ} \cdot \sigma_{SB}} \tag{3}$$

Für lineares Tragverhalten erhält man den entsprechenden Zusammenhang für die jeweilige Windeinwirkung. Der Dynamikbeiwert kann dann gleichwertig aus den im Windkanal gemessenen Kraftgrößen abgeleitet werden. Anwendungen finden sich in [7] und [8].

Im Anhang B der DIN EN 1991-1-4 [3] ist ein Verfahren angegeben, mit dem Böengrundanteil B^2 und Resonanzanteil R^2 bestimmt werden können. Es nutzt dabei aus, dass die Intensität der Windkräfte praktisch proportional zur Intensität der Windturbulenz ist. Insofern ist es nur für die Windkraft in Windrichtung zur Ermittlung von Dynamikbeiwert c_d und Größenbeiwert c_s direkt anwendbar. Für andere Einwirkungen, die Querwindkraft und das Windmoment, trifft dies nicht zu. Das Berechnungsverfahren muss daher so angepasst werden, dass die Kraftwirkung der Grundströmung und der Windturbulenz separat eingebunden werden. In Voruntersuchung wurden Dynamikbeiwert und Größenfaktor daher einzeln anhand von Windkanalversuchen bestimmt. Eine ausführliche Darstellung zu diesem

Vorgehen ist in [5] angegeben. Das Verfahren gilt für die Grundeigenfrequenz und eine Schwindungsform ohne Vorzeichenwechsel.

2.3 Fortschreibung für die Vornorm prEN1991-1-4:2024

Die Fortschreibung konzentriert sich zum einen auf eine Restrukturierung und Aufteilung des Spitzenfaktors k_p. Der Spitzenfaktor k_B ist der linearisierte Spitzenfaktor für die Reaktion auf den Böengrundanteil, definiert als das Verhältnis zwischen dem erwarteten Maximalwert über 10 Minuten der fluktuierenden Hintergrundreaktion und seiner Standardabweichung. Der Spitzenfaktor k_R ist der Spitzenfaktor für die Resonanzreaktion, definiert als das Verhältnis des erwarteten Maximalwerts über 10 Minuten der fluktuierenden Resonanzreaktion zu ihrer Standardabweichung. Beide Spitzenfaktoren sind nicht gleich groß, da die Resonanzreaktion vom Energiegehalt der Leistungsdichte der Turbulenz um die betrachtete Eigenfrequenz abhängt, während die Antwort auf den Böengrundanteil sehr breitbandig ist und der zugehörige Spitzenfaktor vom Energiegehalt über die gesamte Frequenzbandbreite abhängt. Die aus der derzeitigen Formulierung des Strukturbeiwertes $c_s c_d$ (s. Gl. 4) nach [3] in Verbindung mit [4] entwickelte Fortschreibung liefert c_{sd} (s. Gl. 5).

$$c_s c_d = \frac{1+2*k_p*I_v(z_s)*\sqrt{B^2+R^2}}{1+7*I_v(z_s)} \tag{4}$$

$$c_{sd} = \frac{1+2*I_u(z_s)*\sqrt{(k_B*B)^2+(k_R*R)^2}}{1+7*I_u(z_s)} \quad . \tag{5}$$

Zur Verdeutlichung der Nichttrennbarkeit von c_d für die turbulente Anregung und c_s für den Korrelationseffekt aufgrund der Tragwerksausdehnung in der bautechnischen Anwendung, wird in der Fortschreibung $c_s c_d$ in c_{sd} umbenannt.

Ein zweiter Aspekt der Fortschreibung ist der Einbezug von zwei Konfigurationen für horizontal ausgedehnte Tragwerke, wie Brücken, die aufgrund ihrer Lagerungen Schwingungsformen mit wechselndem Vorzeichen aufweisen. Die behandelten Fälle sind in der Abb. 3 gezeigt. Die Zeichnungen sind einer Arbeitsversion aus der Komiteearbeit entnommen.

a) b)

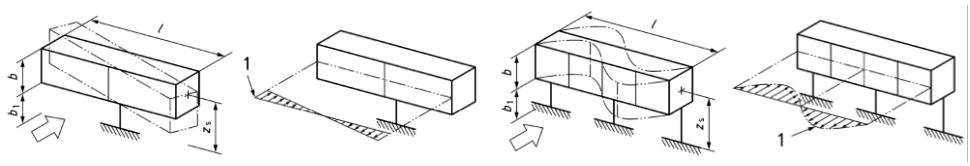


Abbildung 3: In [1] behandelte Schwingungsformen mit wechselnden Vorzeichen; die Bezugshöhe z_s hängt von den Lagegeometrien b_1 und b ab, „1“ bezeichnet die der mittleren, konstant verteilten Windkraft überlagerte räumlich und zeitlich maximale Amplitude der schwankenden Windlast

3 Böen- und wirbelerregte Querschwingungen

Die folgenden Ausführungen sind eng an [9] aus Mai 2023 angelehnt, mehrere aktuelle Arbeiten stehen vor der Veröffentlichung.

3.1 Böeninduzierte Quer- oder Torsionsanregung von Bauwerken

Die Windlastnormung in der Bundesrepublik enthielt bislang noch keine Regelungen zur Ermittlung einer böeninduzierten Quer- oder Torsionsanregung von Bauwerken. In den verschiedenen Normengenerationen einschließlich der aktuell eingeführten Bestimmungen werden dynamische Anregungen von Schwingungen, die nicht Längsschwingungen sind, sich also quer zum Windvektor oder im Torsionsfreiheitsgrad auftreten, nur infolge der Wirbelerregung oder infolge aeroelastischer Effekte, wie etwa Galloping oder Brückenflattern, geregelt bzw. angesprochen. Dieses wird sich mit Einführung der zweiten Eurocodegeneration ändern. Die Tabelle 5.4 in [1] verweist dazu auf die Anhänge G für Bauwerke mit rechteckförmigem Grundriss und H für schlanke Bauwerke mit verschiedenen Querschnittsformen. Das Vorgehen teilt sich nach der bezogenen Schlankheit $h/\sqrt{(b \cdot d)}$ ein, h ist die Bauwerkshöhe und b sowie d sind Grundrissabmessungen, die Breite b ist wie üblich quer zum Wind orientiert. Für Werte zwischen 3 und 6 wird ein Vorgehen nach Anhang G vorgeschrieben, welches bereits seit zwei Jahrzehnten in einigen Normen weltweit eingeführt, somit erprobt und bekannt ist. Dieses Verfahren ist für vertikal orientierte Gebäude gedacht, fokussiert sich auf die Böenerregung, schließt jedoch Wirbelerregungsanteile nicht grundsätzlich aus und ist empirisch validiert. Bei höheren Schlankheiten ist nach Anhang H vorzugehen. Hier werden getrennte rechnerische Behandlungen der Böenerregung (Kapitel H.4), der Wirbelerregung (Kapitel H.5) sowie der aeroelastischen Effekte Galloping (Kapitel H.6) und Flattern (H.7) geregelt. Aktuelle Literatur dazu ist mit [10] erschienen.

3.2 Fortschreibung des Wirbelerregungmodells

Eine besondere, auch den zukünftigen deutschen nationalen Anhang betreffende Frage ergibt sich für die Regelungen zur Wirbelerregung im Anhang H. Das seit vielen Jahrzehnten u.a. in der Bundesrepublik laut [4] eingeführte Verfahren 1 zur Berechnung der Querschwingungsamplituden gemäß Kapitel E.1.5.2 (Korrelationslängenverfahren) im Anhang E ([4]) wird nicht mehr im Vorschlag zur Vornorm [1] enthalten. Stattdessen ist das derzeitig unter E.1.5.3 beschriebene Verfahren 2 (Spektralverfahren) in einer stark überarbeiteten Form eingefügt worden, so dass es nun auch für verschiedene Tragwerkstypen anwendbar ist. Grund ist zum einen die Forderung des CENTC250 für die Fortschreibung der Eurocodes, alternative Rechenabläufe zu vermeiden, und zum anderen der technische Hinweis, dass Rechenergebnisse nach dem Korrelationslängenverfahren für besondere, turbulenzarme Klimate nicht immer zu auf der sicheren Seite liegenden Tragwerksauslegungen liegen, was dagegen von einem Spektralverfahren mit expliziter Berücksichtigung eines Turbulenzparameters erwartet werden darf. Es existieren mehrere neue Veröffentlichungen, die dies belegen, aber auch feststellen, dass zumindest das in der Bundesrepublik derzeit nicht eingeführte Verfahren 2 nach E.1.5.3 nicht selten zu ökonomisch ungünstigeren Lösungen führen kann. Diese Ergebnisse sind in Abb. 4 an Beispielen nachvollziehbar.

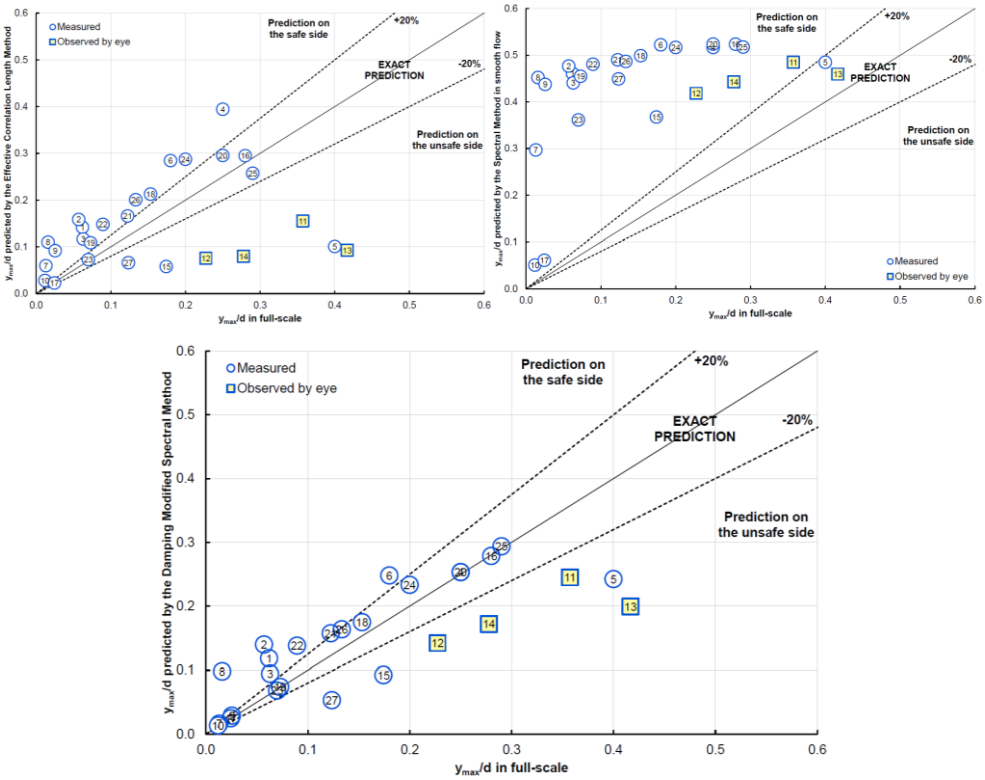


Abbildung 4: Rechnerisch bestimmte, normalisierte Schwingungsamplituden für 27 ausgeführte Schornsteine, aufgetragen über den beobachteten Werten;
ob. links: rechnerisch bestimmt nach dem Wirklängenverfahren (E.1.5.2 in [3])
ob. rechts: rechnerisch bestimmt nach dem Spektralverfahren (E.1.5.3 in [3])
unten: rechnerisch bestimmt, Fortschreibung in [1], Anhang H, Kapitel H.5)
(entnommen aus [11])

Es sind ausgeführte Stahlschornsteintragwerke beobachtet und die sich einstellenden Queramplituden gemessen (Kreissymbole) oder geschätzt (Rahmensymbole) worden. Mit den bekannten Eigenschaften der Tragwerke sind sodann Prädiktionen mithilfe des Korrelationslängenverfahren nach E.1.5.2 (in oberer Teilabbildung behandelt), mittels des Spektralverfahrens nach E.1.5.3 (in mittlerer Teilabbildung behandelt) sowie mittels dem verbesserten Verfahren aus [1], Anhang H, Kapitel H.5, erstellt und den Beobachtungswerten gegenübergestellt worden. Eine strenge Übereinstimmung der vorhergesagten und der beobachteten Amplituden würde sich dann ergeben, wenn alle Ergebnispunkte auf der Diagonalen liegen würden. Abweichungen nach oben bedeuten eine Vorhersage auf der sicheren Seite (liegt im mittleren Teilbild durchgängig vor, tlw. unökonomisch weit auf der sicheren Seite), Streuungen nach unten bedeuten eine unsichere Vorhersage (im oberen Teilbild zu erkennen, tlw. als unsicher zu bewerten). Das Potential des überarbeiteten, in [1] aufgenommenen Spektralverfahrens wird aus dem unteren Teilbild erkennbar, wo zu sehen ist, dass sich die Ergebnispunkt dem Diagonalbereich am besten annähern. Trotz der in einigen Ergebnisfällen erkennbaren Unsicherheiten im oberen Teilbild hat man bei der Anwendung des Wirklängenverfahrens jahrzehntelang gute Erfahren gemacht. Das

Verfahren ist durchgängig wissenschaftlich-technisch begleitet, als weitgehend fachlich richtig und erprobt bewertet worden. Zudem ist es den mit derartigen Berechnungen befassten Tragwerksplanerinnen und Tragwerksplanern in den anwendenden Ländern bekannt. Somit kann das Verfahren als eine Regel der Technik betrachtet werden. Deshalb und wegen seiner starken Marktdurchdringung ist beabsichtigt, das Verfahren auch bei Einführung der zweiten Normengeneration weiterhin anwenden zu können, zumindest als Alternative zu dem in einer einzuführenden Norm enthaltenen Spektralverfahren.

Danksagung

Der Autor dankt der Deutschen Forschungsgemeinschaft (DFG) für die Förderung der Forschungsarbeiten unter den Projektnummern 426322127 und 493357786, deren Ergebnisse hier mit eingeflossen sind, den Kollegen aus dem CEN/TC250-Projektteam SC1-T3-EN1991-1-4, Dr. Svend Ole Hansen/Dänemark, Dr. John Rees/Großbritannien, Prof. Dr. Francesco Ricciardelli/Italien und Pierre Spehl/Belgien, für die Überlassung von Materialien zur Verwendung für diesen Aufsatz, der Geschäftsstelle der Bundesvereinigung der Prüfingenieure für Bautechnik e.V., BVPI, dem Verband der Beratenden Ingenieure, VBI, sowie dem Sekretariat des CEN/TC 250/SC1, welches beim DIN liegt, für die Unterstützungen bei der Normenarbeit.

Literatur

[1] Draft of prEN 1991-1-4:2024, Eurocode 1: Actions on structures — Part 1-4: General actions — Wind actions; CEN/TC 250, Secretariat BSI, 2023-03-30.

[2] Denton, S. (2023). Overview Eurocodes. Eurocode Conference, Deutsches Institut für Bautechnik, Berlin, May, 24th, 2023.

[3] DIN EN 1991-1-4:2005+A1:2010+AC:2010, Ausgabe Dezember 2010. Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen, Windlasten, Deutsche Fassung EN 199114:2010, Deutsches Institut für Normung e.V.

[4] DIN EN 1991-1-4/NA, Ausgabe Dezember 2010. Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen – Windlasten

[5] Niemann, H.J., Höffer, R. & Hölscher, N.: Windeinwirkungen auf weit gespannte Balkenbrücken, In: Festschrift Gerhard Hanswille, 2011, pp. 303-309

[6] Zhou, Y., Kareem, A.: Aerodynamic Admittance Functions of Tall Buildings. Technical Report. University of Notre Dame, USA (2003)

[7] Höffer, R., Thiele, K., Lupi, F., Winkelmann, U., Hubert, W., Kalender, C., Wüchner, R., Chen, C: Aktuelle Modelle und Methoden zur Windlastermittlung; in: Stahlbau-Kalender 2022, April 2022, Verlag Ernst & Sohn, ISBN: 978-3-433-03361-6

[8] Meskouris, K., Butenweg, C., Hinzen, K.-G., Höffer, R.: Structural Dynamics with Applications in Earthquake and Wind Engineering. 2nd edition, Springer-Verlag

GmbH Germany, part of Springer Nature, 2019, https://doi.org/10.1007/978-3-662-57550-5, Library of Congress Control Number: 2018949059

[9] Höffer, R.: Eine neue Norm für die Bestimmung von Windeinwirkungen zur Bemessung der Tragfähigkeit von Bauwerk und Bauteil - Erste Einblicke in die Neuerungen im Entwurf für die Vornorm prEN1991-1-4:2024. In: Der Prüfingenieur, Ausgabe 62, Mai 2023, S. 94ff., Hrsg. Bundesvereinigung der Prüfingenieure für Bautechnik e.V., Berlin

[10] Ricciardelli, F.: prEN 1991-1-4:2021: The draft Second Generation Eurocode on wind actions on structures - A personal view. Wind and Structures, Vol. 37, No. 2 (2023) 79-94, https://doi.org/10.12989/was.2023.37.2.079

[11] Lupi, F.; Niemann, H.-J.; Höffer, R.: A novel spectral method for cross-wind vibrations: Application to 27 full-scale chimneys; Journal of Wind Engineering & Industrial Aerodynamics, Elsevier, 2017, https://doi.org/10.1016/j.jweia.2017.10.014

Baustatik – Baupraxis 15, © 2024, Technische Universität Hamburg

3D-Effekte bei der winddynamischen Schwingungsanregung kragförmiger Strukturen mit Quadratquerschnitt

Wolfgang Hubert, Norbert Hölscher

Niemann Ingenieure GbR

Zusammenfassung: Stabförmige Kragbauwerke mit gedrungenen, rechteckförmigen Querschnitten sind in besonderem Maße anfällig für windinduzierte Schwingungsanregungen. Die aktuell gültige Windlastnorm DIN EN 1991-1-4 [1] bietet Verfahren an, sowohl um eine mögliche Resonanzanregung als Folge der Kármánschen Wirbelablösung zu bewerten als auch um das Einsetzen von Biegegallopingschwingungen ausschließen zu können. Jüngste Windkanalmessungen an starren und an schwingfähigen Modellen von Kragträgern mit Quadratquerschnitt kombiniert mit Ergebnissen aus der Fachliteratur zeigen, dass stark vereinfachte Regelungen der DIN EN 1991-1-4 die Komplexität bei solchen Bauwerken nicht sachgerecht erfassen und teilweise sogar auf unsicherer Seite liegen.

1 Einführung

Stabförmige Kragbauwerke mit gedrungenen, mehr oder weniger scharfkantigen Rechteckquerschnitten sind in besonderem Maße anfällig für windinduzierte Schwingungsanregungen. Resonanzartige Strukturreaktionen, die ihre Energie aus der Böigkeit des Windes ziehen, werden in der Regel lastseitig durch Überhöhungsfaktoren auf die quasistatischen Windeinwirkungen erfasst. Solche Querschnitte sind darüber hinaus anfällig für Schwingungen quer zum Wind durch zwei besondere winddynamische Effekte: Wirbelerregung und Selbsterregung.

