

Der Einfluss der Fugen auf die Querkraft- und Torsionstragfähigkeit extern vorgespannter Segmentbrücken

Vom Promotionsausschuss der
Technischen Universität Hamburg-Harburg
zur Erlangung des akademischen Grades
Doktor-Ingenieurin
genehmigte Dissertation

von

Dipl.-Ing. Angelika Specker
aus Papenburg

2001

1. Gutachter: Univ.-Prof. Dr.-Ing. Günter Rombach
2. Gutachter: Univ.-Prof. Dr.-Ing. Uwe Starossek
Prüfungsvorsitzender: Univ.-Prof. Dr.-Ing. Jürgen Grabe

Tag der mündlichen Prüfung: 13. Juli 2001

Vorwort

Diese Arbeit entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftliche Mitarbeiterin am Arbeitsbereich Massivbau der Technischen Universität Hamburg-Harburg.

Die Anregung zu diesem Thema kam von Herrn Prof. Dr.-Ing. Günter Rombach, der am Bau von Segmentbrücken in Thailand beteiligt war. Alle in der Arbeit abgebildeten Fotos dieser Brücken sind aus seinem Privatbesitz. Mein Dank gilt deshalb in erster Linie ihm für die Betreuung dieser Arbeit und für die Unterstützung, die er mir in Form von steter Diskussionsbereitschaft gewährt hat und die maßgeblich zum Gelingen dieser Arbeit beigetragen hat

Ich danke Herrn Prof. Dr.-Ing. Uwe Starossek für sein Interesse an der Arbeit und die Übernahme des Koreferats und Herrn Prof. Dr.-Ing. Jürgen Grabe für die Übernahme des Prüfungsvorsitzes.

Für den unermüdlichen Kampf gegen die Tücken der Rechtschreibung gilt mein Dank den Herren Gerd Specker, Arnd Hofmann, Stefan Kahlen und insbesondere Joerg Scheel.

Hamburg, im Juli 2001

Angelika Specker

Inhaltsverzeichnis

Bezeichnungen	V
1 Einleitung	1
1.1 Allgemeines	1
1.2 Problemstellung und Ziel der Arbeit	3
2 Derzeitiger Kenntnisstand	5
2.1 Fugenausbildung.....	7
2.2 Experimentelle Untersuchungen zum Tragverhalten von Segmentbrücken.....	11
2.3 Querkrafttragverhalten.....	17
2.3.1 Allgemeines	17
2.3.2 Querkraftübertragung bei geschlossenen Fugen.....	18
2.3.3 Querkraftübertragung bei geöffneten Fugen.....	18
2.4 Torsionstragverhalten	23
2.4.1 Allgemeines	23
2.4.2 Torsionstragverhalten bei Segmentbrücken.....	23
2.5 Bemessungsverfahren für Segmentbrücken.....	31
2.5.1 Bemessungskonzept nach AASHTO	31
2.5.1.1 Herleitung der Bemessungsformel für Trockenfugen	32
2.5.1.2 Bewertung	36
2.5.1.3 Bemessung für Torsion.....	38
2.5.2 Bemessungskonzept in Frankreich	39
2.5.3 Bemessungskonzept des Deutschen Beton-Vereins	41
2.5.3.1 Bemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit.....	43
2.5.3.2 Bemessung der Segmente	45
2.5.4 Bemessungskonzept nach DIN 4227, Teil 3.....	45
2.5.5 Vergleich der Bemessungskonzepte	47
3 Zum Tragverhalten extern vorgespannter Segment- brücken	49
3.1 Wahl des Berechnungsmodells.....	50
3.1.1 Diskretisierung mit finiten Elementen	52
3.1.2 Materialverhalten der finiten Elemente	53

3.2	Ergebnisse der FE-Berechnungen	58
3.2.1	Einfeldträger	58
3.2.2	Mehrfeldträger	60
3.3	Verifikation.....	64
3.4	Analytische Modelle.....	67
4	Querkraft- und Torsionstragverhalten von Segmentbrücken	71
4.1	Allgemeines	71
4.2	Beschreibung des Berechnungsmodells	72
4.2.1	Diskretisierung mit finiten Elementen.....	72
4.2.2	Abmessungen, Belastung, Vorspannung	77
4.2.3	Verifikation.....	79
4.3	Untersuchungsprogramm	83
4.4	Querkraft- und Torsionstragfähigkeit bei geöffneter Fuge	85
4.4.1	Ergebnisse der FE-Berechnungen am Einfeldträger	85
4.4.1.1	Tragverhalten im Lastfall „Maximale Querkraft“	93
4.4.1.2	Tragverhalten im Lastfall „Maximale Torsion“	97
4.4.2	Ergebnisse der FE-Berechnungen am Mehrfeldträger	104
4.4.2.1	Tragverhalten im Lastfall „Maximale Querkraft“	112
4.4.2.2	Tragverhalten im Lastfall „Maximale Torsion“	117
4.5	Fazit	126
5	Rechnerische Untersuchungen zur Tragfähigkeit überdrückter Fugen.....	128
5.1	Einleitung	128
5.2	Berechnungsmodell und Wahl der finiten Elemente.....	129
5.2.1	Materialverhalten von Beton	130
5.3	Verifikation des Berechnungsmodells anhand von Versuchen	135
5.3.1	Versuche an der TU Hamburg-Harburg	135
5.3.1.1	Versuchsdurchführung.....	135
5.3.1.2	Numerische Berechnung der Versuche	137
5.3.1.3	Vergleich der numerischen Berechnung mit den Versuchsergebnissen	138
5.3.2	Versuche an der UST in Hongkong.....	143
5.3.2.1	Numerische Berechnung.....	145
5.3.3	Fazit	148