Im ersten Fall entstehen infolge der wechselseitigen Ablösung von Wirbeln periodische Erregerkräfte, die das Tragwerk in Resonanz anregen können. Diese dynamische Tragwerksbeanspruchung kann von einer Unterschreitung des Schwellenwertes der Ermüdungsfestigkeit (häufige sehr kleine Amplituden) bis hin zu einer Überschreitung der Kurzzeitfestigkeit bzw. der statischen Festigkeit (seltene sehr große Amplituden) reichen. Für ein fertiggestelltes Bauwerk wird ein Betriebsfestigkeitsnachweis erforderlich. Für Montagezustände stellt sich eher die Frage, ob Kurzzeitfestigkeiten aus wenigen Schwingungszyklen

überschritten werden. Allerdings hat es auch unmittelbare Schadensfälle an bereits lange bestehenden Bauwerken infolge sehr großer Schwingamplituden gegeben, die sich bei sehr geringer Windturbulenz durch eine besondere meteorologische Situation aufgebaut hatten.

Unter den Begriff der Selbsterregung fallen bewegungsinduzierten Strömungsinstabilitäten wie z.B. Biegegalloping, Torsionsgalloping, Interferenzgalloping, Flattern. Allgemein muss eine solche Erregung in jedem Fall ausgeschlossen werden, da sich hierbei große Schwingungen bis zum Kollaps aufbauen können. In [3] wird vom Schadensfall am Pylon der Lodemann-Brücke in Hannover berichtet. Hierbei war der ca. 30 Meter hohe vertikale Teil des Pylons wenige Meter oberhalb des Verzweigungspunktes in einem starken Sturm Anfang November 1972 kollabiert. Er besaß einen sich konisch verjüngenden, rechteckähnlichen Querschnitt mit variierendem Seitenverhältnis d/b oberhalb 1. Biegegalloping konnte als Schadensursache durch Windkanalversuche nachträglich bestätigt werden.

Der vorliegende Beitrag berichtet von Windkanalmessungen sowohl an starren als auch an schwingfähigen Kragträgern mit Quadratquerschnitt. Auf dieser Grundlage und in Verbindung mit weiteren Literaturangaben werden die Komplexität dieser winddynamischen Anregungen solcher Bauwerke sowie Unzulänglichkeiten bei der Nachweisführung auf Grundlage der Angaben in der Windlastnorm DIN EN 1991-1-4 [1] aufgezeigt.

2 Vorgehen in DIN EN 1991-1-4 beim Nachweis gegen windinduzierte Querschwingungen rechteckförmiger Querschnitte

2.1 Querschwingungen durch Wirbelerregung

Bei der Umströmung sogenannter stumpfer, nicht-stromlinienförmiger Körper bilden sich auf der strömungsabgewandten Seite alternierend gegenläufig rotierende Wirbel, (Kármánsche Wirbelstraße). Dieser alternierende Wirbelablöseprozess induziert am umströmten Körper ebenso regelmäßig pulsierende Erregerkräfte quer zum Wind. Insbesondere schlanke, stabförmige Bauwerke bzw. Bauteile können hierdurch zu Schwingungen quer zum Wind angeregt werden. Dabei kann es zu Resonanz kommen, wenn die Wirbelablösefrequenz mit einer Eigenschwingung des Bauwerks bzw. Bauteils quer zum Wind übereinstimmt. Dieser Resonanzfall ist gekennzeichnet durch die kritische Windgeschwindigkeit

$$v_{crit,i} = \frac{b \cdot n_{y,i}}{St} \tag{1}$$

mit der Frequenz der Biegeschwingung quer zum Wind $n_{y,i}$ (in Hz), der Querschnittsabmessung b quer zum Wind (in m) und der Strouhalzahl St.

Die derzeit gültige Windlastnorm DIN EN 1991-1-4 [1] behandelt wirbelerregte Querschwingungen in Verbindung mit dem nationalen Anhang DIN EN 1991-1-4/NA [2] im Resonanzfall. Kann Wirbelresonanz nicht ausgeschlossen werden ($v_{crit,i} < 1{,}25 \cdot v_{m,Lj}$) ist die Tragwerkssicherheit nachzuweisen. Benötigt wird dazu die maximale Querschwingungsamplitude $y_{F,max,i}$ in den Umkehrpunkten der angeregten Eigenform im eingeschwungenen

Zustand. Entsprechend „Verfahren 1“ im Abschnitt E.1.5.2 der Hauptnorm verhält sich die Amplitude proportional zum reziproken Wert der quadrierten Strouhalzahl:

$$y_{F,max,i} \sim \frac{1}{St^2} \tag{2}$$

Die Strouhalzahl St kennzeichnet für eine bestimmte Querschnittsform den Proportionalitätsfaktor zwischen der Ablösefrequenz der Wirbel n_A (in Hz) und dem Verhältnis v/b (in 1/s). Beim scharfkantigen Rechteckquerschnitt verhält sich für d/b bis ca. 2,8 die Wirbelstraße im Nachlauf des Körpers ähnlich zu der des Kreiszylinders. Die Strömung löst an der Vorderkante ab, das Profil ist aber so kurz, dass keine Wechselwirkung mit der Hinterkante stattfindet, d.h. die Wirbel organisieren sich erst hinter dem Totwassergebiet. In diesem Bereich hängt die Strouhalzahl sehr stark vom Seitenverhältnis d/b ab, siehe Abb. 1.

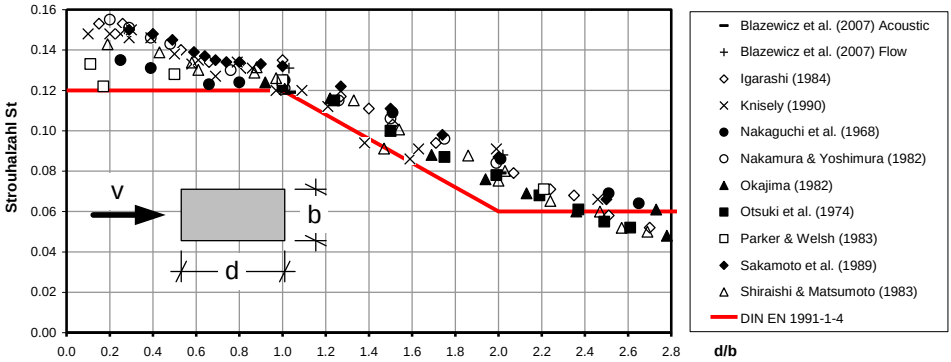


Abbildung 1: Gemessene Strouhalzahlen scharfkantiger Rechteckquerschnitte in 2-dimensionaler Umströmung im Vergleich zu dem in DIN EN 1991-1-4 angegebenem Verlauf

Da sich $v_{crit,i}$ und $y_{F,max,i}$ jeweils umgekehrt proportional zur Strouhalzahl verhalten, wäre aus der beobachteten Streuung von Messergebnissen entsprechend für den Nachweis durch Ausschluss ($v_{crit,i}$) ein oberes Perzentil und für den Nachweis der Tragwerkssicherheit im Resonanzfall ($y_{F,max,i}$) ein unteres Perzentil anzusetzen, um jeweils die sichere Seite abzubilden. Der Ansatz unterschiedlicher Strouhalzahlen je nach Beurteilungszweck ist im Zuge des methodischen Vorgehens nach „Verfahren 1“ nicht anerkannt. Im Ergebnis bedeutet dies, dass die in der DIN EN 1991-1-4 angegebene Kurve für den Nachweis auf Ausschluss auf unsicherer Seite liegt. Aus diesem Grund erscheint es sinnhafter, die Strouhalzahl auf Grundlage der Streubreite publizierter Werte als „best estimate“ anzusetzen.

Bei der Umströmung endlicher stabartiger Rechteckquerschnitte ist zu beobachten, dass sich infolge von 3D-Effekten zum freien Ende hin auch die Erregerfrequenz verändert. Bei Kragträgern mit nicht zu großer Schlankheit führt dies dazu, dass die veränderten Werte im Kopfbereich die kritische Windgeschwindigkeit der Schwingungsantwort bestimmen.

2.2 Querschwingungen durch Selbsterregung

Biegegalloping ist eine Instabilität, die vor allem gedrungene, scharfkantige oder asymmetrische Körper in abgelöster Strömung betrifft. Beim Rechteckquerschnitt hängt sie zudem stark vom Seitenverhältnis sowie vom Turbulenzgrad ab. Ab ca. d/b > 3 tritt die

Instabilität nicht mehr auf, da die an der Vorderkante abgelöste Strömung dann verstärkt auf die Hinterkante trifft und die Anfachung so gestört wird.

Die Norm DIN EN 1991-1-4 behandelt die Einsetzgeschwindigkeit für Biegegalloping-schwingungen als quasi-stationären Fall auf der Grundlage des Glauert-Den Hartog-Kriteriums. Dieses basiert auf einer negativen Steigung des Querkraftbeiwertes c_{fy} bei $\alpha = 0°$. Mit dem quasi-stationären Stabilitätsbeiwert a_G des spezifischen Querschnitts ergibt sich die Einsetzgeschwindigkeit rechnerisch zu

$$v_{CG} = \frac{2 \cdot Sc_b}{a_G} \cdot n_{y,1} \cdot b \tag{3}$$

Die Scrutonzahl für Biegung ermittelt sich mit der äquivalenten Masse $m_{y,e}$ (in kg/m), dem Dämpfungsdekrement für die Biegeschwingung δ_b und der Luftdichte ρ_L (in kg/m^3) aus

$$Sc_b = \frac{2 \cdot m_{y,e} \cdot \delta_b}{\rho_L \cdot b^2} \tag{4}$$

Stabilitätsbeiwerte $a_G = -dc_{fy}/d\alpha$ instabiler Querschnittsformen können zuverlässig nur aus Windkanalversuchen ermittelt werden. In DIN EN 1991-1-4 sind für Rechteckquerschnitte Zahlenwerte für a_G in Abhängigkeit des Seitenverhältnisses d/b tabelliert, siehe Tab. 1. Demnach dürfte ein Wert von $a_G = 1{,}2$ für den Quadratquerschnitt angesetzt werden. Dagegen führen typische Ergebnisse von Windkanalmessungen für d/b = 1 in 2-dimensionaler Umströmung, d.h. bei unendlicher Schlankheit, auf einen deutlich größeren Wert für a_G von ca. 3,3, siehe Abb. 2. Solche höheren Werte für a_G werden regelmäßig durch eigene Windkanalmessungen an scharfkantigen, kastenförmigen Querschnitten in 2-dimensionaler Umströmung bestätigt. Beim Quadratquerschnitt ist diese Anfälligkeit zudem kaum abhängig vom Turbulenzgrad der Windströmung.

d/b	1/3	1/2	2/3	1	3/2	2
a_G	0,4	0,7	1,0	1,2	1,7	2,0

Tabelle 1: Stabilitätsbeiwert für Galloping a_G nach DIN EN 1991-1-4 für den Rechteckquerschnitt abhängig vom Seitenverhältnis d/b

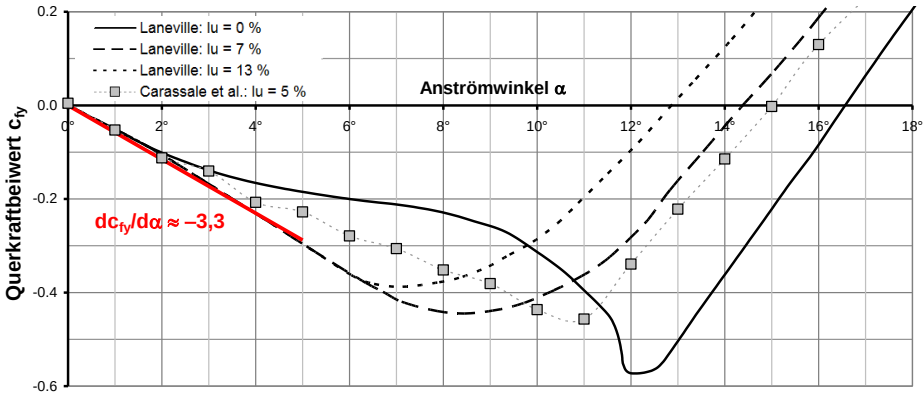


Abbildung 2: Beiwerteverlauf $c_{fy}(\alpha)$ für den Quadratquerschnitt in 2-dimensionaler Umströmung abhängig von der Turbulenz aus zwei Literaturquellen

Es kann nur vermutet werden, dass die Werte in der Norm bereits vergünstigende 3D-Effekte z.B. aus einer veränderten Umströmung im Kopfbereich eines Kragträgers erfassen. Liegt in einem konkreten Fall eher 2-dimensionale Umströmung vor, ist anzunehmen, dass nach Tab. 1 ermittelte, deutlich höhere Einsetzgeschwindigkeiten auf unsicherer Seite liegen.

3 Stationäre Messungen der Windeinwirkungen an einem quadratischen Kragträger

In dieser Windkanaluntersuchung wurden an einem vertikal stehenden, endlichen Kragträger mit quadratischen Querschnitt d/b = 1 und Schlankheit H/b = 20 Druckmessungen durchgeführt. Das Modell (b = 4 cm) ist dabei fest am Drehteller verankert, Abspannungen vom Kopf aus verhindern Schwingungen explizit. In 4 Messquerschnitten mit Abstand s/b = 1, 4, 8 und 12 vom Kopf aus sind jeweils 16 Druckmesspunkte gleichmäßig über den Umfang verteilt. Zur Erfassung der kurzzeitigen Druckschwankungen werden sämtliche Druckmesssignale mit hoher zeitlicher Auflösung registriert. Grundlage der weiteren Auswertungen sind u.a. Zeitreihen dimensionsfreier Kraftbeiwerte, die durch Integration aus den Druckmessungen ermittelt sind. Sie werden durch Referenzierung mit dem Querschnittsmaß und dem mittleren Staudruck der verwendeten homogenen Strömung gebildet. Die Zeitverläufe werden statistisch und spektral analysiert, um die Erregerkraftwirkungen bewerten zu können.

Für diesen Kragträger zeigt sich, dass in einem gewissen Bereich von ca. ±15° um die frontale Anströmung Φ = 0° zwei abschnittsweise unterschiedliche Ablöseprozesse entlang der Achse entstehen, siehe Abb. 3. Die mittlere Ablösezelle (s/b = 12) weist in etwa die Charakteristik der 2-dimensionalen Umströmung mit St ca. 0,124 auf, vgl. Abschnitt 2.1. Die veränderte Wirbelstraße im Kopfbereich liefert eine Strouhalzahl von etwa St_{Kopf} = 0,095.

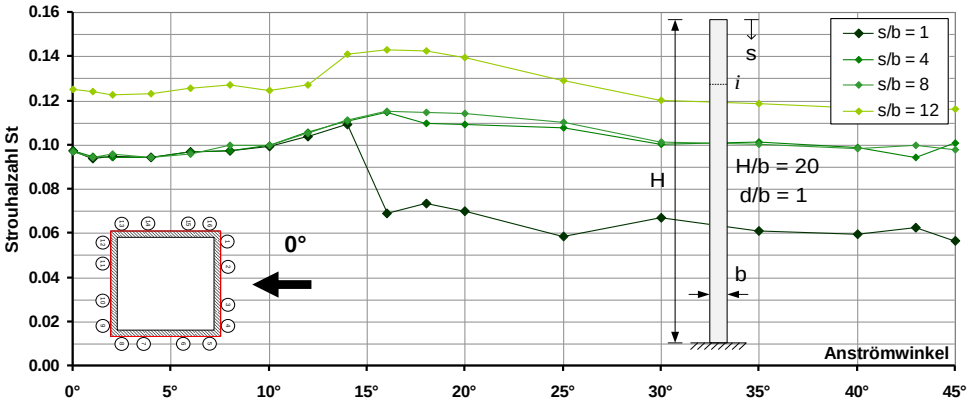


Abbildung 3: Strouhalzahlen St aus Windkanalmessungen an einem vertikalen Kragträger mit Quadratquerschnitt in Abhängigkeit der Höhe und des Anströmwinkels

Der 2-dimensionale Erregerkraftbeiwert $c_{lat,0}$ (s/b = 12) bei Φ = 0° ist mit rd. 1,35 größer als der in DIN EN 1991-1-4 angegebene Wert von 1,1, siehe Abb. 4. Er sinkt zum Kopfbereich hin ab. Dazu fällt er ab Anströmwinkeln Φ ca. 10° bis 15° in allen Querschnitten auf ein sehr niedriges Niveau. Eine Anregung zu resonanzartigen Schwingungen ist von daher nur im Winkelbereich ±15° zu erwarten. Allerdings zeigen die Auswertungen auch, dass die

spektrale Bandbreite in diesem Winkelbereich ±15°, im Vergleich beispielsweise zu kreiszylindrischen Querschnitten, extrem gering ausfällt. Der Erregerprozess ist insofern stark sinusförmig, durchaus typisch für scharfkantige Baukörper mit dadurch fixierten Ablöselinien. Entsprechend direkt ist die Übertragung der Erregerkraft in die Resonanzantwort anzunehmen.

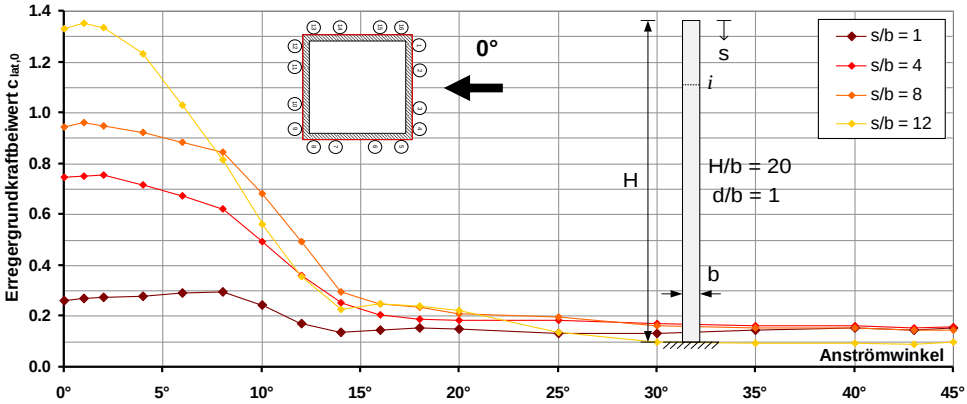


Abbildung 4: Erregerkraftbeiwerte $c_{lat,0}$ aus Windkanalmessungen an einem vertikalen Kragträger mit Quadratquerschnitt in Abhängigkeit der Höhe und des Anströmwinkels

Beim Querkraftbeiwert c_{fy} zeigen beide tiefer liegenden Querschnitte s/b = 8 bzw. 12 sehr ähnliches Verhalten. Die Anfälligkeit zum Biegegalloping, ausgedrückt durch negative Werte von $dc_{fy}/d\alpha$, nimmt zum Umschlagpunkt bei ca. $\Phi = 14°$ hin zunächst noch zu. Ein gemittelter Wert beider Querschnitte bestätigt in etwa das Ergebnis bei 2-dimensionaler Umströmung gemäß Abb. 2. Zum Kopf hin verändert sich dieser Kraftverlauf zu geringer bzw. kaum vorhandener negativer Steigung. Die tatsächliche Einsetzgeschwindigkeit für Biegegalloping an einem Kragträger kann insofern günstiger liegen.

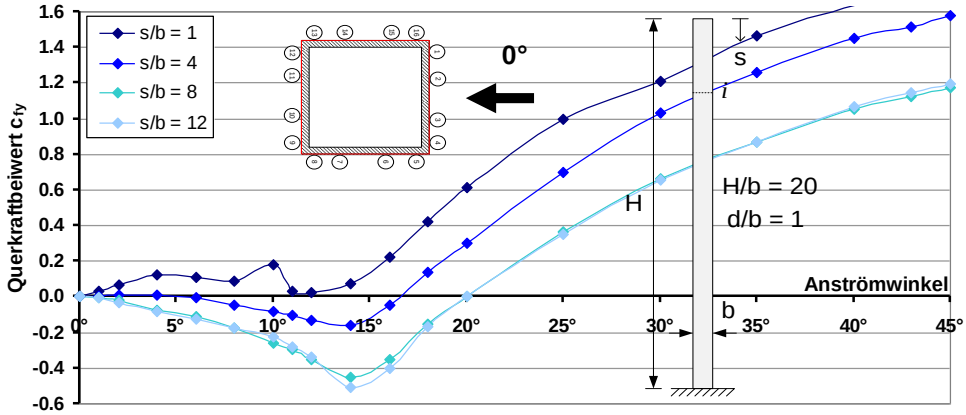


Abbildung 5: Querkraftbeiwert c_{fy} aus Windkanalmessungen an einem vertikalen Kragträger mit Quadratquerschnitt in Abhängigkeit der Höhe und des Anströmwinkels

4 Messungen an einem schwingfähigen Kragträger mit Quadratquerschnitt

In dieser Windkanaluntersuchung wurden Messungen an einem vertikal stehenden, endlichen Kragträger mit quadratischen Querschnitt d/b = 1 und Schlankheit H/b = 32,4 durchgeführt. Das Modell (b = 4 cm) ist unterhalb des Windkanalbodens in einer Kraftmesswaage verankert, die Kräfte in drei orthogonalen Richtungen und die entsprechenden Momente um diese Achsen erfasst. Die Übertragung der DMS-Signale erfolgt mittels einer werksseitig gelieferten Kalibriermatrix. Der Messbereich ist mit den zu erwartenden Windmomenten abgestimmt. Die Scrutonzahl des schwingfähigen Modells beträgt ca. $Sc_b = 6{,}0$. Zeitverläufe der Messsignale werden zu einer fest eingestellten Windgeschwindigkeit mit hoher zeitlicher Auflösung aufgezeichnet und statistisch ausgewertet. Die Übertragung auf die Hauptausführung erfolgt über die dimensionsfreie, reduzierte Geschwindigkeit

$$v_{red} = \frac{v}{b \cdot n_y} \tag{5}$$

Der reziproke Wert von v_{red} ergibt direkt die Strouhalzahl. Die in den Druckmessungen identifizierten zwei Wirbelstraßen unterschiedlicher Ablösefrequenz zeigen sich eindrucksvoll als Doppelpeak im rms-Werteverlauf des schwingfähigen Modells, siehe Abb. 6. Zu beiden reduzierten Geschwindigkeiten ist jeweils die Grundschwingung des Modells in Resonanz angeregt. Die Erregung aus der Wirbelstraße im Kopfbereich bei $v_{red} \approx 10{,}8$ erzeugt erwartungsgemäß eine größere Strukturreaktion als die tiefer liegende Wirbelstraße bei $v_{red} \approx 8{,}2$.

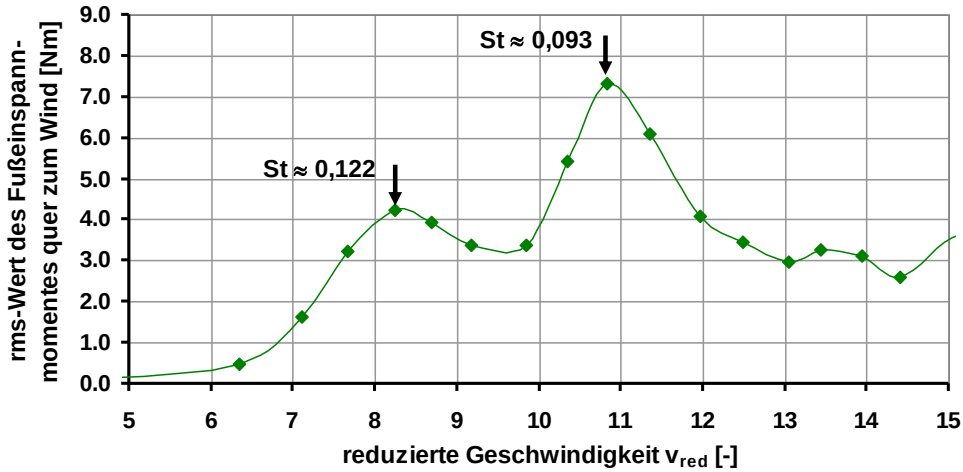


Abbildung 6: rms-Wert des gemessenen Fußeinspannmomentes quer zum Wind an einem schwingfähigen vertikalen Kragträger mit Quadratquerschnitt bei frontaler Anströmung $\Phi = 0°$ mit geringer Windturbulenz $I_v = 3{,}4$ % in Abhängigkeit von der reduzierten Geschwindigkeit v_{red}

Die Ausprägung dieses Verhaltens ist sicherlich von der Schlankheit H/b abhängig. In jedem Fall ist es jedoch physikalisch unsinnig, die Charakteristik der 2-dimensionalen Umströmung im Kopfbereich zu unterstellen, was sich durch das Vorgehen in DIN EN 1991-1-4 ergäbe.

Abhängig von der Scrutonzahl können die Windgeschwindigkeiten für Wirbelresonanz und für Biegegalloping nah beieinander liegen und sich gegenseitig beeinflussen. Vorliegend ist dies offensichtlich der Fall, siehe Abb. 7. Bei sehr geringer Windturbulenz drückt sich die Wirkung der Wirbelstraße durch, auch mit dem positiven Effekt, dass oberhalb der Resonanzerregung die Strukturreaktion auf ein geringes Maß zurückfällt. Allerdings stört die Windturbulenz zunehmend die periodische Wirbelerregung. Für den Quadratquerschnitt, dessen Anfälligkeit für Biegegalloping wenig von der Windturbulenz abhängt, führt dies demnach dazu, dass sich bei größerer Windturbulenz $I_v \geq 6{,}1$ % ab ca. $v_{red} = 9{,}5$ Biegegallopingschwingungen aufbauen. Auch in den Modellversuchen ist dann ein Kollaps zu vermeiden.

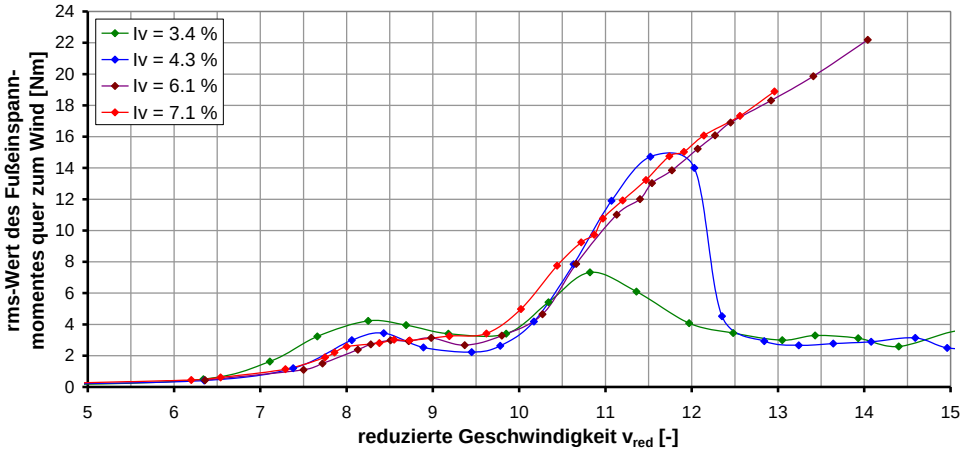


Abbildung 7: rms-Wert des gemessenen Fußeinspannmomentes quer zum Wind an einem schwingfähigen vertikalen Kragträger mit Quadratquerschnitt bei frontaler Anströmung $\Phi = 0°$ abhängig von der reduzierten Geschwindigkeit v_{red} und der Windturbulenz I_v

Literatur

[1] DIN EN 1991-1-4:2010-12 Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen, Windlasten, Deutsche Fassung EN 1991-1-4:2010, Deutsches Institut für Normung e.V., Dez. 2010.

[2] DIN EN 1991-1-4/NA 2010-12 Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen - Windlasten, Deutsches Institut für Normung e.V., Dez. 2010.

[3] MAHRENHOLTZ, O.; BARDOWICKS, H. Wind induced vibrations of Some Steel Structures. In: Naudascher, E., Rockwell, D. (Hrsg.) Practical Experiences with Flow-Induced Vibrations, Symposium, Universität Karlsruhe, 1979, S. 643-649

[4] DENIZ, S.; STAUBLI, TH. Oscillating Rectangular and octagonal profiles: Interaction of leading- and trailing-edge vortex formation. Journal of Fluids and Structures, Nr. 11 (1997), S. 3–31

[5] CARASSALE, L.; FREDA, A.; MARRÈ-BRUNENGHI, M. Effects of free-stream turbulence and corner shape on the galloping instability of square cylinders. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, Nr. 123 (2013), S. 274-280

Baustatik – Baupraxis 15, © 2024, Technische Universität Hamburg

Das neue WTG-Merkblatt zur numerischen Simulation von Windströmungen

Casimir Katz

SOFiSTiK AG

Zusammenfassung: Die WTG-Richtlinie zu den Windkanalversuchen ist schon lange eine anerkannte Referenz im Bereich des Windingenieurwesens. Da die Anwendung von CFD-Verfahren immer breiteren Raum einnimmt, erschien es sinnvoll eine eigene Richtlinie für diese Verfahren zu erstellen. Der bestehende Eurocode EN 1991-1-4 sieht die Verwendung von experimentellen und numerischen Verfahren vor, sofern diese sorgfältig validiert werden. Die Validierung ist daher eine wesentliche im Merkblatt behandelte Fragestellung.

1 Zweck und Inhalt des Merkblatts

Das Merkblatt soll einerseits Ingenieure und Architekten unterstützen, die numerische Windsimulationen durchführen lassen und die Ergebnisse anwenden. In der Fachwelt hat sich für diese Verfahren die Abkürzung CFD (Computational Fluid Dynamics) etabliert. Es soll andererseits für die ausführenden Untersuchungsstellen, die Ersteller der Berechnung, eine gemeinsame Basis zur Verfügung stellen im Hinblick auf Modellierungs- und Auswertemethoden sowie die Qualitätssicherung für Simulationen in der atmosphärischen Grenzschicht. Es kann und soll weder die Beschäftigung mit den Grundlagen der Strömungsmechanik noch die Verantwortung des Ingenieurs ersetzen.

Das Merkblatt enthält Leitlinien für die Durchführung von numerischen Simulationen in der Bauwerksaerodynamik. Für numerische Berechnungen muss die verwendete Software verifiziert sein, d.h. es muss durch den Hersteller sichergestellt sein, dass die Gleichungen korrekt implementiert sind. Sie muss aber durch den Anwender auch hinsichtlich der Eignung für das vorliegende Problem validiert werden. Der Anwender muss sich also darüber klarwerden, ob er die richtigen Gleichungen löst, d.h. das richtige Modell gewählt hat. Eine solche Validierung sollte anhand von Versuchen oder Naturmessungen erfolgen. Mit entsprechender Erfahrung kann dies auch mit bereits erfolgten ähnlichen Problemstellungen belegt werden. Die Begriffe Verifikation und Validierung sind im Bereich der Softwarelieferanten für numerische Simulationen seit langem bekannt und werden dort intensiv durchgeführt.

Die Hauptkapitel sind bezeichnet mit:

1. Einleitung
2. Windströmungen und Windwirkungen
3. Die natürliche Anströmung
4. Modellbildung
5. Qualitätssicherung
6. Numerische Umsetzung
7. Dokumentation
8. Anhang A – Atmosphärische Grenzschicht
9. Anhang B – Validierungsdaten

2 Windströmungen und Windwirkungen

Dieses Kapitel beschäftigt sich allgemein mit Windeffekten und der grundsätzlichen Unterschiede bei numerischen und experimentellen Untersuchungen. Jede Methode hat ihre Vor- und Nachteile und eine optimale Beurteilung kann auf der Verbindung beider Verfahren beruhen.

Je nach Anwendungsbereich können sich höchst unterschiedliche Aspekte ergeben. Das Merkblatt beschäftigt sich primär mit der Frage der Lastermittlung und damit auch den Anforderungen an die Tragwerksplanung und Standsicherheit.

Windlasten sind Lasten, bei denen alle Werte örtlich und zeitlich veränderlich und laut EN 1990 als veränderliche Einwirkung einzustufen sind. Nach Abschnitt 4.1.2, Absatz (7): ist bei veränderlichen Einwirkungen der charakteristische Wert Q_k für einen bestimmten Zeitraum als oberer Wert einer vorgegebenen Überschreitungswahrscheinlichkeit definiert. Und in Anmerkung 2 wird auf das „98%-Überschreitungsfraktil der Extremwertverteilung für einen Bezugszeitraum von 1 Jahr“ Bezug genommen. Daher besteht die einzige Möglichkeit zur Ermittlung von Extremwerten darin, diese aus Druck-Zeitreihen der Beiwerte, Windlasten oder Effekten der Windlasten statistisch zu ermitteln. Dabei ist zu beachten, dass Windlasten keiner Gauss-Verteilung gehorchen und dass die Effekte aus den Windlasten mit den Windgeschwindigkeiten nicht linear korreliert sind.

Der klassische Ansatz für die Ingenieurpraxis gestaltet sich aber immer noch so, dass in den Normen eine Böengeschwindigkeit mit einem einzigen zugehörigen Druck- oder Kraftbeiwerte angegeben wird. Früher waren das Mittelwerte, heute ist in diese Beiwerte die Extremwertstatistik der Windlasten eingeflossen. Man könnte auch sagen: versteckt.

Die reine Verwendung von Extremwerten bei der Belastung erzeugt auch ein Problem der Gleichzeitigkeit der anzusetzenden Windlasten (Korrelationseffekte). Es gibt daher auch Ansätze zur Beschreibung des Windes aufgeteilt in Mittelwerte und variable An-teile, die dann jeweils auch unterschiedliche Sicherheitsbeiwerte erhalten können. Diese werden insbesondere im Brückenbau angewendet.

Eine Übertragung der Extremwertstatistik auf unterschiedliche Ergebnisse (z.B. Winddruck und Windsog oder Schnittgrößen) ist bei Windbeanspruchungen im Allgemeinen ausgeschlossen. Man müsste idealerweise diese Verfahren auf jede einzelne Lastkombination anwenden. Die Anforderungen der Normen beschränken sich aber auf den relativen

Nachweis, dass der Bemessungswert des Effekts aller kombinierten Einwirkungen E_d kleiner als der Bemessungswert der Widerstände R_d der Bauteile oder des Bauwerks ist:

$$E_d \leq R_d \tag{1}$$

Es ist deshalb unerlässlich, die Anforderungen an die numerischen Untersuchungen in entsprechende Gruppen einzuteilen, so dass sich aus den unterschiedlichen Genauigkeitsansprüchen auch unterschiedliche Verfahren ergeben.

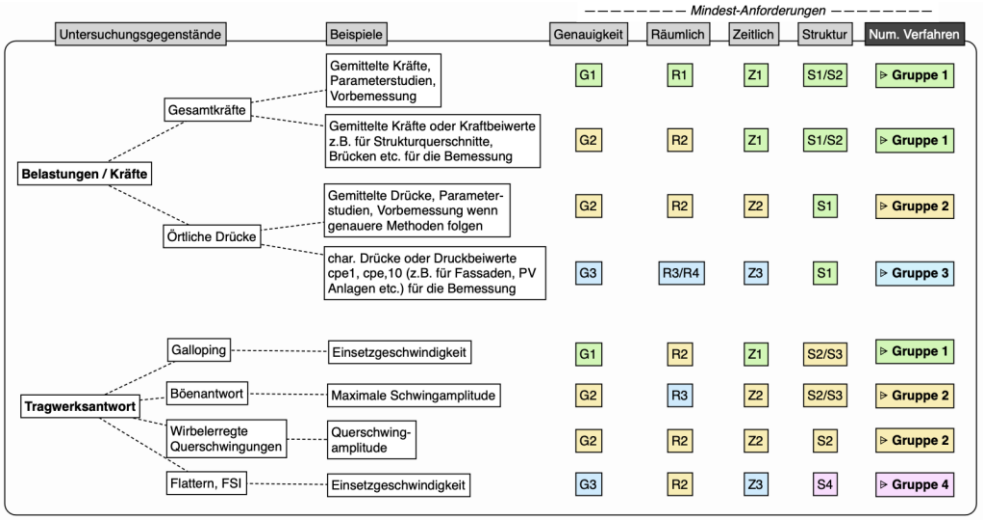


Abbildung 1: Mindestanforderungen an numerische Verfahren zu verschiedenen Fragestellungen

3 Windströmungen und Windwirkungen

Ein wesentliches Merkmal des natürlichen Windes ist die Grenzschichtausbildung. Am Boden wird die Windgeschwindigkeit bis auf null an der Oberfläche reduziert. Mit steigender Höhe nimmt die Geschwindigkeit in der Regel zu. Die Turbulenzintensität fällt gleichzeitig mit steigender Höhe ab. Sollen mechanische Größen, wie z.B. Windlasten oder -geschwindigkeiten an Bauwerken, erfasst werden, muss die Windströmung inklusive Grenzschicht nachgebildet werden. Neutrale thermische Schichtungen sind typisch für die meisten Starkwinde und können somit für die Bestimmung von Windlasten an Bauwerken herangezogen werden.

4 Modellbildung

In diesem Kapitel werden die Grundbegriffe der Strömungssimulation bzw. der Modellbildung der physikalischen Prozesse erläutert. Eine geschlossene Simulation der Navier-Stokes-Gleichungen viskoser Strömungen ist bei den im Windingenieurwesen auftretenden Reynoldszahlen technisch nicht möglich, daher müssen einige turbulente Prozesse modelliert werden.

Ein besonderes Augenmerk muss dabei auf die Möglichkeiten der Abbildung zeitlich veränderlicher Prozesse liegen. Diese reichen von den stationären RANS-Methoden zu den deutlich aufwändigeren LES-Methoden, die der Situation im Windkanal deutlich näher kommen.

5 Qualitätssicherung

Die Auswahl eines Modells muss sich an der Aufgabenstellung orientieren um die wesentlichen Zielgrößen ausreichend genau abzubilden. Es gibt daher eine Mindestanforderung an die Komplexität in Abhängigkeit der Aufgabenstellung. Wenn aber die Komplexität des Modells gesteigert wird, entsteht nicht nur ein größerer Aufwand, sondern durch die Anzahl der neu eingeführten Parameter zusätzliche Unschärfen. Daher stellt die Wahl eines Modells immer einen Kompromiss zwischen erforderlichem Aufwand und erreichbarer Genauigkeit dar. Hochkomplexe Modell sind infolge ihrer vielen streuenden Eingangsgrößen und deren Unsicherheiten weniger robust.