5.4	Numerische Berechnungen zur Ermittlung der Tragfähigkeit überdrückter Fugen	149
5.4.1	Allgemeines	149
5.4.2	Vorstellung und Ergebnisse der Parameterstudie	151
5.4.2.1	Anzahl der Schubnocken	152
5.4.2.2	Variation der Betondruckfestigkeit.....	154
5.4.2.3	Abmessungen der Schubnocken	155
5.4.2.4	Bestimmung der optimalen Form der Fugenprofilierung	159
5.4.3	Bemessungskonzept für überdrückte Fugen	161
5.4.4	Grenzen des verwendeten Berechnungsmodells.....	165
5.4.5	Vergleich der Bemessungsformel mit vorhandenen Bemessungskonzepten	168
5.4.5.1	Vergleich mit Ansätzen des Segmentbrückenbaus	168
5.4.5.2	Vergleich mit der Schubfugenbemessung im Hochbau.....	171
5.5	Schubkraftübertragung über die Biegedruckzone.....	174
5.6	Berücksichtigung von Spaltbreiten und Imperfektionen	178
5.6.1	Auswirkungen eines horizontalen Spaltes in der Fuge	178
5.6.2	Auswirkungen von Imperfektionen	180
5.6.3	Fazit	183
6	Bemessungskonzept	184
6.1	Allgemeines	184
6.2	Schubkraftübertragung.....	184
6.2.1	Nachweise in den Fugen	185
6.2.1.1	Bemessung der Schubkraft in der Fuge	185
6.2.1.2	Aufnehmbare Schubkraft in der Biegedruckzone.....	189
6.2.2	Nachweise im Segment.....	191
6.3	Auswirkungen auf die Biegebemessung.....	194
6.4	Sicherheitskonzept	197
7	Zusammenfassung und Ausblick	199
8	Literaturverzeichnis	202
8.1	Vorschriften	202
8.2	Literatur zu den Kapiteln 1 – 7	202

A Anhang

A1	Grundlagen zur Torsionstragfähigkeit.....	209
A1.1	St. Venantsche Torsion.....	209
A1.2	Wölbkrafttorsion.....	210
A1.3	Profilverformung	211
A1.4	Wölbkrafttorsion und Profilverformung im Massivbau	212
A2	Ergebnisse der FE-Berechnungen aus Kapitel 5	213

Bezeichnungen

Im Folgenden werden die wichtigsten in dieser Arbeit verwendeten Formelzeichen und geometrischen Größen aufgeführt. Nicht verzeichnete Symbole werden im Text erläutert.

Große lateinische Buchstaben

A	Querschnittsfläche
A_T	mitwirkende Schubfläche
A_{Fuge}	projizierte Fugenoberfläche
A_{Nocke}	Versagensfläche der Schubnocken
E	Elastizitätsmodul
E_c	Elastizitätsmodul von Beton
E_p	Elastizitätsmodul von Spannstahl
F	Kraft
F_N	Kraft normal zur Oberfläche
F_S	Kraft tangential zur Oberfläche
F_u	Bruchlast
F_x	Kraft in x-Richtung
F_y	Kraft in y-Richtung
F_z	Kraft in z-Richtung
LS	Lastschritt
M	Biegemoment
M_T	Torsionsmoment
M_{uls}	Biegemoment im Grenzzustand der Tragfähigkeit
N	Normalkraft
N_P	Normalkraft infolge Vorspannung
P	Vorspannkraft
V	Querkraft nach EC 2 und DIN 1045-neu
V_P	Querkraft infolge Vorspannung
V_F	aufnehmbare Schubkraft einer Fuge
V_{Nocke}	aufnehmbare Schubkraft von Schubnocken