In Deutschland hat eine intensive Diskussion bei der Erstellung der VDI Richtline 6201 die Verantwortung des Ingenieurs für sein eigenes Tun bereits wieder in den Vordergrund gerückt. Diese Gedanken sind nun insbesondere auch das WTG-Merkblatt eingeflossen. Verifikation und Validierung sind für den Softwareersteller und den Anwender von Belang. Während eine Verifikation im Grundsatz nur die Ergebnisse „richtig“ oder „falsch“ liefert, bewertet eine Validierung eine ausreichende Genauigkeit, welche immer mit einer Toleranz verbunden ist.

5.1 Programm-Verifikation

Eine Programm-Verifikation soll beweisen, dass das Programm im Rahmen seiner Voraussetzungen richtig rechnet, also die Gleichungen richtig löst. Dies ist im Wesentlichen die Aufgabe des Softwareerstellers. Sie kann aber auch als Eingangskontrolle bei Softwareupdates und bei der Verwendung von open-source Produkten erforderlich sein.

5.2 Prüfung durch den Anwender

Die Überprüfung der Rechnung (oft als Lösungs-Verifikation bezeichnet) durch den Anwender soll sicherstellen, dass die Rechnung in sich konsistent ist, d.h. eine stabile Lösung erreicht wurde, bei der die erwarteten Effekte sich einstellen und von der verwendeten Modellbildung nicht mehr maßgeblich abhängen. Das umfasst auch die Kontrolle der Eingangsdaten und letztlich auch den Nachweis, dass die Grenzzustände der Tragfähigkeit oder des Gebrauchszustandes eingehalten werden. Der Eurocode verwendet für den Nachweis der Gleichung (1) ebenfalls den Begriff Verifikation.

5.3 Validierung

Im Gegensatz zur Verifikation zeigt eine Validierung, dass die richtigen Gleichungen gelöst werden, die Simulation also mit dem gewählten Modell die gestellte Aufgabe hinreichend genau löst. (siehe ASME [9] und VDI 6201 [10] sowie VDI 3783). Jedes Modell hat

Voraussetzungen für seine Anwendung, die erfüllt sein müssen, aber nicht für alle Fragestellungen ist eine vollständige Modellierung aller Effekte erforderlich.

In diesem Kapitel des Merkblatts werden ausführlich Kriterien vorgestellt, mit denen eine Validierung bewertet werden kann. Es kann jedoch nicht Aufgabe einer Richtlinie sein, genaue Regeln aufzustellen, welche Methode und welche Person für die anstehende Aufgabenstellung aus-reichend qualifiziert ist.

6 Numerische Umsetzung

In diesem Kapitel werden praktische Tipps zum Ablauf von CFD-Berechnungen und Möglichkeiten zur Anwenderverifikation angegeben.

7 Dokumentation

Zur Unterstützung der eigenen Qualitätssicherung und damit Ergebnisse einer Berechnung durch Dritte nachvollzogen oder bewertet werden können, sind die umfangreiche Informationen zum Programm und zu den Eingabedaten erforderlich. In diesem Abschnitt werden aber auch die Fragen der Auswertungen für Windfelder, Drücke und quasistatische Beiwerte sowie die Kräfte behandelt. Die Ermittlung charakteristischer Werte erfolgt nach den gleichen Regeln, die auch im Windkanal angewendet werden. Es werden jedoch auch Hinweise zu den quasistatischen Verfahren gegeben, die in einigen Bereichen des Windingenieurwesens noch anwendbar sind.

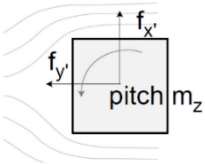
8 Anhänge

Nach einem Anhang A mit Hinweisen auf erweiterte Modelle zur Beschreibung der atmosphärischen Grenzschicht, werden in einem Anhang B einige Quellen für Referenzwerte und grundsätzliche Anmerkungen zu den vorliegenden Daten angegeben.

In vielen veröffentlichten Fällen fehlen genauere Angaben zum Windfeld und man muss sehr genau bewerten, welche Ergebnisse wirklich übertragbar sind.

9 Beispiel Kraftbeiwerte eines quadratischen Querschnitts

In einem Benchmark wurden mittlere Kraftbeiwerte für Querschnitt ermittelt



Windgeschwindigkeit	U = 40 m/s (Re = 80·106)
Turbulenzintensität	I = 14.8 %
Integrales Längenmaß	L_y = 250 m

Daraus abgeleitete Mischweglänge 31.2 m

Kantenlänge = 30 m, Bezugslänge a_{ref} = 42.43 m (Diagonale)

Wenn man nun diese Werte mit verschiedenen numerischen Modellen (RKE oder RNG-Turbulenzmodell) und Eingangsparametern (Mischweglänge L_{mix}) mit den Werten aus den Normen vergleicht, erkennt man deutliche Differenzen:

Square Configuration 0°	L_{mix}	$C_{f\text{-}y,rke}$	$C_{f\text{-}y,rng}$
No-slip Boundary condition	72 m	1.198	1.296
	31 m	1.149	1.218
	16 m	1.127	1.203
Roughness k = 0.03 m, z_o = 0.9 m	72 m	1.156	1.241
	31 m	1.130	1.175
	16 m	1.089	1.171
DIN EN 1991-1-4 Fig. 7.23	-	2.15/1.41 = 1.52	
Sockel (Experiment und alte DIN)	Bild 5.20	1.90/1.41 = 1.35	
	Bild 5.25	1.70/1.41 = 1.20	
	DIN 1055-4 (1986)	1.90/1.41 = 1.35	

Tabelle 1: Gegenüberstellung der Ergebnisse mit Referenzen

Die alte DIN 1055-4 (1986) könnte sich auf die echten Mittelwerte beziehen, die neueren Normen der DIN EN 1991 sicher auf die charakteristischen Beiwerte. Welche Korrekturen dort eingeflossen sind ist aber unbekannt. In diesem Falle ist zumindest eine Berücksichtigung der atmosphärischen Grenzschicht nicht als relevant anzusehen, da alle Versuche und Rechnungen an einem 2D-Modell mit homogenem Strömungsfeld erfolgten.

Die grün markierten Werte sind diejenigen, die der Bearbeiter für die Mittelwerte verwenden würde. Der RNG-Wert weicht von dem alten Normwert nur um 9.8% ab aber im Vergleich zu den Versuchsbeiwerten wird klar, dass die Werte von der angesetzten Turbulenz abhängen:

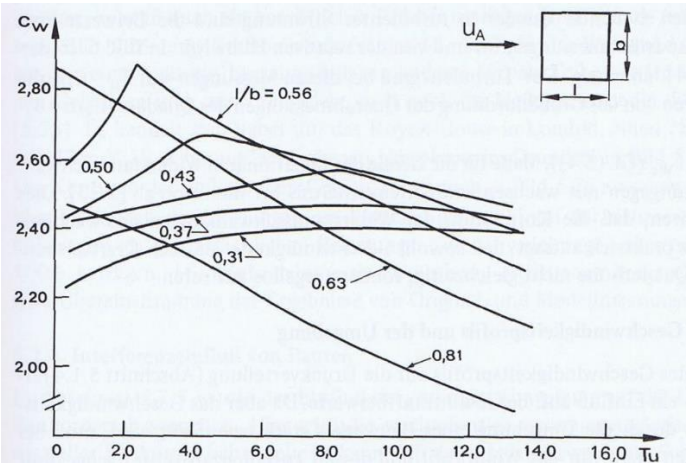


Abbildung 2: Einfluss der Turbulenz und Seitenverhältnis auf Kraftbeiwerte von Rechteckquerschnitten [12]

10 Zusammenfassung

Im EN1991-1-4 gibt es im Abschnitt 1.5 eine generelle Öffnungsklausel: „In Ergänzung zu dieser Norm können Windkanalversuche und bewährte und/oder anerkannte numerische Verfahren zur Bestimmung von Lasten und Systemreaktionen angewandt werden, wenn die Struktur und der natürliche Wind zutreffend modelliert werden.“

Zutreffend bedeutet, dass eine Validierung erfolgen muss. Beim ersten Mal muss das sorgfältig erfolgen, danach kann man bei ähnlichen Projekten den Aufwand reduzieren. Aber die letztliche Verantwortung liegt beim Ersteller der Rechnung, nicht beim Ersteller der Software.

Das WTG-Merkblatt zu den numerischen Simulationen der Windströmungen will den Ersteller und dem Auftraggeber solcher Untersuchungen dafür Hilfestellungen geben.

Literatur

[1] WINDTECHNOLOGISCHE GESELLSCHAFT WTG e.V., WTG-Merkblatt Nr. WTG 001/ 1996 – Windkanalversuche in der Gebäudeaerodynamik, Aachen, 1996

[2] WINDTECHNOLOGISCHE GESELLSCHAFT WTG e.V., WTG-Merkblatt M1 – Windkanalversuche in der Gebäudeaerodynamik, Aachen, 2023

[3] WINDTECHNOLOGISCHE GESELLSCHAFT WTG e.V., WTG-Merkblatt M3 – Numerische Simulation von Windströmungen, Aachen, 2023

[4] ENGINEERING DATA SCIENCE UNIT, Characteristics of atmospheric turbulence near the ground: strong winds (neutral atmosphere), Data Item 74031, 1974

[5] DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG e. V., DIN EN 1990:2010: Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung, Beuth-Verlag, 2010

[6] DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG e. V., DIN EN 1991-1-4:2010-12: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen – Windlasten, Beuth-Verlag, 2010

[7] DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG e. V., DIN EN 1991-1-4/NA:2010-12: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen – Windlasten, Beuth-Verlag, 2010

[8] FRANKE J., HELLSTEN A., SCHLÜNZEN, H., CARISSIMO, B., Best Practice Guideline for the CFD Simulation of Flows in the Urban Environment - COST Action 732, 2007

[9] ASME Guide for Verification & Validation in Computational Solid Mechanics, 2006

[10] VDI Richtlinie 6201, Softwaregestützte Tragwerksberechnung, 2015

[11] VDI Richtlinie 3783 Blatt 9: Umweltmeteorologie - Prognostische mikroskalige Windfeldmodelle - Evaluierung für Gebäude- und Hindernisumströmung, 2017

[12] SOCKEL, H., Aerodynamik der Bauwerke, Vieweg, 1984

Baustatik – Baupraxis 15, © 2024, Technische Universität Hamburg

Interferenzeffekte für Türme von Windenergieanlagen in Gruppenanordnung beim Seetransport

Francesca Lupi[2], Dimitrios Livanos[3], Joris Daamen[3], Marc Seidel[3], Rüdiger Höffer[1,2]

[1] *Ruhr-Universität Bochum, Fakultät für Bau- und Umweltingenieurwissenschaften, Windingenieurwesen und Strömungsmechanik, Bochum*
[2] *Niemann Ingenieure GbR, Bochum, Germany*
[3] *Siemens Gamesa Renewable Energy GmbH & Co. KG, Hamburg, Germany*

Zusammenfassung: Die Türme von Offshore-Windenergieanlagen werden in Gruppen im Hafen zusammengebaut und dann in Gruppenkonfigurationen auf Installationsschiffen ins Meer transportiert. Während dieser Bauphasen muss das Risiko von Schwingungen aufgrund von Interferenzeffekten bewertet und minimiert werden. Abhängig vom Abstand der Türme und der Windrichtung kann die Strömung zwischen den Türmen große Querkräfte erzeugen. Diese können zu einer Fluid-Struktur-Wechselwirkung führen, die als Interferenzgalloping bezeichnet wird. Darüber hinaus bilden sich sowohl im Nachlauf der einzelnen Türme als auch im Nachlauf der gesamten Gruppe Wirbelstraßen aus, die wirbelinduzierte Schwingungen verursachen. Der Eurocode bietet die Möglichkeit, die Eintrittsgeschwindigkeit des Interferenzgallopings zu berechnen. Angesichts der typischerweise niedrigen Eigenfrequenz von Türmen und der hohen Windgeschwindigkeiten, die während der Bauphasen auftreten können, ist es jedoch sehr schwierig, das Eurocode-Kriterium für das Interferenzgalloping zu erfüllen. Es werden sehr hohe Dämpfungsgrade berechnet, um das Auftreten von Interferenzgalloping bei sehr hohen reduzierten Windgeschwindigkeiten zu vermeiden. Windkanalversuche sind notwendig, um die Möglichkeit einer Wechselwirkung zwischen den beiden Phänomenen, nämlich wirbelinduzierten Schwingungen und Interferenzgalloping, zu untersuchen. In der vorgestellten Studie wurden Windkanalversuche im Grenzschichtkanal an der Ruhr-Universität Bochum durchgeführt. Auf der Grundlage dieser Untersuchung wird ein auf dem Konzept der zulässigen Schwingungsamplituden basierendes Kriterium für den Entwurf von Windenergieanlagentürmen entwickelt, das zusätzlich zum Eurocode-Kriterium für die Eintrittsgeschwindigkeit des Interferenzgallopings angewendet werden kann. Dieses Kriterium ermöglicht eine realistischere Bewertung des erforderlichen Dämpfungsgrads während der Bauphase.

1 Einleitung

Abbildung 1 zeigt Türme von Offshore-Windenergieanlagen. Diese werden in Gruppen im Hafen zusammengebaut und dann in Gruppenkonfigurationen auf Installationsschiffen ins Meer transportiert. Während dieser Bauphasen muss das Risiko von Schwingungen aufgrund von Interferenzeffekten bewertet und minimiert werden.

Abbildung 1: Türme von Windenergieanlagen in Gruppenanordnung

Abbildung 2: Wirbelablösung [7] (links) und Gap-flow [3] (rechts) für Zylinder in Gruppenanordnung

Im Kontext von Interferenzeffekten müssen zwei aeroelastische Phänomene berücksichtigt werden: wirbelinduzierte Schwingungen und Interferenzgalloping. Wirbelinduzierte Schwingungen bei Türmen in Gruppen können mit ähnlichen Methoden wie bei einem einzelnen Turm behandelt werden. Dabei werden jedoch Belastungsparameter berücksichtigt, die die Gruppenkonfiguration widerspiegeln. Typischerweise zeigt sich dabei eine niedrigere Strouhal-Zahl aufgrund des breiteren Nachlaufs (siehe Abbildung 2, links), ein höherer Auftriebsbeiwert und eine längere Korrelationslänge. Insgesamt ist die Querschwingung in der Gruppe daher größer als bei einem einzelnen Turm.

Das Interferenzgalloping kann als Übergang zwischen zwei Strömungszuständen interpretiert werden (siehe Abbildung 2, rechts): dem Zustand, in dem der zweite Zylinder vollständig in den Nachlauf des ersten eintaucht, und dem Zustand, in dem eine Strömung im Luftspalt zwischen den gestaffelten Zylindern vorhanden ist. Diese Spaltströmung erzeugt auf der Spaltseite einen hohen Sog, der zu einer Querkraft führt. Bei schwingenden Zylindern kommt es zu einer Phasenverschiebung zwischen Querkraft und Schwingung, da die Spaltströmung zeitlich verzögert auftritt und länger anhält. Dadurch werden wesentlich größere Schwingungen angeregt (s. [3], [6]).

Der Eurocode stellt eine Gleichung zur Berechnung der reduzierten Einsetzgeschwindigkeit des Interferenzgalloping ($V_{IG,red}$) in Abhängigkeit von der Scruton-Zahl (Sc) und dem Turmabstand (a/D) bereit, wobei a den Achsenabstand zwischen den Zylindern und D den Durchmesser darstellen:

$$V_{IG,red} = \frac{2\pi}{\sqrt{\pi}} \cdot \sqrt{\frac{Sc \cdot \frac{a}{D}}{a_{IG}}} \tag{1}$$

Der Begriff "reduzierte Windgeschwindigkeit" bezieht sich auf das dimensionslose Verhältnis zwischen der tatsächlichen Einsetzgeschwindigkeit V_{IG} in m/s und dem Produkt aus Eigenfrequenz f_1 und charakteristischer Breite D (bzw. Durchmesser) des Bauwerks:

$$V_{IG,red} = \frac{V_{IG}}{f_1 \cdot D} \tag{2}$$

Darüber hinaus beschreibt die Scruton-Zahl das Verhältnis zwischen der schwingenden Masse des Bauwerks (m_{eq} in kg/m) und der Dämpfung des Bauwerks (δ) im Bezug auf die Masse pro m der bewegten Luft ($\varrho \cdot D^2$):

$$Sc = \frac{2 \cdot m_{eq} \cdot \delta}{\varrho \cdot D^2} \tag{3}$$

a_{IG} ist der Instabilitätsparameter. Der Eurocode empfiehlt den Wert $a_{IG} = 3$ zur Berechnung der reduzierten Einsetzgeschwindigkeit des Interferenzgallopings. Dieser Wert wurde aus aeroelastischen Windkanalversuchen bei schwingenden Zylindern in Gruppen abgeleitet ([6], [3]).

Der Eurocode-Ansatz ermöglicht es, den Mindestwert der Scruton-Zahl zu bestimmen, der erforderlich ist, um sicherzustellen, dass auch im ungünstigsten Fall die Einsetzgeschwindigkeit des Interferenzgallopings während der Bauphase nicht erreicht wird. Aufgrund der besonders niedrigen Eigenfrequenz schlanker Offshore-Windtürme und der zu erwartenden hohen Windgeschwindigkeiten während der mehrwöchigen Installations- und Errichtungsphase ist der Eurocode-Ansatz hinsichtlich der erforderlichen Scruton-Zahl (bzw. Strukturdämpfung) für Offshore-Windkraftanlagen sehr konservativ und nicht praktikabel.

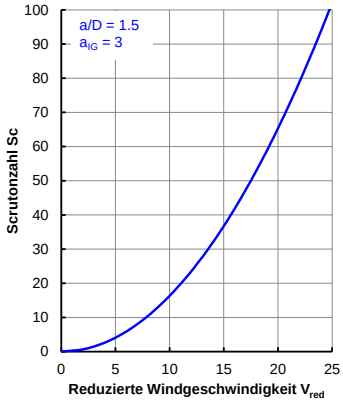


Abbildung 3: Eurocode-Ansatz für Interferenzgalloping [2]

2 Windkanalversuche

Zur Untersuchung von Interferenzeffekten wie wirbelinduzierten Schwingungen und Interferenzgalloping wurden Windkanalversuche im Grenzschichtwindkanal der Ruhr-Universität Bochum durchgeführt. In einer ersten Phase wurden die Winddrücke an starren Modellen in Gruppenanordnung gemessen, in weiteren Phasen die Windkräfte am Fuß von schwingenden aeroelastischen Modellen. Die Schwingungen der Zylinder können berechnet werden, indem die Massenkräfte entlang der Höhe den resultierenden Kräften oder Momenten am Fußpunkt entsprechen.

Die umfangreichen Windkanaluntersuchungen ermöglichten eine Variation der Scruton-Zahlen zwischen 13 und 77. Es wurden verschiedene Gruppenanordnungen, d.h. die 2x2-Konfiguration und deren Subkonfigurationen 2x1 und 2+1, sowie 4 Zylinder in Reihe getestet. Die meisten Versuche wurden mit den relativen Abständen a/D = 1,5 und a/D = 1,875 durchgeführt, wobei a dem Achsabstand entspricht. Ausgewählte Konfigurationen wurden auch mit den Abständen a/D = 1,25 und a/D = 2,5 ergänzt (s. Abbildung 4, links und Mitte).

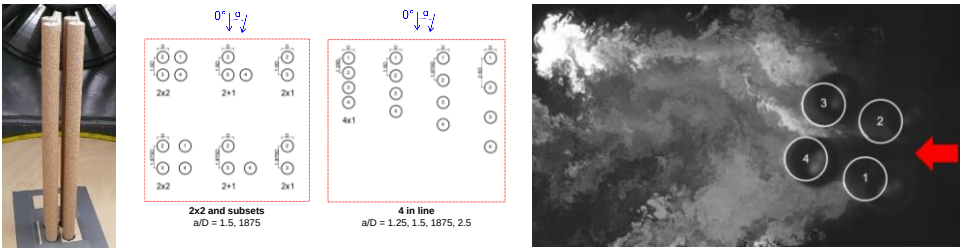


Abbildung 4: Windkanalmodelle der Windenergietürme (links), Konfigurationen der Windkanalversuche (Mitte); Visualisierung der Strömung in den Windkanalversuchen für die ausgewählte Konfiguration 2x2, Windrichtung 15° (rechts)

In Abbildung 4 (rechts) wird die experimentelle Strömungsvisualisierung durch Rauchgenerierung im Windkanal einer 2x2-Gruppenanordnung bei einer Windrichtung von α=15° dargestellt. Generell zeigen die Experimente in verschiedenen Gruppenanordnungen drei Strömungsphänomene: Abhängig vom Zylinderabstand und der Windrichtung können Spaltströmungen zwischen den Zylindern, Wirbelstraßen im Nachlauf jedes Zylinders und Wirbelstraßen im Nachlauf der gesamten Gruppe auftreten. Diese Strömungsphänomene können selbstinduzierte Schwingungen an den schwingenden Zylindern hervorrufen. Die Spaltströmung kann selbstinduzierte Schwingungen durch das Interferenzgalloping (IG) verursachen, während die Wirbelablösung wirbelinduzierte Schwingungen (VIV) auslösen kann.

Die Frequenz der Wirbelablösung f_s wird durch die Strouhal-Zahl dimensionslos beschrieben:

$$f_s = \frac{St \cdot V}{D} \tag{4}$$

Die Strouhal-Zahl ist abhängig von der Querschnittsform bzw. der Gruppenanordnung und umgekehrt proportional zur Nachlaufbreite. Die Strouhal-Zahl lässt sich sehr gut aus Versuchen am starren Modell bestimmen. Es sind aber zwei Fälle zu unterscheiden. Wenn

sich die Wirbelstraßen im Nachlauf jedes Zylinders entwickeln, stimmt die Strouhal-Zahl gut mit dem Eurocode für Zylinder in Gruppenanordnung überein (St = 0,1 bis 0,20). Für geneigte Windrichtungen und kleine Turmabstände (zum Beispiel a/D = 1,5) bildet sich eine breitere Wirbelstraße im Nachlauf der gesamten Gruppe aus. In diesem Fall ist die Strouhal-Zahl kleiner als 0,1. Das bedeutet, dass die wirbelinduzierten Schwingungen bei einer höheren kritischen Windgeschwindigkeit auftreten. Die kritische Windgeschwindigkeit V_{cr} ist definitionsgemäß die Windgeschwindigkeit, bei der die Frequenz der Wirbelablösung gleich der Frequenz der Turmschwingung ist ($f_s = f_1$).

$$V_{cr} = \frac{f_1 \cdot D}{V} \tag{5}$$

Die höhere kritische Windgeschwindigkeit aufgrund der kleineren Strouhal-Zahl nähert sich der Einsetzgeschwindigkeit des Interferenzgallopings an. Das Zusammenwirken dieser beiden aeroelastischen Phänomene verstärkt die Schwingungen erheblich.

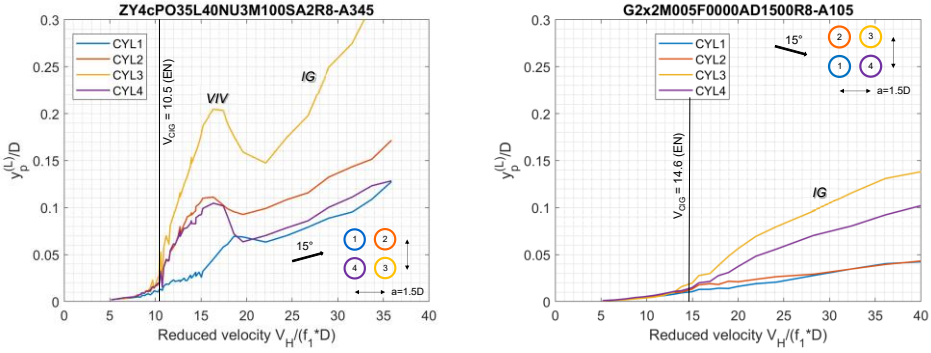


Abbildung 5: Schwingungen quer zum Wind der vier Zylinder in 2x2-Gruppenanordnung bei 15° Windrichtung. Scruton-Zahl = 18 (links), Scruton-Zahl = 35 (rechts).

Abbildung 5 (links) zeigt die Wechselwirkung der Wirbelerregung mit dem Interferenzgalloping für die Scruton-Zahl 18. Aufgrund dieser starken Interaktion der zwei Phänomene ist es nicht möglich, die Einsatzgeschwindigkeit des Interferenzgallopings eindeutig zu bestimmen. Die Prognose des Eurocodes (siehe Abschnitt 1) stellt jedoch eine zuverlässige Grundlage für die Bemessung dar.

Abbildung 5 (rechts) zeigt den Vergleich der Schwingungen bei einer Scruton-Zahl von 35. Die etwa doppelt so große Scruton-Zahl reduziert die wirbelinduzierten Schwingungen deutlich. Die Einsatzgeschwindigkeit des Interferenzgallopings kann aus dem Experiment eindeutig bestimmt werden und stimmt sehr gut mit dem Eurocode-Ansatz überein.

In Übereinstimmung mit dem Eurocode nimmt die Einsatzgeschwindigkeit des Interferenzgallopings in den Versuchen mit der Wurzel der Scruton-Zahl zu. Das bedeutet, dass sehr hohe Scruton-Zahlen erforderlich sind, um die Einsatzgeschwindigkeit des Interferenzgallopings auf sehr hohe reduzierte Windgeschwindigkeiten zu verlagern. In diesem Zusammenhang ist es wichtig, den Einfluss der Scruton-Zahl auf das Schwingungsverhältnis nach dem Auftreten des Interferenzgallopings zu betrachten. Dies ist in Abbildung 5 (links und rechts) dargestellt. Aufgrund der fehlenden Wechselwirkung zwischen dem Interferenzgalloping und der Wirbelerregung (Abbildung 5, rechts) ist der

Gallopinganstieg flacher und somit bleibt die aeroelastische Schwingung über einen wesentlich größeren Windgeschwindigkeitsbereich innerhalb zuverlässiger Grenzen.

3 Kriterien für die Bemessung

Aufgrund der experimentellen Ergebnisse werden zwei Kriterien empfohlen. Das erste Kriterium folgt dem Eurocode-Ansatz für aeroelastische Instabilitäten und ermöglicht die Bestimmung der Einsatzgeschwindigkeit des Interferenzgallopings. Wenn dieses Kriterium erfüllt ist, tritt Interferenzgalloping im Bemessungsgeschwindigkeitsbereich nicht auf. Es ist jedoch zu beachten, dass dieses Kriterium sehr anspruchsvoll sein kann, insbesondere im Hinblick auf die erforderliche Scruton-Zahl bzw. Strukturdämpfung. Daher haben wir zusätzlich ein zweites Kriterium entwickelt, das als Kriterium der zulässigen Schwingungen bezeichnet wird. Dieses Kriterium liefert die minimal zulässige Scruton-Zahl, die zu bestimmten zulässigen Schwingungsamplituden gehört. Dies ist definiert als die Scruton-Zahl, die erforderlich ist, um sicherzustellen, dass die Schwingungsamplituden innerhalb des gewünschten Windgeschwindigkeitsbereichs die zulässigen Werte nicht überschreiten. Da das Kriterium 2 die minimal zulässige Scruton-Zahl angibt, muss es immer erfüllt sein.

Ein weiterer Vorteil des Kriteriums 2 besteht darin, dass es nicht nur für das Interferenzgalloping, sondern auch für die wirbelinduzierten Schwingungen angewendet werden kann. Tatsächlich kann es vorkommen, dass bei kleinen Scruton-Zahlen die wirbelinduzierten Schwingungen für die Bemessung maßgebend sind, so dass das Kriterium 1 allein für das Interferenzgalloping auf der unsicheren Seite liegen könnte.

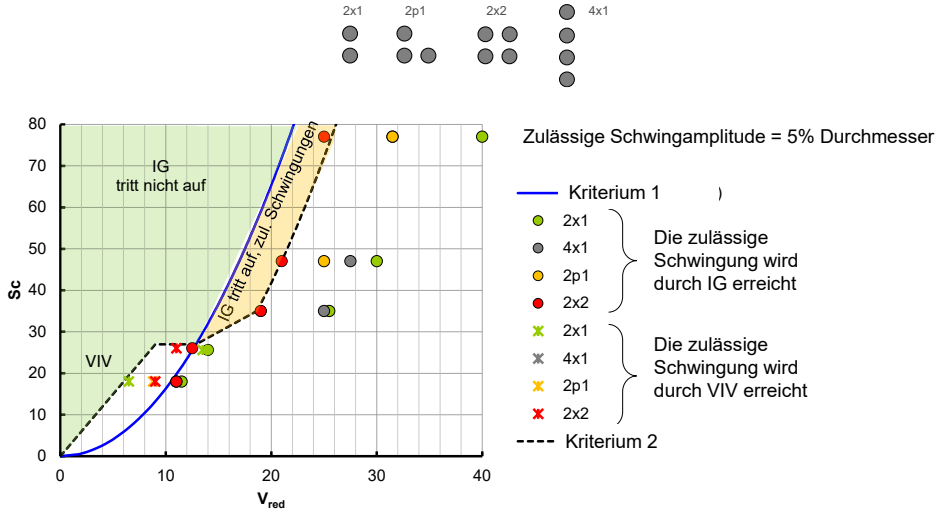


Abbildung 6: Bemessungskonzept für Wirbelerregung und Interferenzgalloping. Erforderliche Scruton-Zahl in Abhängigkeit vom gewünschten Windgeschwindigkeitsbereich (a/D = 1.5).

Abbildung 6 zeigt alle Ergebnisse für verschiedene Gruppenkonfigurationen und Scruton-Zahlen in einem Diagramm. Diese Ergebnisse gelten für jede Gruppenkonfiguration (2x1, 2+1, 2x2 und 4x1) für a/D = 1,5 und den Wert der zulässigen Schwingung von 5%D. Jeder

Punkt stellt den Wert der reduzierten Geschwindigkeit dar, bei dem die zulässige Schwingung von 5%D für jede Scruton-Zahl überschritten wird. Die Kreise zeigen an, dass in diesem Fall die zulässige Schwingung von 5%D aufgrund von Interferenzgalloping überschritten wird, während die Kreuze zeigen, dass die zulässige Schwingung von 5%D aufgrund von wirbelinduzierten Schwingungen überschritten wird.

Das Bild unterscheidet zwischen grünen und orangen Bereichen. Liegt die Scruton-Zahl für die gewünschte reduzierte Windgeschwindigkeit im grünen Bereich, so tritt das Interferenzgalloping nicht auf. Dies ist die optimale Situation, die jedoch hohe Anforderungen an die erforderliche Dämpfung stellt. Alternativ kann auch eine niedrigere Scruton-Zahl zugelassen werden (oranger Bereich). In diesem Fall kann Interferenzgalloping auftreten, aber die Schwingungen werden den zulässigen Wert (5%D) nicht überschreiten.

Bei ausreichend kleinen Scruton-Zahlen, d. h. kleiner als 26, wird die Bemessung durch das Phänomen der wirbelinduzierten Schwingungen beherrscht. Die minimale Scruton-Zahl, die erforderlich ist, um sicherzustellen, dass die wirbelinduzierten Schwingungen im Bereich der Bemessungsgeschwindigkeit unter dem zulässigen Schwingungsniveau bleiben, ist größer als die Scruton-Zahl, die nach dem Eurocode für das Phänomen des Interferenzgallopings berechnet worden wäre.

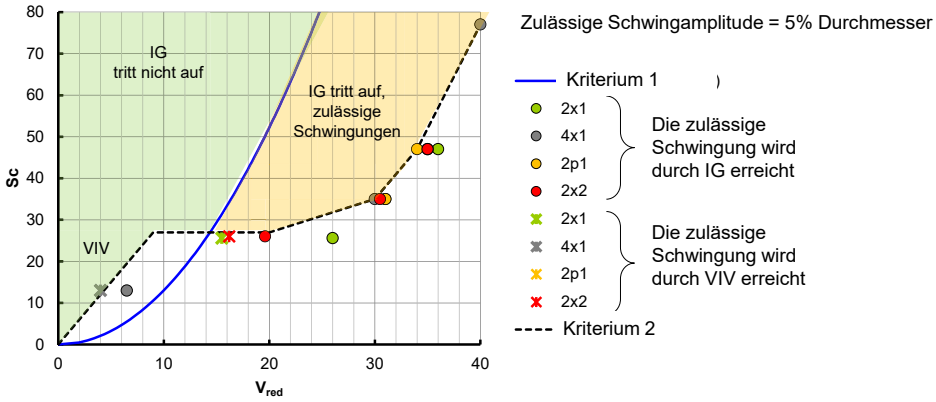


Abbildung 7: Bemessungskonzept für Wirbelerregung und Interferenzgalloping. Erforderliche Scruton-Zahl in Abhängigkeit vom gewünschten Windgeschwindigkeitsbereich (a/D = 1.875).

Abbildung 7 zeigt die Ergebnisse für einen größeren Abstand, nämlich a/D = 1.875. Dieser größere Abstand hat wesentlich günstigere Auswirkungen auf das Interferenzgalloping. Das resultiert in einer größeren orangefarbenen Fläche für die zulässigen Scruton-Zahlen, die der zulässigen Schwingungsamplitude von 5%D entsprechen.

4 Zusammenfassung

Die Windkanalversuche haben gezeigt, dass eine Erhöhung des Massendämpfungsparameters (Scruton-Zahl) sehr effektiv ist, um die wirbelinduzierten Schwingungen der Gruppe zu reduzieren. Die dadurch abgeschwächte Wechselwirkung

zwischen Wirbelerregung und Interferenzgalloping führt dazu, dass die aeroelastischen Schwingungen aufgrund des Interferenzgallopings mit zunehmender Geschwindigkeit nicht stark ansteigen. Daher bleiben die aeroelastischen Schwingungen in einem viel größeren Bereich reduzierter Windgeschwindigkeiten unter den zulässigen Werten.

Der Eurocode-Ansatz für das Interferenzgalloping liefert im Allgemeinen eine gute Abschätzung der Eintrittsgeschwindigkeit, trotz komplexer Strömungsfelder und der Wechselwirkung der Wirbelerregung mit dem Interferenzgalloping. Eine Auslegung von Windenergieanlagen, die ausschließlich auf diesem Kriterium für Interferenzgalloping basiert, kann jedoch zu extrem konservativen Mindestdämpfungsanforderungen führen. Außerdem werden wirbelinduzierte Schwingungen nicht berücksichtigt. Zusätzlich zu dem traditionellen Kriterium der Eintrittsgeschwindigkeit sind spezifische Kriterien erforderlich, die auf zulässigen Schwingungen basieren. Diese Kriterien wurden in dieser Studie für verschiedene Abstände und Gruppenkonfigurationen entwickelt.

Literatur

[1] ALAM M.M., MEYER J.P.: Global aerodynamic instability of twin cylinders in cross flow, Journal of Fluids and Structures, Volume 41, 135-145, 2013.

[2] DIN EN 1991-1-4:2010-12 EUROCODE 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen, Windlasten, Deutsche Fassung EN 1991-1-4:2010, Deutsches Institut für Normung e.V., Dez. 2010.

[3] DIELEN B., RUSCHEWEYH H.: Mechanism of interference galloping of two identical circular cylinders in cross flow, Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, Volumes 54–55, Pages 289-300, 1995.

[4] LUPI F., SEIDEL M., HÖFFER R., HÖLSCHER N., NIEMANN H.-J., Mitigation of interference-induced vibrations for towers in group arrangements. Conference Proceedings of 17th International Conference of the Italian Association for Wind Engineering IN-VENTO 2022, Milan, Italy.

[5] LUPI F., SEIDEL M., HÖFFER R., HÖLSCHER N., NIEMANN H.-J., Interference effects on four free-standing circular cylinders in group arrangement. Proceedings of the 8th European African Conference on Wind Engineering (8EACWE) held in Bucharest (Romania) in September 2022. Editors Ileana Calotescu, Adriana Chitez, Costin Coşoiu, Alexandru Cezar Vlăduţ, Conspress, 2022, ISBN 978-973-100-532-4.

[6] RUSCHEWEYH H.: Aeroelastic interference effects between slender structures, Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, Volume 14, Issues 1–3, Pages 129-140, 1983.

[7] SUMNER D.: Two circular cylinders in cross-flow: A review. Journal of Fluids and Structures, Volume 26, Issue 6, Pages 849-899, 2010.

[8] ZDRAVKOVICH M.M.: Review of interference-induced oscillations in flow past two parallel circular cylinders in various arrangements, Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, Volume 28, Issues 1–3, Pages 183-199, 1998.

Baustatik – Baupraxis 15, © 2024, Technische Universität Hamburg

Windlastansätze für Agrivoltaiksysteme

Daniel Markus, Rolf-Dieter Lieb

I.F.I. Institut für Industrieaerodynamik GmbH, Institut an der Fachhochschule Aachen

Zusammenfassung: Neuartige Agrivoltaiksysteme rücken zunehmend in den Fokus, gleichzeitig bewegen sie sich in Bezug auf die Windlasten häufig außerhalb der durch Normen abgedeckten Geometrien, was die effiziente und sichere Bemessung erschwert. Dieser Artikel soll für das Thema sensibilisieren und beispielhafte Herausforderungen und Lösungsansätze aufzeigen.

1 Einführung

Im Zuge der Energiewende ist der großflächige Ausbau erneuerbarer Energiequellen und insbesondere von Photovoltaikanlagen notwendig. Neben der klassischen Montageweise auf Hausdächern rücken zunehmend Freiflächenanlagen in den Fokus. Schon heute sind Photovoltaik-Freiflächenanlagen (PV-FFA) die günstigste Art, Strom zu erzeugen [1]. Insbesondere ist es durch diese Systeme möglich, Flächen nutzbar zu machen, die sonst brach lägen, wie beispielsweise in Wüstenregionen. Wo jedoch große Flächen für die Landwirtschaft genutzt werden, tritt unweigerlich ein Nutzungskonflikt zu Tage.