Kleine lateinische Buchstaben

a	horizontaler Fugenspalt
---	-------------------------

b	Querschnittsbreite
b_F	Breite der Fahrbahnplatte einer Hohlkastenbrücke
b_n	Breite der Schubnocken
b_w	Stegbreite
c	Kohäsion
d	statische Höhe
f_c	Betondruckfestigkeit
f_{ck}	charakteristischer Wert der Betondruckfestigkeit
f_{cd}	Bemessungswert der Betondruckfestigkeit
f_{ct}	rechnerische Betonzugfestigkeit
f_{ctm}	Mittelwert der Betonzugfestigkeit
$f_{ctk;0,95}$	oberer Grenzwert der charakteristischen Betonzugfestigkeit (95 %-Quantil)
f_{pk}	charakteristischer Wert der Zugfestigkeit des Spannstahls
g	Belastung infolge Eigengewicht
h	Querschnittshöhe
h_{na}	Höhe der abzuscherenden Fläche einer Schubnocke
h_{ne}	vordere Höhe einer Schubnocke
l	Feldlänge
l_{seg}	Länge eines Segmentes
q	Belastung infolge Verkehr
q_1	Verkehrslast im Fahrstreifen 1
q_2	Verkehrslast im Fahrstreifen 2
q_{DA}	Verkehrslast infolge einer Doppelachse (Lastmodell 1, EC 1, Teil 3)
r	Radius
s	Breite des Fugenspaltes
x, y, z	allgemeine kartesische Koordinaten
x	Höhe der Betondruckzone

Griechische Buchstaben

α	Spanngliedneigung
α_R	Völligkeitsbeiwert
Δl	Längenänderung
ε	Dehnung
ε_c	Betondehnung
ε_{ct}	Betondehnung bei Erreichen der Biegezugfestigkeit des Betons
ε_p	Spannstahldehnung

γ_c	Teilsicherheitsbeiwert für Beton
γ_F	Teilsicherheitsbeiwert für die Fugенbemessung
μ	Reibungskoeffizient
θ	Neigung einer Schubnocke gegen die Horizontale
σ	Normalspannung
σ_c	Betonspannung
σ_D	Druckspannung
σ_V	Normalspannung infolge Vorspannung
σ_x	Normalspannung in x-Richtung
σ_y	Normalspannung in y-Richtung
σ_z	Normalspannung in z-Richtung
σ_Z	Zugspannung
$\sigma_{1,2}$	Hauptspannungen
τ	Schubspannung
τ_{Rd}	Bemessungswert der Betonschubfestigkeit
τ_{xy}	Schubspannung im Koordinatensystem x-y
τ_{xz}	Schubspannung im Koordinatensystem x-z

Indizes

b	Boden
bl	Bodenplatte links
br	Bodenplatte rechts
f	Fahrbahn
fl	Fahrbahnplatte links
fr	Fahrbahnplatte rechts
sl	Steg links
sr	Steg rechts

1 Einleitung

1.1 Allgemeines

Seit etwa 60 Jahren werden vorgespannte Stahlbetonbrücken gebaut. Parallel dazu entwickelte sich der Segmentbrückenbau, bei dem im Unterschied zu monolithischen Konstruktionen vorgefertigte Bauteile, Segmente, aneinander gereiht und mit Hilfe von Spanngliedern zusammen gehalten werden. Am Anfang standen die in den vierziger Jahren des letzten Jahrhunderts von Freyssinet konstruierten Brücken über die Seine bei Esbly [Pod82]. Inzwischen hat sich der Bau von Segmentbrücken weltweit durchgesetzt. Vor allem in Frankreich, den USA und in Südostasien sind im Gegensatz zu Deutschland bereits zahlreiche Segmentbrücken errichtet worden. Mit den Empfehlungen des Deutschen Beton-Vereins [DBV 99] ist jedoch auch in Deutschland die Möglichkeit zum Bau von Segmentbrücken geschaffen worden.

Die größten Vorteile dieser Bauweise liegen in der Rationalisierung des Baustellenbetriebs durch die Vorfertigung der Segmente und in der nur im Fertigteilbau möglichen hohen Ausführungsqualität. Aufgrund der Serienfertigung ergeben sich Kostenvorteile bei der Herstellung durch die Einsparung von Schalungsmaterial und Lohnkosten. Die gesamte Montage der Brücke ist witterungsunabhängig und ermöglicht dadurch einen zügigen Baufortschritt. Nachteilig wirkt sich der erhöhte Aufwand für die geometrische Kontrolle der Segmente aus, der durch die hohe Passgenauigkeit der Segmente erforderlich wird. Das größte Problem liegt jedoch in den Segmentfugen. Da die Betonstahlbewehrung nicht durchgeht, stellen die Fugen eine Schwachstelle für das Tragsystem dar.

Bei Segmentbrücken mit interner Vorspannung treten weitere Nachteile auf. Es sind besondere Vorkehrungen bei der Herstellung der Segmente zu treffen, die das Eindringen von Beton in die Hüllrohre verhindert. Außerdem muss das Maß der Fugenöffnung beschränkt werden, um den erhöhten Korrosionsschutz der internen Spannglieder zu gewährleisten. Dies kann aufgrund der fehlenden Betonstahlbewehrung in den Fugen, in denen auch keine konstruktive Mindestbewehrung vorhanden ist, nur durch die im Verbund liegenden Spannglieder ermöglicht werden. Mit Hilfe der vollen Vorspannung versuchte man zunächst, diese Nachteile auszugleichen und eine Rissfreiheit zu erreichen. Schäden an Segmentbrücken haben jedoch gezeigt, dass auch bei einer rechnerisch vollen Vorspannung Risse nicht ganz auszuschließen sind [Bou78].



Abb. 1.1: Segmentbrücke des „Second Stage Expressway“ in Bangkok

Aus diesem Grund hat sich die Verwendung externer Spannglieder, die außerhalb des Betonquerschnitts im Inneren des Hohlkastens verlaufen, im Segmentbrückenbau weitgehend durchgesetzt. Die Nachteile der internen Vorspannung können damit vermieden werden. Weitere Vorteile der externen Vorspannung ergeben sich aus der Verringerung des Eigengewichtes aufgrund geringerer Stegdicken durch den Wegfall der Hüllrohre im Steg, aus der vereinfachten Spanngliederführung und dem daraus resultierenden geringeren Reibungsverlust und aus der Möglichkeit der Verstärkung und des Austauschs von Spanngliedern. Als nachteilig erweist sich der erhöhte Spannstahlbedarf, da Spannglieder ohne Verbund im Grenzzustand der Tragfähigkeit oft nicht bis zur Streckgrenze beansprucht werden und sich aufgrund der Lage im Inneren des Querschnitts ein geringerer Hebelarm ergibt. Weiterhin ist eine Anpassung an den Biegemomentenverlauf durch die geradlinige Führung der Spannglieder nicht in gleicher Weise wie bei interner Vorspannung möglich und die Ausbildung der Umlenk- und Verankerungspunkte, in denen sehr hohe Spannungskonzentrationen auftreten, sorgfältig zu planen. Eine Kon-

trolle der Fugenöffnung ist bei externer Vorspannung durch das Fehlen einer im Verbund liegenden Bewehrung zwischen den Fugen nicht möglich.

1.2 Problemstellung und Ziel der Arbeit

Bisherige Forschungsarbeiten zeigen, dass für Segmentbrücken außerhalb der Fugen dieselben Bemessungsgrundlagen und –regeln wie im übrigen Spannbetonbau gelten. Zusätzliche Nachweise sind jedoch im Fugenbereich zu führen, da sich die Fugen öffnen können und sich dann ein im Vergleich zu einer monolithischen Brücke abweichendes Tragverhalten ergibt. Insbesondere unter der Einwirkung von Torsion kann sich das im Zustand II im Massivbau zugrunde liegende räumliche Fachwerkmodell nicht mehr ausbilden.

Die Tragfähigkeit extern vorgespannter Segmentbrücken wird im Wesentlichen durch die Übertragung der Schubkräfte über eine geöffnete Fuge und durch den Einfluss der Fugen auf das Trag- und Verformungsverhalten bestimmt. Gerade in diesen wichtigen Bereichen unterscheiden sich jedoch alle bisherigen Bemessungsansätze, speziell im Hinblick auf die Voraussetzungen und Annahmen. Im Bemessungskonzept der deutschen Empfehlungen werden beispielsweise sowohl die Auswirkungen als auch die Tragfähigkeit der Fugenprofilierung auf das Tragverhalten vernachlässigt. Andere Bemessungskonzepte vernachlässigen das Öffnen der Fugen und die damit entstehende Konzentration von Schub- und Druckkräften an den Rändern der Segmente. Obwohl bereits viele Segmentbrücken gebaut worden sind, gibt es bisher nur widersprüchliche Angaben zum Tragverhalten in den geöffneten Fugen. Es liegt bislang keine einheitliche Bemessungsgrundlage vor.

Ziel der vorliegenden Arbeit ist es deshalb, das Tragverhalten von Segmentbrücken im Hinblick auf die Querkraft- und Torsionstragfähigkeit zu untersuchen und die Auswirkungen auf die Bemessung zu analysieren. Die vorhandenen Bemessungskonzepte werden kritisch beurteilt und durch die gewonnenen Erkenntnisse modifiziert und ergänzt.

Die Arbeit gliedert sich wie folgt: In Kapitel 2 werden zunächst der derzeitige Kenntnisstand und die bisher durchgeführten Berechnungen und Versuche zur Tragfähigkeit von Segmentbrücken vorgestellt. Da großmaßstäbliche Versuche aufgrund des Aufwandes ausscheiden, sind zur Untersuchung des Trag- und Verformungsverhaltens von Segmentbrücken unter der kombinierten Einwirkung von Biegung, Querkraft und Torsion Berechnungen auf der Grundlage der Methode der finiten Elemente an einer realen

Segmentbrücke durchgeführt worden (Kapitel 3). Im Unterschied zu den bisherigen Untersuchungen wird dabei der Einfluss der Fugenausbildung auf das Schubtragverhalten durch eine genaue Abbildung der Feinprofilierung berücksichtigt (Kapitel 4). Anschließend wird die Tragfähigkeit der Feinprofilierung durch Versuche an kleinen Versuchskörpern mit einer und mit mehreren Schubnocken analysiert und in einer Parameterstudie verschiedene Einflüsse auf die Tragfähigkeit numerisch untersucht (Kapitel 5). Die sich daraus ergebenden Auswirkungen auf die Bemessung extern vorgespannter Segmentbrücken werden in Kapitel 6 vorgestellt.