Aus diesem Dilemma erwuchs das Konzept der Agrar-Photovoltaik, auch als Agrivoltaik, Agri-PV oder seltener Agro-Photovoltaik bekannt. Dabei handelt es sich um die *gleichzeitige* Nutzung von Freiflächen für die Landwirtschaft und die Stromerzeugung mittels aufgeständerten Photovoltaikanlagen, die auch die Flächennutzung der Landwirtschaft erlauben. Dabei kann es je nach Ausführung und Typ zu Synergieeffekten in dem Sinne kommen, dass nicht nur Strom erzeugt wird, sondern auch die landwirtschaftlichen Erträge steigen: wenn zum Beispiel bodennahe Solarmodule den bodennahen Wind abbremsen und so für weniger Bodenerosion sorgen oder hoch montierte Module für eine teilweise Beschattung der darunter liegenden Pflanzen sorgen und so helfen, den auch in Deutschland zunehmenden Sonnen-Trocken- und Hitzestress zu reduzieren. Zu guter Letzt stellen die Unterkonstruktionen für Agrivoltaik auch mögliche Rankhilfen für Pflanzen dar oder erlauben die Verlegung von Leitungen zur automatischen Bewässerung. In Summe ist die Agrivoltaik also ein interessantes Konzept mit viel Potential. Gleichwohl stellt sie aber in ihrer Besonderheit die Hersteller von Montagesystemen und die Statiker vor neue Herausforderungen.

2 Arten von Agrivoltaiksystemen

Zunächst ist es sinnvoll, sich bestehende, gängige PV-Freilandsysteme zu vergegenwärtigen. Dabei handelt es sich zumeist um festaufgeständerte (fixed-tilt) oder nachgeführte Systeme (Tracker), siehe Abbildung 1. Der Bodenabstand beträgt an der Traufkante meist mindestens 800 mm, damit Schafe und Ziegen noch darunter weiden können und Pflanzen die Module nicht verschatten. Der Anstellwinkel bei festaufgeständerten Systemen liegt meist zwischen 10° und 30° nach Süden, bei nachgeführten Systemen variiert er prinzipbedingt zwischen ±60° nach Osten und Westen. Die Tischbreite bzw. aerodynamische Sehnenlänge variiert zwischen 2 m und 8 m, wobei der Markttrend zu größeren Modulen auch größere Sehnenlängen bewirkt. Die mittlere Bauhöhe beträgt in der Regel 2 m bis 3 m. Die einzelnen Reihen werden häufig nah beieinander gebaut, um den Flächendeckungsgrad (ground-coverage ratio, GCR) und damit die Ausbeute pro Grundstücksfläche zu erhöhen.

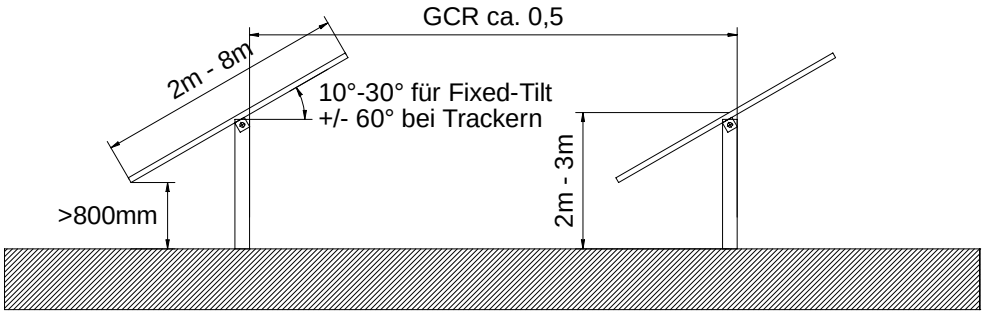


Abbildung 1: Skizze und typische Abmessungen eines herkömmlichen PV-Freilandsystems

Agrivoltaiksysteme weichen von diesem bekannten Muster je nach Zielsetzung und Anwendungsgebiet mehr oder weniger stark ab. Haupttreiber ist dabei die angestrebte gleichzeitige Nutzung der Flächen für die Landwirtschaft, sodass auch der Einsatz großer Maschinen möglich sein muss, oder die Anlagen über den Früchten platziert werden sollen, was im Hopfenanbau Höhen von 7 m entsprechend kann. Daraus haben sich im Wesentlichen zwei Gruppen von Systemen herausgebildet: bodennahe Systeme mit zumeist senkrecht stehenden Modulen und großem Reihenabstand einerseits sowie Systeme mit deutlich größerer Aufständerungshöhe dann oft aber eher flach angestellten Modulen anderseits.

2.1 Bodennahe Systeme

Bodennahe Systeme zeichnen sich durch die Einfachheit der Unterkonstruktion aus, die aufgrund der geringen Bauhöhe auch nur wenige Verankerungen im Boden benötigt. Bodennahe Systeme sind entweder Aufdach-Systeme, die nun auf dem Boden platziert werden, oder auch herkömmliche Freilandsysteme, in jedem Fall aber mit einem vergrößerten Reihenabstand, damit landwirtschaftliches Gerät dazwischen passieren kann, siehe Abbildung 2 links.

Eine andere Systemart sind „Solarzäune“ also Systeme, bei denen die Module vertikal mit einem geringen Abstand zum Boden montiert werden. Zunehmend wird dies auch mit bifazialen Modulen kombiniert, siehe Abbildung 2 rechts.

Abbildung 2: herkömmliches Freilandsystem der BayWa r.e. (links, Bild ©BayWa r.e.) und senkrechter „Solarzaun“ der Next2Sun GmbH (rechts, Bild ©Next2Sun GmbH)

2.2 Systeme mit großer Bauhöhe

Eine weitere Möglichkeit, den Flächennutzungskonflikt aufzulösen, besteht darin, PV-Module soweit anzuheben, dass landwirtschaftliche Geräte darunter anstatt dazwischen fahren können, vergleiche Abbildung 3. Auch hier kommen zumeist Geometrien zum Einsatz, die aus dem Aufdach- oder Freilandbereich bekannt sind. Ihnen ist jedoch gemein, dass der Bodenabstand deutlich größer ist. Statt der oben genannten 2 m bis 3 m mittlerer Bauhöhe bei herkömmlichen Freilandsystemen sind eher Bauhöhen von 3 m bis 5 m oder auch über 7 m im Hopfenbau gefragt. Mit der Höhe nehmen aber die Momente aus Horizontalkräften stark zu, sodass entweder massivere Fundamente benötigt werden oder eine großflächigere Aussteifung innerhalb der Reihen oder Gitter der PV-Anordnung auf ihren Stützen. Darüber hinaus verändert der große Bodenabstand die Umströmung selbst und damit auch die einwirkenden Windlasten auf diese Systeme, wie weiter unten dargestellt wird.

Daneben gibt es auch noch Ideen, die mit einer kostengünstigeren Unterkonstruktion auskommen sollen, indem handelsübliche Solarmodule auf Seilen montiert werden und über große Weiten gespannt werden. Eine Abwandlung davon ist das Verspannen von röhrenförmigen Solarmodulen, wie sie von der Firma TubeSolar AG vertrieben werden, siehe Abbildung 4.

Abbildung 3: Geometrie herkömmlicher Freilandsysteme mit großer Bauhöhe (Bilder: links ©Sun’Agri SAS, rechts ©voestalpine Sadef)

Abbildung 4: Gespannte Systeme von TubeSolar AG und sbp sonne GmbH links (Bild ©sbp sonne GmbH) sowie vom chinesischen Hersteller CETCsolar (Bild ©CETCsolar)

3 Herausforderungen bei der Bemessung gegen Wind

Die Herausforderungen in der Bemessung gegen Wind beginnen schon bei den herkömmlichen Freilandanlagen. Da in DIN EN 1991-1-4 PV-Freilandsysteme nicht explizit behandelt werden, werden diese Strukturen in der Regel als freistehende Dächer betrachtet und die Windkräfte nach Abschnitt 7.3 der DIN EN 1991-1-4 berechnet. Dieser Ansatz ist jedoch aus aerodynamischer wie windingenieurstechnischer Sicht aus mehreren Gründen problematisch. Zum einen basieren die angegebenen Druckbeiwerte größtenteils auf Arbeiten von Cook aus den 1970er Jahren [2] und entsprechen mithin nicht mehr dem aktuellsten Stand der Technik. Zum anderen wurden in den Studien eben gerade freistehende Dächer betrachtet, die sich von PV-Freilandanlagen hinsichtlich ihrer Seitenverhältnisse unterscheiden. Neuere Untersuchungen zeigen jedoch, dass gerade dieses Seitenverhältnis Einfluss auf die Druckbeiwerte hat. Zum anderen ist es naheliegend, dass die Bodenfreiheit einen Einfluss auf die Druckbeiwerte haben muss, allerdings macht Abschnitt 7.3 der DIN EN 1991-1-4 dazu keinerlei Aussage. Neben einigen weiteren Aspekten kann dieser Ansatz aber vor allem die besondere Situation von PV-Freilandanlagen nicht erfassen, dass nämlich nicht nur ein einzelner Tisch gebaut wird, sondern über ein großes Areal eine Vielzahl von Reihen hintereinander. Daraus ergeben sich aerodynamisch und lastrelevante Themen wie Windschatteneffekte im Feldinneren, Wirbelablösung stromauf gelegener Reihen, dynamische Anregung stromab gelegener Reihen und weiteres. Eigene Windkanaluntersuchungen an solchen Systemen zeigen eine vielschichtige Abhängigkeit der statischen Lasten und dynamischen Anregungen je nach Position innerhalb des Feldes, Lasteinzugsfläche, Anstellwinkel und Reihenabstand.

Der Schwerpunkt der bauaufsichtlich eingeführten Windlastnorm DIN EN 1991-1-4 liegt natürlich bei geschlossenen Gebäuden in freier Anströmung. Zwar gibt es weitergehende Ansätze für benachbarte Hindernisse, Bauten auf Hängen oder Kuppen und eben auch freistehende Dächer, dennoch sind die Ausgangsdaten stark selektiv aus der Literatur zusammengestellt worden und nicht automatisch miteinander kompatibel nutzbar. Daran wird sich absehbar auch mit der Neufassung der EN 1991-1-4 wenig ändern, die derzeit in der finalen Abstimmung auf europäischer Ebene steht.

Häufig lohnt sich daher der Blick in ausländische Normen, die im Bereich der PV-Systeme teilweise deutlich weiter sind. So werden herkömmliche PV-Freilandanlagen inzwischen in der aktuellen amerikanischen Baunorm ASCE 7-22 auf Basis großer Parameterstudien normativ relativ detailliert erfasst.

Im Folgenden sollen die oben vorgestellten Systemtypen mit Blick auf ihre normative Erfassung bezüglich der Windeinwirkungen betrachtet und kommentiert werden. Es wird auf Probleme der Ansätze nach DIN EN 1991-1-4 hingewiesen und Alternativen werden vorgestellt oder Hinweise zu bekannten Abweichungen gegeben.

3.1 Vertikal montierte Module, „Solarzäune“

Bodennahe Systeme, bei denen die Module vertikal montiert werden, wie beispielsweise von den Firmen Next2Sun GmbH oder voestalpine Sadef nv entsprechen in ihrer Geometrie Zäunen oder freistehenden Wänden und können als solche nach Abschnitt 7.4 der DIN EN 1991-1-4 behandelt und bemessen werden. Sehr häufig gibt es allerdings bei diesen Systemen auch einen Spalt zwischen Boden und der Unterkante der Module. Dies ließe sich entweder vernachlässigen oder gegebenenfalls durch die Ansätze für Anzeigetafeln berücksichtigen. Allerdings weisen Anzeigetafeln selten eine vergleichbare horizontale Erstreckung auf und sind meist auch höher über dem Boden positioniert. Entsprechend ist es kaum möglich die beiden verwandten Ansätze durch Interpolation sinnvoll ineinander überführen. Immerhin kann im Rahmen der Ansätze für Mauern und Zäune bereits eine stromauf gelegene Reihe günstig berücksichtigt werden.

Wohl wird die unvollständige Völligkeit der Systeme so nicht betrachtet: aufgrund der winddurchlässigen Struktur der Unterkonstruktion ist aber davon auszugehen, dass die Windlasten deutlich reduziert werden. Darüber hinaus liegen auch im Bereich der freistehenden Wände neuere Untersuchungen vor [3], die die Einflüsse des Seitenverhältnisses sowie des Bodenabstandes deutlich genauer darstellen, als in DIN EN 1991-1-4. Diese Untersuchungen sind in den Normen der USA ASCE 7-22 sowie für Australien und Neuseeland AS/NZS 1170.2:2021 eingearbeitet worden und ermöglichen eine genauere und mitunter spürbar günstigere Bemessung, als dies nach DIN EN 1991-1-4 mit den dort vereinfachten Ansätzen möglich wäre. Natürlich bleiben durch die Regelung des Kapitels 1.5 der DIN eine gutachterliche Bewertung oder der Nachweis mit (Windkanal-)Versuchen als Alternativen zugänglich.

3.2 Herkömmliche Geometrien mit großer Bauhöhe

Bei den Auswirkungen des vergrößerten Bodenabstandes auf die Windlasten gegenüber Freilandsystemen mit herkömmlicher Geometrie handelt es sich um eine für die Agrivoltaik spezifische Fragestellung, die noch in keiner Norm erfasst ist. Würde man bei dem Ansatz freistehender Dächer nach DIN EN 1991-1-4 bleiben, so gäbe es überhaupt keinen Unterschied zwischen Agrivoltaiksystemen und herkömmlichen Geometrien, da die Bodenfreiheit dort keine Beachtung bzw. keinen Eingang in die Berechnungen findet.

Im Rahmen eines internen Forschungsvorhabens haben wir erste Modellmessungen im Windkanal durchgeführt [4]. Untersucht wurde dabei zunächst ein herkömmliches PV-Trackersystem mit einer Sehnenlänge von etwa 4,1 m und einer Bauhöhe von etwa 2 m. Dann wurde die mittlere Bauhöhe auf 4,1 m bzw. 8,5 m erhöht und Messungen für verschiedene Anstellwinkel zwischen 0° und 60° sowie verschiedene Reihenabstände durchführt. Die Auswertung zeigte dann, dass die auf die Module einwirkenden Normalkräfte gegenüber dem Referenzfall bei einer mittleren Bauhöhe von 4,1 m und 8,5 m um 17% bzw. 43% im Mittel zunahmen. Diese Zunahme ist allein durch die veränderte Aerodynamik begründet. Aufgrund

der größeren Bauhöhe und dadurch längeren Hebelarme weisen die Einspannmomente der Pfosten noch deutlich größere Zunahmen auf.

Auch wenn diese Messungen keinen Anspruch auf Allgemeingültigkeit haben, so zeigt sich doch gut, dass derlei Themen eine signifikante Rolle spielen und rein normbasierte Ansätze zu einer deutlichen Unterbemessung führen können, obwohl die Normansätze normalerweise (für den gedachten Anwendungsbereich) deutlich auf der sicheren Seite liegen.

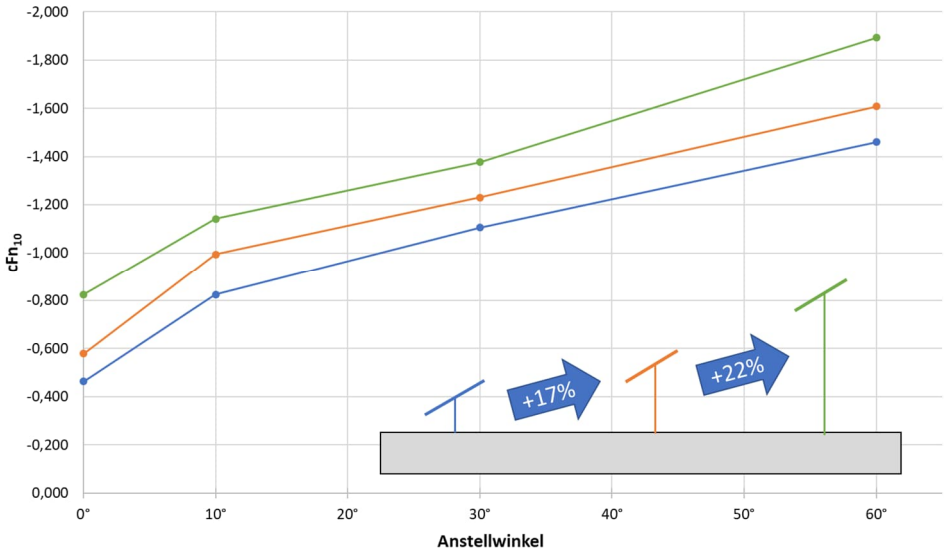


Abbildung 5: Zunahme der einwirkenden Normalkraft mit der Bauhöhe für ein herkömmliches Trackersystem

3.3 Gespannte Systeme

Bei den gespannten Systemen spielen aufgrund der hohen Flexibilität und geringen Dämpfung der verspannten Elemente insbesondere dynamische Effekte und damit aeroelastische Anregungen eine Rolle. Beispielhaft dafür untersuchten He et al. [8] in einem Modellversuch das durch Wind induzierte Schwingungsverhalten von PV-Modulen, die von (Stahl-)Seilen gestützt waren. Bei diesem aeroelastischen Modell wurden Spannweiten von ca. 35 m in einer noch moderaten Höhe von 3,5 m untersucht. Die Module warum um 15° geneigt, die erste vertikale Eigenfrequenz und die Torsionsfrequenz der Konstruktion betrugen 0,88 Hz bzw. 1,6 Hz. Es zeigte sich, dass von Seilen gestützte PV-Konstruktionen anfällig für starke Resonanzschwingungen vor allem bei Seitenwinden sind, wobei leeseitige Module im Vergleich zu luvseitigen Modulen aufgrund der Abschattung besser geschützt waren. Die kritische Windgeschwindigkeit, ab der es zu Schwingungen aufgrund des Windes kam, war hierbei mit ca. 4 m/s bei einer Anströmung aus 0° (von links in Bild 4.3) und mit ca. 3 m/s bei einer Anströmung aus 180° (von rechts in Bild 4.3) überraschend niedrig und die Schwingungsamplitude stieg mit der Windgeschwindigkeit weiter an. Des Weiteren waren Torsionsschwingungen der ungekoppelten Reihen noch deutlich stärker als die vertikalen Schwingungen. Bei einer Windgeschwindigkeit von 8 m/s lagen die Standardabweichungen

der vertikalen und die der Torsionsbeschleunigung bei bis zu 23 m/s² bzw. 323 rad/s², die größte (nahezu immer wiederkehrende) vertikale Auslenkung trat bei dieser Windgeschwindigkeit bei einer Anströmung aus 180° in der vordersten Reihe (auf die exponierte Modulunterseite) auf und betrug rund 6 cm.

Bei größeren Höhen und damit verbunden größeren Anströmgeschwindigkeiten des Windes auf die Konstruktion sind dann sowohl häufiger schwingfähige Situationen als auch größere Schwingungsamplituden zu erwarten.

4 Nebenaspekte

Neben der Windlast auf die Solarmodule, die in die Unterkonstruktion eingeleitet wird, kommen mitunter weitere Lasten hinzu. So bietet es sich an, die vorhandene Unterkonstruktion oder daran befestigte Kletterseile als Rankhilfe für Pflanzen zu nutzen. In diesem Fall erfahren dann die Pflanzen selbst auch eine Windlast, welche gegebenenfalls in die Unterkonstruktion eingeleitet wird. In jedem Fall verändert Vegetation unterhalb der Solarmodule jedoch die Versperrung und damit wiederum das Strömungsverhalten an den Modulen.