2 Derzeitiger Kenntnisstand

Segmentbrücken mit Hohlkastenquerschnitt stellen eine relativ neue Entwicklung im Betonbau dar. Nahezu alle Forschungsarbeiten zu diesem Thema wurden in den letzten 30 Jahren durchgeführt. Das im Vergleich zu einer monolithischen Konstruktion veränderte Tragverhalten wurde dabei zunächst anhand von Versuchen bestimmt. Es sind insbesondere die Arbeiten von Breen [Kas74, Kas75, Kos83, Pow88, Mac89, Rad91, Hin91, Rob93] und Muller [Mul66, Mul69, Mul75, Mul80, Mul89, Pod82] hervorzuheben, die die Grundlage für die heutige Bemessung und Ausführung von Segmentbrücken in den USA bzw. Frankreich darstellen. In Deutschland führten die Arbeiten von Kupfer, Kordina, Vielhaber, Eibl und Huang [Kup82, Kor84, Kor90, Vie89, Eib92, Hua94] zu den vom Deutschen Beton-Verein veröffentlichten „Empfehlungen für Segmentfertigteilbrücken mit externen Spanngliedern“ [DBV 99].

Segmentbrücken werden sowohl mit externer als auch mit interner Vorspannung ausgeführt. Die interne Vorspannung wird jedoch aufgrund ihrer Nachteile gerade im Segmentbrückenbau kaum noch verwendet. Ein großes Problem stellt dabei der Korrosionsschutz der internen Spannglieder in den Fugen dar. Außerdem ist beim Bau und beim Verlegen der Segmente zur Erzielung einer genauen Übereinstimmung der Hüllrohre in den Fugen eine sehr hohe Passgenauigkeit erforderlich, die im Betonbau nur schwer zu erreichen ist. Zudem müssen beim Herstellen der Segmente besondere Vorrichtungen getroffen werden, damit kein Beton in die Hüllrohre eindringt. Unter Verwendung von externen Spanngliedern können sowohl Bauzeit als auch Kosten durch die vereinfachte Montage erheblich verringert werden. Ein späterer Austausch der Spannglieder oder eine nachträgliche Verstärkung sind möglich. Außerdem wird das Eigengewicht der Segmente durch die Verringerung der Stegdicke reduziert. Durch die geringere Spannkraftzunahme und den verkürzten Hebelarm kommt es jedoch zu einem gegenüber der internen Vorspannung erhöhten Spannstahlbedarf.

Die Herstellung der Segmente erfolgt im Match-Cast-Verfahren. Nach ausreichender Erhärtung des zuerst betonierten Segmentes, wird das nächste Segment gegen das vorherige betoniert. Dadurch wird eine optimale Übereinstimmung erzielt (s. Abb. 2.1). Bei Segmenten mit einer im Verhältnis zur Länge sehr breiten Fahrbahnplatte treten bei diesem Verfahren jedoch Probleme auf (Bowling-Effekt, Abb. 2.2). Durch die Hydrationswärme des neu betonierten Segmentes kann es zu einem Temperaturgradienten im alten Segment kommen, das als Schalung dient und sich dann entsprechend verformt.

Da der Beton des neuen Segmentes noch nicht ausreichend erhärtet ist, passt es sich dieser Verformung an. Nach dem Abkühlen verformt sich das alte Segment in die Ausgangslage zurück, das neue, inzwischen erhärtete Segment behält jedoch die Verformung bei. Dadurch kann es beim Zusammenbau der Segmente zu Problemen beim Fugenschluss und beim Verlauf der Gradienten kommen, da sich die Abweichungen über die Segmente aufsummieren.

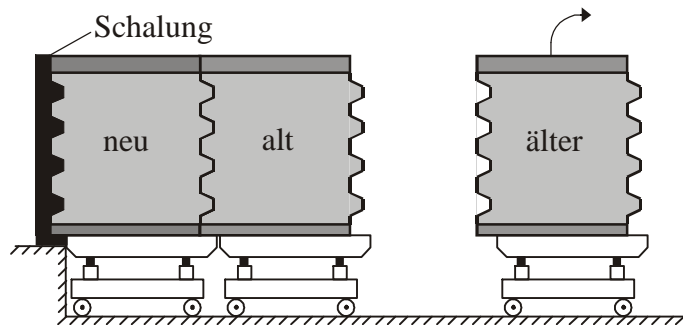


Abb. 2.1: Match-Cast-Verfahren zur Herstellung der Segmente

1. Schritt	2. Schritt	3. Schritt	4. Schritt
Herstellung des ersten Segmentes	Erstes Segment wird in die Match-Cast-Position gebracht und kühlt ab.	Herstellung des zweiten Segmentes	Bleibende Verformung nach der Abkühlung

Abb. 2.2: Bowing-Effekt bei der Herstellung von Segmenten im Match-Cast-Verfahren [Rob95]

Durch eine gute Nachbehandlung (z. B. mit Wärme) können die Verformungen reduziert werden (s. auch [Pod85]). Roberts-Wollmann gibt in [Rob95] Werte für den Temperaturgradienten in Abhängigkeit von der Segmentgeometrie an, mit dem die Verfor-

mungen berechnet werden können. Ist das Verhältnis der Fahrbahnbreite b_F zur Länge l_{seg} der Segmente jedoch kleiner als 6, so sind die Verformungen vernachlässigbar gering. Für Werte zwischen 6 und 9 können sie durch eine entsprechende Nachbehandlung so weit reduziert werden, dass sie keine Auswirkungen auf den Bauablauf besitzen. Erst ab einem Verhältnis von 9 sind sie nach [Rob95] zu berücksichtigen.

Im Folgenden werden die bisherigen Ergebnisse der Forschungsarbeiten zum Tragverhalten von Segmentbrücken mit besonderer Berücksichtigung der Kraftübertragung in den Fugen vorgestellt.

2.1 Fugenausbildung

Seit etwa 50 Jahren wird die Ausbildung und Tragfähigkeit von Fugen zwischen Fertigteilen aus Beton experimentell untersucht. Dabei stand zuerst die Anwendung im Hochbau im Vordergrund (z. B. Fugen zwischen Fertigteildecken oder -wänden). Die einfachste Form der Fugenausbildung stellt die ebene Fugenoberfläche dar, die in Abhängigkeit vom Herstellungsprozess unterschiedliche Rauigkeiten aufweisen kann. Eine weitere Möglichkeit besteht darin, die Fugenoberfläche mit Konsolen bzw. Fugenzähnen auszubilden. Fugen mit einer oder mehreren bewehrten Konsolen (s. Abb. 2.3) haben sich jedoch aufgrund von ungünstigen Trag- und Verformungseigenschaften nicht durchgesetzt. In den letzten Jahren wurden im Segmentbrückenbau daher nahezu ausschließlich Fugen mit einer Feinprofilierung ausgeführt. Diese Fugen besitzen eine feinverzahnte oder gleichmäßig gewellte Fugenoberfläche mit unbewehrten Fugenzähnen (Schubnocken), die zur besseren Übertragung von Querkräften und als Einbauhilfe dienen (s. Abb. 2.4).

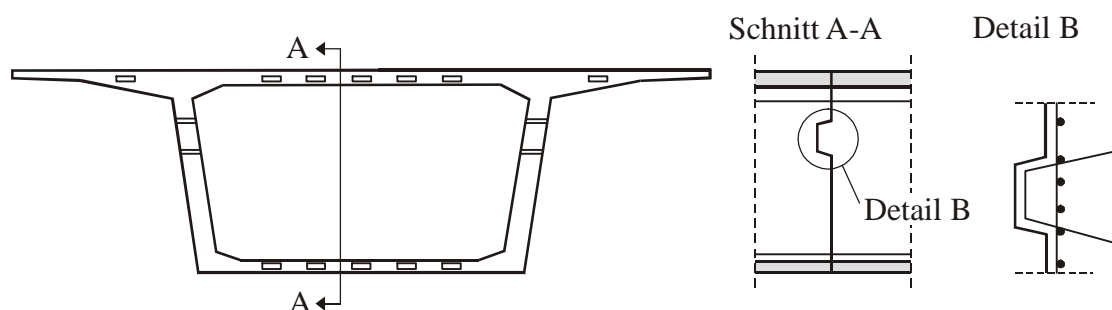


Abb. 2.3: Segmentfuge mit einer bewehrten Konsole [Top68, Kor90]

Fugenart	Breite des Spaltes s
Betonfuge	20 ÷ 60 cm
Verfüllfuge mit Zementmörtel	2 ÷ 5 cm
Pressfuge mit Feinmörtel auf Zement- oder Kunstharzbasis	< 3 mm
Trockenfuge ohne Fugenverguss	≈ 0 mm