Weiterhin lässt sich die Unterkonstruktion nutzen, um Bewässerungssysteme zu installieren. Wasserleitungen stellen aber nicht unerhebliche zusätzliche Massen dar, die bei einer Schwingungsanregung zu kleineren Eigenfrequenzen und geringerer Dämpfung beitragen. Das wiederum erhöht die Anregbarkeit durch den Wind, die unter 0,5 Hz am größten wird.

5 Zusammenfassung

Die Agrivoltaik ist ein neues Anwendungsgebiet der solaren Stromerzeugung mit viel Potential. Ihre neuen, mitunter unüblichen Konstruktionen bereiten bei der Ermittlung der einwirkenden Windlasten jedoch häufig Probleme, während es gerade diese Lasten sind, die im Allgemeinen die Auslegung dominieren.

Die DIN EN 1991-1-4 bietet hier häufig nur unzureichende Ansätze, doch sind die Effekte bspw. eines erhöhten Bodenabstandes auf die Windlasten signifikant. Daher lohnt eine tiefergehende Recherche und Betrachtung unter anderen auch in ausländischen Normen, sowie nicht zuletzt direkte Windkanaluntersuchungen, um die tatsächlichen Windlasten zu ermitteln und eine sichere sowie ökonomische Auslegung zu ermöglichen.

Literatur

[1] KOST, C., ET AL. Stromentstehungskosten Erneuerbare Energien. Fraunhofer-Institut für Solare Energiesysteme ISE, Freiburg, 2021.

[2] COOK, N. J. The designer's guide to wind loading of building structures, Part 2 – static structures. Butterworths, 1990

[3] GIANNOULIS, A.; STATHOPOULOS, T.; BRIASSOULIS, D.; MISTRIOTIS, A. Wind loading on vertical panels with different permeabilities. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics 107-108 (2012), S. 1-16.

[4] MARKUS, D.; WEIHBRECHT, T. Der Einfluss einer erhöhten Bodenfreiheit auf die Spitzenwindlast eines einachsigen Solar-Tracker-Systems. In: Vortragsband der 18. Dreiländertagung D-A-CH 2023 der Windtechnologischen Gesellschaft e. V., Aachen, 2023

Baustatik – Baupraxis 15, © 2024, Technische Universität Hamburg

Aspekte und Hintergründe von abgesicherten numerischen Strömungs- und Sensitivitätsanalysen im Windingenieurwesen

Roland Wüchner[1], Suneth Warnakulasuriya[1], Cornelia Kalender[2], Ulf Winkelmann[3]

[1]*Institut für Statik und Dynamik, Technische Universität Braunschweig*
[2]*KalWin Engineering GbR*
[3]*Windingenieurwesen und Strömungsmechanik, Ruhr-Universität Bochum*

Zusammenfassung: Numerische Strömungssimulationen können bei Beachtung windspezifischer Modellierungsaspekte physikalisch belastbare Ergebnisse im Windingenieurwesen erzielen. Dadurch werden simulationsinhärente Vorteile, wie z.B. Berechenbarkeit von Sensitivitätsinformationen, nutzbar. Dieser Beitrag geht auf wesentliche Aspekte und Hintergründe sowohl von numerischen Strömungs- als auch von Sensitivitätsanalysen im Windingenieurwesen ein.

1 Abgesicherte numerische Strömungssimulationen

Um eine Mindestqualität von CWE-Simulationen zu gewährleisten, wurden bereits in der Vergangenheit Empfehlungen entwickelt. Besondere Aufmerksamkeit gilt dem neuen "WTG-Merkblatt über numerische Methoden in der Bauwerksaerodynamik" [7] sowie dem Nachfolger der DIN EN 1991-1-4:2010-12 [3], Anhang K. Die folgenden windspezifischen Modellierungsaspekte sind in [5], [6] beschrieben und fassen explizit die besonders relevanten Einflüsse zusammen.

Aufgabenstellung und Simulationsart: Anhand der Aufgabenstellung muss grundsätzlich die Art der Simulation gewählt werden. Es ist zu entscheiden, ob stationäre RANS oder URANS Rechnungen mit den inhärenten Modellannahmen zulässig sind, oder ob anspruchsvollere Simulationsarten wie instationäre LES durchgeführt werden müssen.

Geometrie: Mögliche Vereinfachungen der Geometrie des Ingenieurbauwerks muss mit Blick auf die Zielparameter geklärt werden. Um den Rechen- und Modellierungsaufwand zu minimieren, sollten nur die für das Strömungsgeschehen und die Fragestellung wichtigen Details dargestellt werden. Der Einfluss von Umgebungsgebäuden und Topografie muss im konkreten Fall hinterfragt werden.

Untersuchungsraum: Der Untersuchungsraum sollte ausreichend groß sein, um das Strömungsgeschehen komplett abzubilden. Er sollte nicht zu groß sein, da viele Gitterzellen zu langen Rechenzeiten führen. Zudem kann sich die am Einströmrand definierte Windgrenzschicht stromaufwärts beim Durchlaufen großer Abstände ungewollt verändern. Der Untersuchungsraum darf nicht zu klein sein, um eine Beeinflussung durch zu nahe Randbedingungen oder Versperrungseffekte zu vermeiden.

Rechengitter: Der Einfluss des numerischen Rechengitters auf die Zielgrößen ist enorm und muss minimiert werden. Er sollte mit drei verschiedenen Gitterauflösungen im Rahmen einer für den Untersuchungsfall repräsentativen Gittersensitivitätsstudie überprüft werden. Im nahen Gebäudeumfeld in Bereichen hoher Strömungsgradienten sollten lokale Netzverfeinerungen mit nicht zu großen Sprüngen zwischen den Netzdichten genutzt werden. Wandnahe Gitterzellen müssen methodenspezifische Qualitätsanforderungen erfüllen, wie z.B. orthogonale Zellen (mit Prismenschichten). Wichtig: Eine Gitterverfeinerung verringert den numerischen Fehler und erhöht die Qualität der Rechnung, führt aber nicht zwangsläufig zu physikalischeren Ergebnissen. Hier wirkt der Modellfehler, der nur durch Validierung bestimmt werden kann.

Zeitschritt: Bei instationären Simulationen kann ein sehr kleiner Zeitschritt schnell zu einem sehr hohen Rechenaufwand führen. Ein zu großer Zeitschritt hingegen kann zum Crash der Simulation oder zu einem erhöhten Aufwand der Kopplung der Gleichungen innerhalb des Zeitschrittes führen. Er kann aber auch unphysikalische und unbrauchbare Ergebnisse erzeugen. Hierbei hilft die Betrachtung der Courant-Zahl.

Randbedingungen: Die Einstrombedingung zur Modellierung der turbulenten Windgrenzschicht ist besonders wichtig. So müssen Geschwindigkeitsprofile und Turbulenzprofile passend zum Untersuchungsfall und zum verwendeten Turbulenzmodell gewählt werden und ebenso zur gewählten Simulationsart passen. Fallspezifisch muss entschieden werden, ob die Windgrenzschicht bei Bauwerkabschnitten, wie Brücken, vernachlässigt werden kann. An Wänden mit Haftbedingungen sollte unterschieden werden, ob die Wandgrenzschicht räumlich im Gitter passend zum gewählten Turbulenzmodell aufgelöst und berechnet wird, oder numerisch mit Wandfunktionen modelliert wird. Hierzu hilft die Betrachtung der dimensionslosen Wandabstände. Angesetzte Oberflächenrauigkeiten können schnell im Widerspruch zur lokalen Gitterauflösung stehen.

Numerische Löser: Interpolationsverfahren, die z.B. im Rahmen der Finite-Volumen-Methode eingesetzt werden, sollten insbesondere bei den konvektiven Thermen der Grundgleichungen höherer Ordnung, aber mindestens 2.Ordnung, sein. Die statistische Konvergenz der Zielgrößen muss über globale, normierte Residuen der iterativen Lösung für alle Gleichungen dokumentiert und ausreichend klein sein. Sie sollte zudem mithilfe passender Verfahren überprüft werden. Hierbei muss zwischen instationären und stationären Simulationsarten unterschieden werden. Bei Fluid-Struktur-Interaktion sollte die Adäquatheit der Kopplung der Strukturgleichungen und Fluidgleichungen innerhalb eines Zeitschritts überprüft werden.

Auswertung, Validierung und Dokumentation: Die Simulationsergebnisse sollten generell anhand von Geschwindigkeits-, Druckfeldern und möglichen weiteren Zielgrößen auf Plausibilität überprüft werden. Anhand von veröffentlichten, belastbaren Daten sollte das gewählte numerische Modell für einen ähnlichen Fall validiert werden. Alle beschriebenen Modellierungsaspekte sollten nachvollziehbar und vollständig dokumentiert werden. Je nach

Anwendungsfall ist es erforderlich, die Simulationsdaten vergleichbar zu Windkanaldaten statistisch auszuwerten. Die Verwendung von stationären RANS Ergebnissen muss immer kritisch und problemspezifisch hinterfragt werden, da sie keine dynamische Windbeanspruchung abbilden können. Sie können nicht ohne Weiteres den für die Bemessung von Bauwerken üblicherweise genutzten, normgerechten charakteristischen Beiwerten, wie Druckbeiwerte, gleichgesetzt werden.

Software und Anwender:in: Es gibt eine große Anzahl an CFD-Software, kommerziell zu erwerben oder opensource frei verfügbar, die mit unterschiedlichen Methoden arbeiten. Hierzu gehören bspw. Finite-Elemente- (FEM), Finite-Volumen- (FVM), Partikelmethoden sowie Lattice-Boltzmann Methoden (LBM). Jedes Verfahren hat spezifische Eigenschaften, die zusätzlich zu den beschriebenen Modellierungsaspekten zu berücksichtigen sind. Es ist möglich, dass die in der Regel visuell ansprechenden Simulationsergebnisse von geringer physikalischer Aussagekraft sind. Der Einsatz solcher Ergebnisse in der Praxis könnte zu fehlerhaften Bewertungen des Strömungs- und Lastgeschehens führen. Die Verantwortung liegt immer auf Seite der Anwenderin und des Anwenders. Eine verantwortungsbewusste und fachkundige Durchführung und Interpretation von Strömungssimulationen im Windingenieurwesen verlangt ein umfassendes Verständnis darüber, was mit den gewählten Modellen und Einstellungen abgebildet werden kann, noch viel entscheidender, was nicht. Die alleinige Fähigkeit zur Anwendung einer CFD-Simulationssoftware ist nicht ausreichend.

Die nachfolgenden CWE Anwendungsbeispiele demonstrieren die Leistungsfähigkeit von korrekt eingesetzten numerischen Simulationen. Für die Ermittlung von Windlasten auf Dachbereiche eines historischen Schlossbauwerkes (s. Abbildung 1) wurden CFD-Simulationen in Kombination mit Windkanalmessungen eingesetzt (s. Abbildung 2).

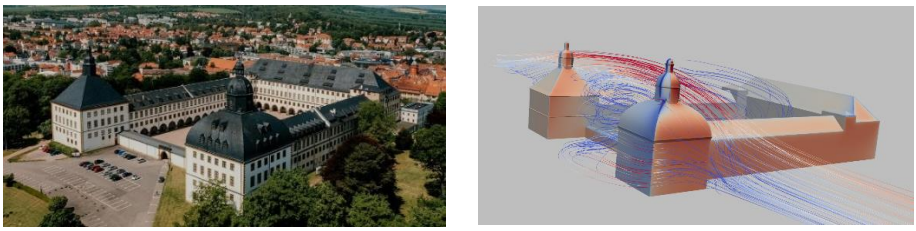


Abbildung 1: Links: Luftaufnahme des Bauwerks [9] Rechts: Visualisierung von Stromlinien und mittlere Oberflächendruckverteilung auf dem historischen Schlossbauwerk

Abbildung 2: Links: Fotos des West-Turmes, Mitte: Windkanalmodell, Rechts: numerisches Gitter

Der Modellaufbau folgt den zuvor beschriebenen Aspekten. Eine ausführliche Beschreibung aller Einstellungen und Randbedingungen sind [6] zu entnehmen. Nach einer Gitterstudie wurden für verschiedene Windrichtungen stationäre RANS Simulationen unter Verwendung des realizable k-ϵ Turbulenzmodells durchgeführt. Für beide in Abbildung 3 gezeigten

Windrichtungen zeigen die Druckabwicklungen, dass das numerische Modell eine Tendenz zur Überschätzung der Drücke und einer Unterschätzung der Söge, insbesondere auf der windabgewandten Seite, hat. Die Überschätzung der Drücke kann zu konservativen Lastannahmen führen, wohingegen die Unterschätzung der Söge zu einer Lastannahme führen kann, die nicht auf der sicheren Seite liegt.

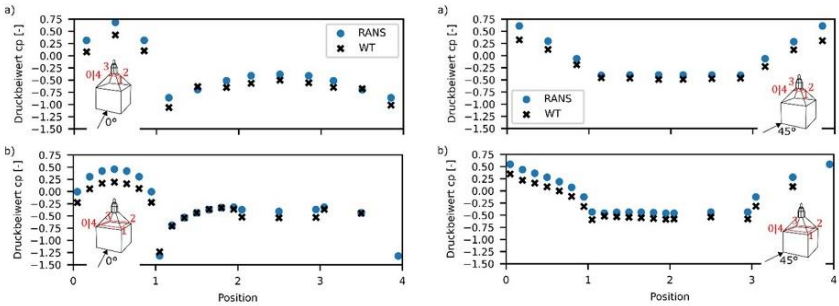


Abbildung 3: Mittlere Oberflächendruckbeiwerte aus Windkanal (WT) und Simulation (RANS) in zwei Höhen, Links: Wind auf die Frontseite (0 Grad), Rechts: Wind auf die Ecke (45 Grad)

Mit dem validierten Modell wurden weiterführende numerische Simulationen am Ost-Turm durchgeführt. Nach Analyse und Berücksichtigung verschiedener Einflüsse, wie Dachgauben und weitere Gebäudeteile, wurden die einhüllenden Windlasten nach quasi-statischer Methode und mit den mittleren Druckbeiwerten der RANS-Simulationen bestimmt. Für Spitzenwerte als Ersatzlast, z.B. bei kleinen Lasteinzugsflächen oder bei Berücksichtigung günstig wirkender Lasten, wurde die Spitzenfaktor-Methode mit Standardabweichungen der Windkanaldaten verwendet (Hybride Modellnutzung).

Als zweites Anwendungsbeispiel sind mittlere Kraft- und Momentenbeiwerte auf einen Brückenquerschnitt in Abbildung 4 gezeigt. Für Anstellwinkel zwischen ±10° wurden 2D Unsteady Reynolds-Averaged Navier-Stokes Simulationen (URANS) mit dem $k-\omega\ SST$ Turbulenzmodell durchgeführt und mit Windkanalergebnissen verglichen.

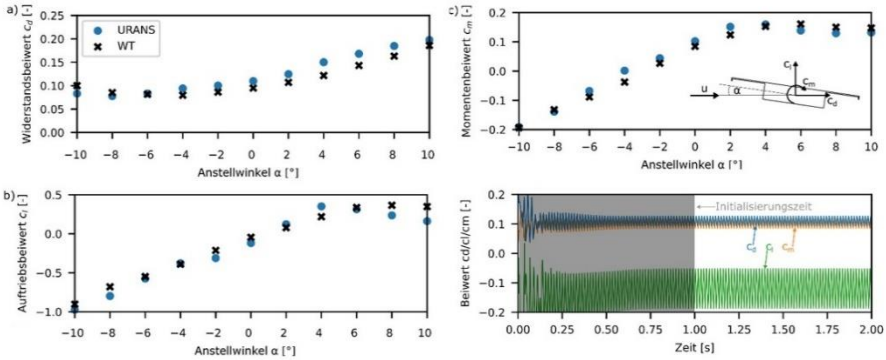


Abbildung 4: Mittlere Kraft- und Momentenbeiwerte auf einen Brückenquerschnitt unter verschiedenen Anstellwinkeln, Rechts unten: exemplarischer Zeitverlauf und Mittelungsintervall

Alle Simulationsdetails finden sich in [5],[6]. Der Vergleich zu den Windkanalmessungen zeigt eine zufriedenstellende Übereinstimmung mit sehr geringen Abweichungen. Auf Basis

der Frequenz des Auftriebsbeiwertes kann die Strouhalzahl, also die normierte Wirbelablösefrequenz, die für die Berücksichtigung von wirbelinduzierten Schwingungen interessant ist, berechnet werden. Für den Anstellwinkel von $\alpha = 0°$ und der Berücksichtigung der Höhe H ist die Strouhalzahl der URANS Simulationen $S_t = 0.122$ und somit im Vergleich zu den Windkanalergebnissen mit $S_t = 0.135$ leicht unterschätzt.

2 Sensitivitätsanalyse zur Entwurfsunterstützung

Wie im vorherigen Abschnitt erläutert wurde, können im Windingenieurwesen mittels numerischer Strömungssimulation physikalisch belastbare Ergebnisse erzielt werden. Die eingesetzten Modelle und Simulationsmethoden können als Basis zur Ermittlung von weitergehenden Informationen, wie z.B. Sensitivitäten, genutzt werden. Bei der Sensitivitätsanalyse wird der Einfluss von einer infinitesimalen Änderung der Entwurfsparameter auf eine Zielfunktion quantifiziert. Beispiele für Zielfunktionen im Windingenieurwesen sind Gesamtwindkraft auf ein Tragwerk oder Objekt in der Umgebung, Einspannmomente eines Hochhauses infolge Windumströmung, windkomfortbeeinflussende Strömungsgeschwindigkeiten und Wirbelablösefrequenzen. Die genannten skalaren Größen hängen von vielen Parametern ab, wobei im Windingenieurwesen die umströmte Form einen dominanten Einfluss hat. Die Oberflächengeometrie kann auf verschiedene Arten parametrisiert werden, was Konsequenzen für die Anzahl der Entwurfsvariablen und auch die Formfreiheit hat. Bei CAD-basierter Formbeschreibung können Geometrien i.d.R. mit weniger Parametern beschrieben werden als bei der knotenbasierten Geometrieparametrisierung [4]. Bei Letzterer wird die Geometrie durch die Position der Oberflächennetzknoten bestimmt. Diese knotenbasierte Formbeschreibung erlaubt durch die große Parameterzahl das Finden von sehr komplexen und auch nicht-intuitiven Freiformgeometrien [1]. Die Anzahl der formbestimmenden Parameter hat einen direkten Einfluss auf die möglichen Vorgehensweisen bei der Sensitivitätsberechnung. Die konzeptionell einfachste Variante ist die globale Finite-Differenzen-Methode, wobei die Zielfunktion für eine infinitesimale Änderung jeder einzelnen Entwurfsvariable separat ausgewertet werden muss, was bei n Entwurfsvariablen auf n+1 Zielfunktionsauswertungen führt. Bei einer hohen Anzahl an Variablen ist dieses Vorgehen im Windingenieurwesen wegen der numerisch sehr aufwändigen CFD-Berechnung damit praktisch nicht durchführbar. Als Alternative kann man die sogenannte adjungierte Sensitivitätsanalyse durchführen, bei der zunächst das adjungierte (duale) Problem gelöst wird und in einem zweiten Schritt die totale Ableitung der Zielfunktion durch Einsetzen der vorher bestimmten adjungierten Variablen berechnet wird [8]. Diese adjungierte Formulierung hat den großen Vorteil, dass sie unabhängig von der Anzahl der Entwurfsparameter nur eine Lösung des adjungierten Problems und eine Zustandsberechnung erfordert, weshalb sie vor allem bei einer großen Anzahl an Entwurfsparametern der methodisch sinnvolle Zugang zur Sensitivitätsanalyse ist. Insbesondere in frühen Entwurfsphasen hat man meist eine größere Flexibilität bei der Formgestaltung, weshalb die adjungierte Sensitivitätsermittlung dort besonders vorteilhaft eingesetzt werden kann und wertvolle Hinweise auf Verbesserungspotenziale bei der Zielfunktion durch gezielte Formmodifikationen gibt. Dies kann beispielsweise durch auf der Oberfläche dargestellte Sensitivitätsintensitäten visualisiert werden („sensitivity maps“), wodurch eine besonders intuitive Einbindung in den Entwurfsprozess möglich wird.