Tabelle 2.1: Fugenarten im Segmentbrückenbau

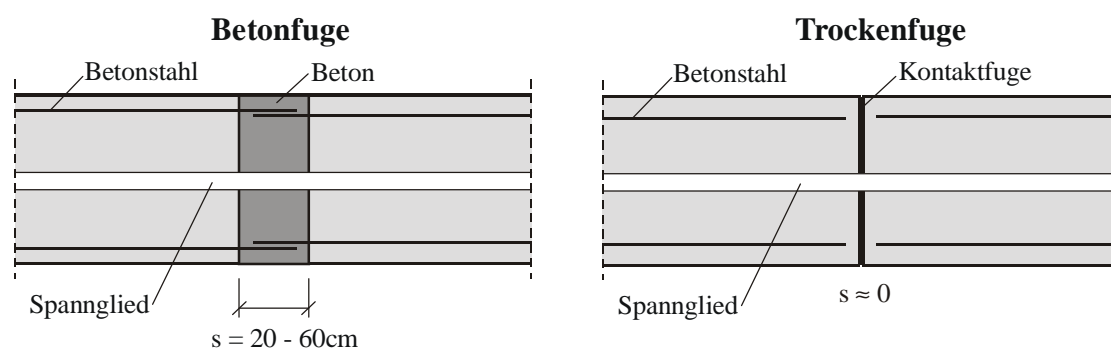


Abb. 2.5: Ausbildung von Segmentfugen [Rom98]

Nur bei Betonfugen ist es möglich, die Bewehrung zu koppeln, wodurch im Endsystem ein nahezu monolithischer Zustand erreicht wird. Die wesentlichen Vorteile der Vorfertigung gehen jedoch durch lange Aushärtezeiten für den Fugenbeton wieder verloren. Aus diesem Grund wird diese Bauweise heutzutage kaum noch eingesetzt. Dies gilt auch für Verfüllfugen mit Zementmörtel, da das Zusammenspannen der Fertigteile erst nach ausreichender Erhärtung des Fugenmörtels erfolgen kann.

Als Pressfugen werden Fugen bezeichnet, bei denen auf die Fugenoberfläche Feinmörtel auf Zement- oder Kunstharzbasis aufgetragen wird. Unmittelbar im Anschluss daran wird mit Hilfe einer zentrischen Vorspannung überschüssiger Fugenmörtel aus dem Fugenspalt ausgedrückt. Der Vorteil dieser Fugenausbildung liegt in der verbesserten Kraftübertragung, da durch den Fugenmörtel die beim Bau unvermeidlichen Imperfektionen im Fugenbereich, insbesondere an der Fugenoberfläche, ausgeglichen werden. Außerdem können die Fugen auf diese Weise wasserdicht hergestellt werden. Dieser Aspekt ist in der Vergangenheit im Hinblick auf die interne Vorspannung sehr wichtig gewesen. Im Segmentbrückenbau werden überwiegend Pressfugen mit Epoxidharzkleber (z. B. Ile de Ré-Brücke [Fei90], River Nun-Brücke [Dar85], Baldwin Bridge

[Sof94]) oder Trockenfugen (z. B. Long Key Bridge [Mul80], Bangkok Expressway [Rom95], Bang Na Expressway [Fis98]) ausgeführt. Aus diesem Grund beschränken sich die weiteren Untersuchungen auf diese beiden Fugentypen.

Die Verwendung von Pressfugen hat jedoch im Vergleich zu Trockenfugen wesentliche Nachteile. Bedingt durch die Aushärtezeit des Fugenmörtels und der dazu erforderlichen temporären zentrischen Vorspannung ergibt sich ein zusätzlicher Zeitaufwand. Dadurch entstehen erheblich höhere Kosten für das Material und die Ausführung. Der Einbau des Fugenmörtels ist zudem witterungsabhängig. Bei niedrigen Außentemperaturen kann der Baufortschritt durch die verlangsamte oder fehlende Aushärtung eingeschränkt werden, womit ein großer Vorteil des Fertigteilbaus verloren geht. Weitere Nachteile sind im Arbeits- und Umweltschutz und in der Möglichkeit des Recyclings zu sehen. Außerdem kann eine fehlerfreie Anwendung des Epoxidharzes, das im Falle von hohen Temperaturen, z. B. infolge eines Brandes, wie ein Gleitmittel wirken kann, auf der Baustelle nicht garantiert werden. Deshalb darf die Zugfestigkeit des Fugenklebers genauso wie die von Beton bei der Bemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit nicht angesetzt werden, obwohl sie zweifellos vorhanden ist. Probleme treten dann auf, wenn die Beanspruchung, die zum Öffnen der Fuge erforderlich ist, über der Biegetragfähigkeit des Gesamtsystems liegt und die zugehörigen Zugspannungen die des Fugenklebers überschreiten. Dann nämlich versagt das System ohne Vorankündigung. Dies ist bei Trockenfugen, bei denen das Dekompressionsmoment genau bestimmt werden kann, nicht der Fall.

Ein weiteres Problem bei der Verwendung von Pressfugen gegenüber Trockenfugen besteht darin, dass sich bei Pressfugen die Fugenöffnung häufig auf eine Fuge beschränkt. Ein einzelnes Rotationsgelenk führt jedoch dazu, dass in den an die geöffnete Fuge angrenzenden Segmenten große Dehnungen im Beton entstehen, die zum Versagen der Druckzone führen. Bei Trockenfugen öffneten sich dagegen immer mehrere Fugen, wodurch größere Rotationen und damit eine größere Durchbiegung vor dem Bruch möglich sind. Trockenfugen ohne Fugenverguss wurden bisher vorwiegend in Südostasien oder in den USA eingesetzt.