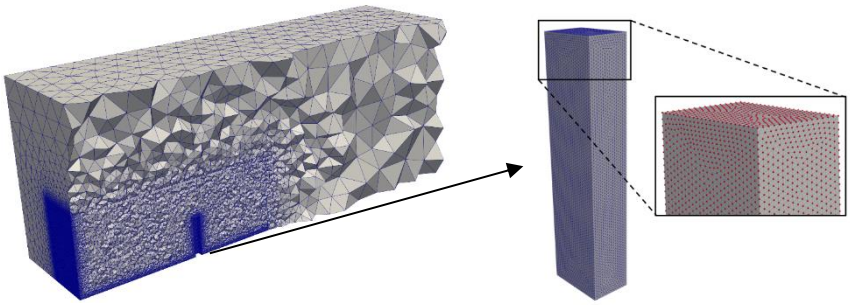


Abbildung 5: links: Strömungsnetz, Mitte: Hochhausgeometrie, rechts: Oberflächenknoten, die mittels ihrer Position die Form definieren

Zur Illustration solcher Sensitivitätskarten wird die Sensitivitätsverteilung auf der Oberfläche eines quaderförmigen Hochhauses dargestellt. Details zu diesem Beispiel können [2] entnommen werden. Die Zielfunktion ist in diesem Fall das Moment an der Einspannung und die Geometrie wird durch eine knotenbasierte Parametrisierung festgelegt. Jeder der in Abb. 5 dargestellten Oberflächenknoten trägt mit seinen 3 Koordinaten im Raum zur Formbeschreibung bei, was in diesem Beispiel zu ca. 25.000 Entwurfsvariablen führt. Die in Abb. 6 dargestellten Sensitivitäten sagen aus, wie stark die Positionsänderung eines Knotens auf der Oberfläche den Zielfunktionswert ändert. Erwartungsgemäß wird eine Modifikation an den Kanten und insbesondere im oberen Teil als besonders effektiv zur Auflagermomentmanipulation ermittelt. Die auf der rechten Seite abgebildete modifizierte Form ist entsprechend der Sensitivitäten vorgenommen worden und reduziert den Zielfunktionswert (hier: Gesamteinspannmoment).

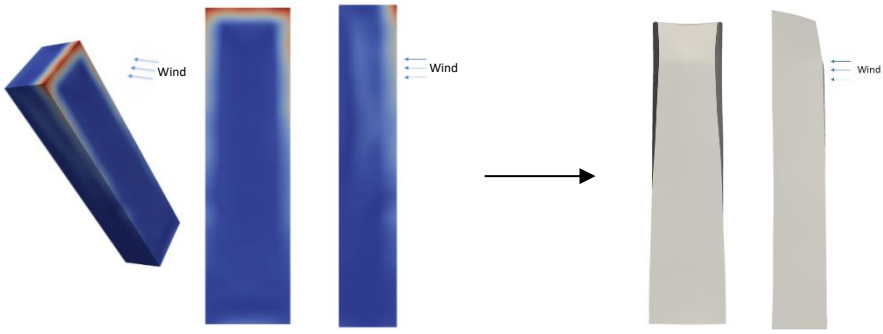


Abbildung 6: links: Sensitivitätskarte auf der Hochhausgeometrie in verschiedenen Ansichten, rechts: modifizierte Geometrie entsprechend der ermittelten Sensitivitäten in Front- und Seitenansicht

Ein weiteres Beispiel zur Nutzung von Sensitivitätsinformationen beim Entwurf von windumströmten Bauwerken ist der in Abb. 7 gezeigte Brückenquerschnitt (ähnlich dem des Viaduc de Millau) mit Windschutzaufbauten. Hierbei sollen diese Windbarrieren so gestaltet werden, dass die auf einen LKW wirkende seitliche Windkraft möglichst reduziert wird, was somit die abzuleitende Zielfunktion ist. Das Strömungsnetz, der Brückenquerschnitt und die durch die Knotenpositionen definierte Geometrie der Windbarrieren sind in Abb. 7 dargestellt. Infolge der gewählten Formparametrisierung und der feinen Netzauflösung an der Oberfläche hat dieses Modell knapp 400.000 Entwurfsvariablen, was wiederum die

adjungierte Sensitivitätsanalyse erfordert. In Abb. 8 sind die simulierte Umströmung und die ursprüngliche sowie die durch Berücksichtigung der Sensitivitäten modifizierte Geometrie dargestellt. Im Detailausschnitt oberhalb des Brückendecks sind die Sensitivitäten auf der Oberfläche der Windbarrieren aufgetragen.

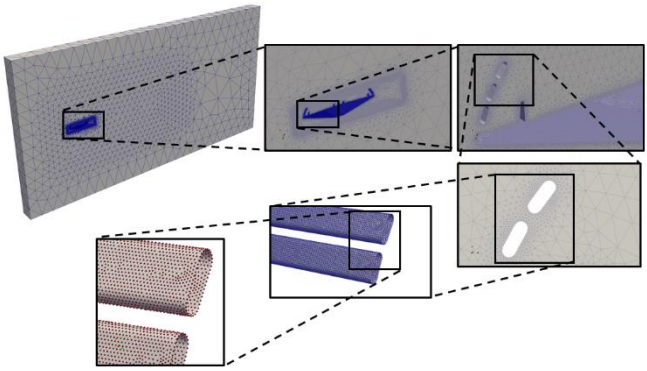


Abbildung 7: Strömungsnetz mit Brückenquerschnitt und knotenbasierte Formdefinition

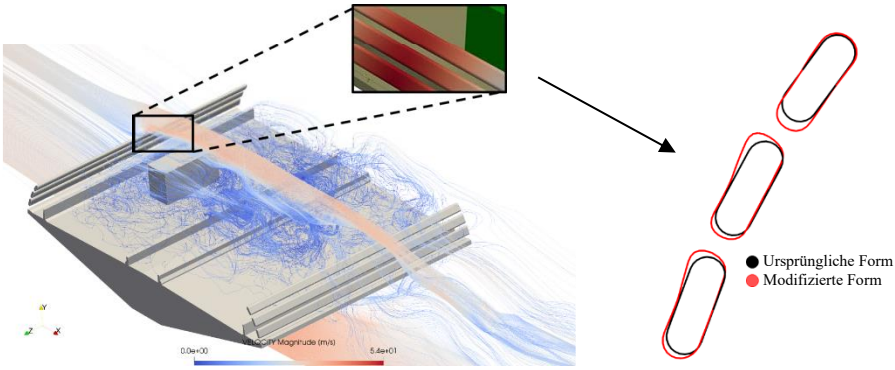


Abbildung 8: links: Umströmung des Brückenquerschnitts mit LKW, oben: Ausschnitt der Windbarrieren mit Sensitivitäten, rechts: Querschnittsmodifikation basierend auf Sensitivitäten

3 Fazit

Die Ermittlung von Windlasten im Bauwesen erfolgt durch etablierte Modelle in der Norm sowie durch Untersuchungen in geeigneten Grenzschichtwindkanälen, die seit Mitte des letzten Jahrhunderts als anerkannter Stand der Technik gelten. Die zusätzliche Anwendung der numerischen Strömungsmechanik (CFD) im praktischen Windingenieurwesen wird in den letzten Jahren intensiv untersucht. Trotz der rasanten Entwicklung von Soft- und Hardware ist der Einsatz von CFD im Windingenieurwesen (Computational Wind Engineering - CWE) nach wie vor anspruchsvoll und erfordert umfassende Expertise in verschiedenen Disziplinen, wie u. a. Strömungsmechanik, numerische Methoden und Gebäudeaerodynamik. Bei Beachtung windspezifischer Modellierungsaspekte und entsprechender Fachexpertise können mit CWE physikalisch belastbare Ergebnisse fallspezifisch im Windingenieurwesen erzeugt werden [6]. Hiermit können

simulationsinhärente Vorteile, wie z.B. die Verfügbarkeit von Daten in Bereichen, die von der Messtechnik nicht erreicht oder aufgelöst werden können oder die im Realmaßstab mögliche Simulation ohne geometrische Skalierung, ausgenutzt werden. Des Weiteren können durch geeignete Verfahren auch Sensitivitätsinformationen berechnet werden, die im Entwurfsprozess Anregungen z.B. für die Formgestaltung bringen und zukünftig evtl. auch in Optimierungsprozesse eingebunden werden können.

Literatur

[1] ANTONAU, I.; WARNAKULASURIYA, S.; BLETZINGER, K.-U.; BLUHM, F. M.; HOJJAT, M.; WÜCHNER, R. Latest developments in node-based shape optimization using vertex morphing parameterization, Structural and Multidisciplinary Optimization 65, 198 (2022)

[2] BRAUN, A. L.; AWRUCH, A. M. Aerodynamic and aeroelastic analyses on the CAARC standard tall building model using numerical simulation, Computers and Structures (2009) S. 564-581

[3] DIN Deutsches Institut für Normung e. V., „Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen – Windlasten“; Beuth Verlag, 2023.

[4] BLETZINGER, K.-U.; FIRL, M.; LINHARD, J.; WÜCHNER, R. Optimal shapes of mechanically motivated surfaces, Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, Volume 199, Issues 5–8 (2010), S. 324-333

[5] HÖFFER, R.; THIELE, K.; LUPI, F.; WINKELMANN, U.; HUBERT, W.; KALENDER, C.; WÜCHNER, R.; CHEN, C. Aktuelle Modelle und Methoden zur Windlastermittlung; in: Stahlbau-Kalender 2022, Verlag Ernst & Sohn, 2022

[6] KALENDER, C.; WÜCHNER, R.; WINKELMANN, U. Zur aktuellen Situation der numerischen Strömungssimulation im praktischen Windingenieurwesen, In: WTG-Berichte Nr. 18, Kemper, F.; Lieb, R.D.; Ruscheweyh, H. (Hrsg.)

[7] Windtechnologische Gesellschaft WTG e.V., WTG-Merkblatt M3 – Numerische Simulation von Windströmungen, Aachen, 2023

[8] WARNAKULASURIYA, S. Development of Methods for Finite Element-Based Sensitivity Analysis and Goal-Directed Mesh Refinement Using the Adjoint Approach for Steady and Transient Flows, Dissertation, Technische Universität München, 2022

[9] https://www.mdr.de/nachrichten/deutschland/panorama/heizkosten-energiepreise-schloesser-kultur-fonds-100.html, Bildrechte: Schloss Friedenstein

Autorenverzeichnis

Achenbach, Marcus, 595
Ahmad, Muhammad Ekbal, 467
Al-Nasser, Heba, 467
Al-Zuriqat, Thamer, 467
Albiker, Johannes, 267
Altay, Okyay, 535
Andrae, Matthias, 121
Arold, Tizian, 187
Assaf, Rama, 3
Azizi, Nima, 333

Baitinger, Mascha, 277
Bauer, Anna, 377
Becker, Rolf, 323
Binz, Hansgeorg, 109
Birk, Carolin, 3
Bischoff, Manfred, 11, 67, 101, 357
Blandini, Lucio, 109
Bletzinger, Kai-Uwe, 11
Böhm, Michael, 85
Böhm, Valter, 155
Bosch, Matthias J., 109
Boungard, Jonas, 93
Brunow, Jakob, 543
Bukieda, Paulina, 287

Ceballos Inza, Victor, 35
Chillón Geck, Carlos, 467
Chudoba, Rostislav, 341
Curi, Arthur, 195

Daadouch, Koussay, 551
Daamen, Joris, 731
Diasso, Abdou, 259
Dornisch, Wolfgang, 333
Dost, Per, 57
Dragos, Kosmas, 467
Drude, Olaf, 267

Edler, Philipp, 661
Elias, Nouman, 205
Engelmann, Michael, 287

Feldbusch, Arthur, 129
Feldmann, Markus, 145, 295
Fina, Marc, 629
Firus, Andrei, 213
Fischer, Oliver, 671
Forster, David, 67
Freitag, Steffen, 577, 629, 661

Gallinat, Anna, 249
Garg, Andreas, 179
Garsch, Maximilian, 475
Gebbeken, Norbert, 121, 137
Gengnagel, Christoph, 385
Glotz, Theresa, 559
Goldbach, Ann-Kathrin, 377
Goos, Marius, 277
Gravenkamp, Hauke, 3
Grießmann, Tanja, 163
Grotz, Sebastian, 27
Gudžulić, Vladislav, 551, 661, 687
Gütz, Patrick, 195

Hale, Jack S., 367
Hamdan, Al-Hakam, 483
Hartwich, Tobias, 645
Heidkamp, Holger, 241
Heimrath, Moritz, 385

Heinzig, Selina, 637
Henke, Sascha, 483
Hennecke, Markus, 19
Herbrand, Martin, 43
Herrmann, David, 155
Höffer, Rüdiger, 705, 731
Hölscher, Norbert, 715
Hofmeister, Benedikt, 163
Hofstetter, Günter, 679
Holtzendorff, Kira, 223
Hubert, Wolfgang, 715
Hupfauf, Moritz, 137

Illguth, Marcus, 313
Iqbal, Muhammad Danish, 3

Jonscher, Clemens, 163

Kainz, Niklas, 457
Kalender, Cornelia, 747
Kaliske, Michael, 439, 637
Katz, Casimir, 587, 723
Kemmler, Roman, 213, 395
Keßler, Sylvia, 483
Khedkar, Abhinav, 637
Kikis, Georgia, 341
Klarmann, Simon, 341
Klimaszyk, Frank, 205
Klinkel, Sven, 341, 447
Köhncke, Martin, 483
Könke, Carsten, 499, 525
Konopka, Daniel, 439
Krause, Dieter, 645
Krauß, Lisa-Marie, 101, 357
Kreimeyer, Matthias, 109
Kriegesmann, Benedikt, 645
Krybus, David, 595
Kuhl, Detlef, 187
Kunz, Katharina, 395
Kwapisz, Maciej, 213

Lahmer, Tom, 233
Laurs, Maximilian, 295
Lauterbach, Stefan, 653
Lechner, Markus, 457
Lenzen, Armin, 491
Lenzen, Niklas, 535
Lieb, Rolf-Dieter, 739
Lienhard, Julian, 405
Lippold, Lukas, 499, 525
Livanos, Dimitrios, 731
Loh, Lutz, 179
Lombaert, Geert, 213
Loske, Simon, 423, 431
Lupi, Francesca, 731
Lázaro, Carlos, 171

Mader, Thomas, 679
Maierhofer, Mathias, 101
Markus, Daniel, 739
Marwitz, Simon, 233
Marx, Steffen, 43
Masarczyk, Daniela, 187
Matzen, Martina, 603
May, Marcel, 439
May, Maximilian, 567
Meisel, Andreas, 267
Menges, Achim, 101
Meschke, Günther, 551, 661, 687
Mester, Leonie, 341
Meyer-Westphal, Markus, 43
Moeller, Max, 491
Moersch, Jörg, 249
Mohammadi, Fawad, 543
Moreno Gata, Kevin, 447
Most, Thomas, 499, 509
Münch, Ingo, 423, 431

Nagel, Sven, 349
Neu, Gerrit, 687
Neunteufel, Michael, 367
Niebling, Sandra, 27
Niendorf, Thomas, 187
Nitzlader, Markus, 109

Oesterle, Bastian, 357

Oltmanns, Henning, 611

Panek, Stefan, 645
Paolini, Alexander, 241
Paschke, Franz, 303
Pellis, Davide, 35
Peralta Abadía, Patricia, 467
Petryna, Yuri, 559
Pichler, Bernhard, 695
Pietzsch, Achim, 121
Plieninger, Sven, 27
Pottmann, Helmut, 35
Prifti, Livia, 595
Prokosch, Tamara, 101

Rahmi, Diah Puspita, 439
Rapps, Clarissa, 129
Rasmus, Andreas, 267
Rauch, Fabian, 671
Reeg, Jascha, 603
Reichert, Jasmin, 277
Reinold, Janis, 551
Reiterer, Michael, 213
Reuter, Nikas, 645
Rist, Florian, 35
Rödiger, Niklas, 499
Rohrer, Maximilian, 491
Rolfes, Raimund, 163
Rosenquist, Marc Oliver, 223
Roth, Steffen, 603
Rudenko, Iryna, 75
Rupp, Maximilian, 213
Rutner, Marcus, 543
Rutschmann, Andreas, 619

Sadegh-Azar, Hamid, 205
Sauer, Roland, 595
Sawodny, Oliver, 85
Schling, Eike, 413
Schneider, Jens, 213
Schnellenbach-Held, Martina, 517
Schoen, Stefanie, 661
Schreter-Fleischhacker, Magdalena, 679
Schürmann, Karsten, 195
Schumann, Alexander, 567
Schuster, Miriam, 303
Schweizer, Maximilian, 629
Schwind, Gregor, 303
Seel, Matthias, 303
Seeliger, Lukas, 695
Seidel, Marc, 731
Senckpiel-Peters, Tilo, 567
Seppmann, Malte, 267
Sky, Adam, 367
Smarsly, Kay, 467
Sorgner, Maximilian, 695
Spahn, Florian, 447
Spalek, Niclas, 543
Spannaus, Max, 349
Sprenger, Bjarne, 517
Stöcker, Julien, 637
Stöcklein, Josef, 439
Stopp, Kirsten, 587

Tascheva, Ljuba, 619
Thierer, Rebecca, 357
Trautwein, Axel, 101
Trautz, Martin, 447

Ullerich, Christof, 43

van der Woerd, Jan Dirk, 121
Vlaski, Viktor, 249
Vogl, Michael, 241
Volz, Michael, 349
von Scheven, Malte, 67, 101
von Spiess, Silvio, 611
Vorwagner, Alois, 213

Wackerfuß, Jens, 93
Wagner, Matthias, 121
Wagner, Werner, 577, 629
Warnakulasuriya, Suneth, 747
Weber, Patrick, 577

Weber, Wolfgang, 259
Wege, Stefan, 483
Weilandt, Agnes, 619
Weller, Bernhard, 287
Wellershoff, Frank, 313
Wenner, Marc, 43
Wente, Eric, 603
Winkelmann, Ulf, 747
Winkler, Paul, 525
Winter, Stefan, 457
Wolf, Christoph, 559
Wolniak, Marlene, 163
Wolters, Kevin, 145
Wüchner, Roland, 747

Zabel, Volkmar, 233, 525
Zehetmaier, Gerhard, 57
Ziems, Bert, 587
Zilian, Andreas, 367

ISBN 978-3-00-077808-7