2.2 Experimentelle Untersuchungen zum Tragverhalten von Segmentbrücken

Die experimentellen Untersuchungen zum Tragverhalten von Segmentbrücken können hinsichtlich der Größe der Versuchskörper in zwei Gruppen eingeteilt werden. An kleinen, prismatischen Versuchskörpern wurde zunächst die Querkraftübertragung in der Fuge untersucht. Die Übertragbarkeit dieser Ergebnisse auf den Segmentbrückenbau wurde durch größere Balkenversuche sichergestellt [Kup82]. In den Tabellen 2.2 und 2.3 sind die grundlegenden Versuche zum Tragverhalten von Segmentkonstruktionen zusammengefasst.

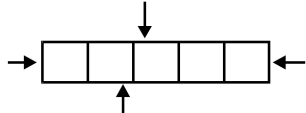
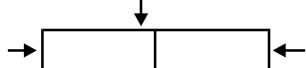
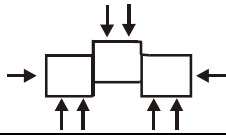
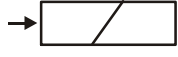
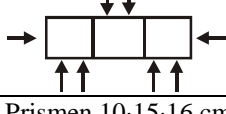
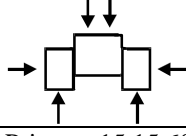

Autor	Jahr	Lit.	Versuchskörper	Fugenausbildung
Franz	1959	[Fra59]	Würfel 20·20·20 cm ³ 	1,5 cm Zementmörtelfugen, eben und verzahnt, unbewehrt
Jones	1959	[Jon59]	Prismen 10·15·107 cm ³ 	vermörtelt, eben, unbewehrt
Dörnen, Meyer	1960	[Dör60]	Prismen 14·20·15 cm ³ 	2 cm Mörtelfuge, eben und verzahnt
Zelger, Rüsçh	1961	[Zel61]	Prismen 8·25·70 cm ³ 	3 cm Zementmörtel und 1 cm Kunstharzmörtel, eben und verzahnt
Fiedler	1962	[Fie62]	Würfel 10·10·10 cm ³ 	1 cm Zementmörtelfuge, eben, unbewehrt
Gaston, Kriz	1964	[Gas64]	Prismen 10·15·16 cm ³ 	Trockenfugen und Mörtelfugen, eben, unbewehrt
Grasser, Daschner	1972	[Gra72]	Prismen 15·15·60 cm ³ 	1 bis 30 cm dicke Mörtelfugen, unbewehrt
Eibl, Hjorth, Franke	1972	[Eib72]	Prismen 8·25·70 cm ³ , analog zu [Zel61]	0,5 – 3,0 cm dicke Epoxidharzmörtelfugen, unbewehrt
Beck, Mehlhorn, Stauder	1973	[Bec73]	Prismen 30·9·100 cm ³ , analog zu [Zel61]	10 cm Zementmörtelfuge mit gewellter Oberfläche, unbewehrt

Tabelle 2.2: Versuche zur Tragfähigkeit von kleinen, prismatischen Versuchskörpern

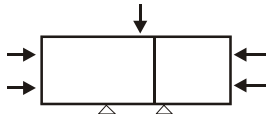
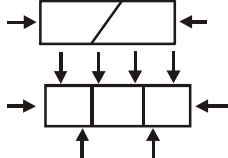
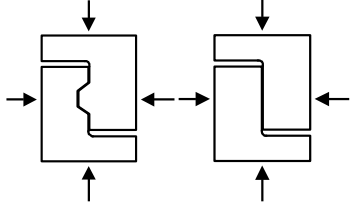
Autor	Jahr	Lit.	Versuchskörper	Fugenausbildung
Finsterwalder, Jungwirth, Baumann	1974	[Fin74]	Prismen 20·20·60 cm ³ , analog zu [Zel61]	unbewehrte Trockenfugen
Büchting, Moosbrunner	1976	[Büc76]	Prismen 25·25·70 cm ³ , analog zu [Zel61]	unbewehrte Epoxidharzfugen
Rehm, Franke	1982	[Reh82]	Prismen 4·4·16, 10·15·70 cm ³ , analog zu [Zel61]	unbewehrte Epoxidharzfugen, Fugenspalt ≤ 3mm
Kupfer, Guckenberg, Daschner	1982	[Kup82]	Prismen 30·30·60 cm ³ , analog zu [Zel61]	unbewehrte Press- und Verfüllfugen, feinprofiliert
Koseki, Breen	1983	[Kos83]	Prismen 7,6·50·122 cm ³ 	Trocken- und Epoxidharzfugen, eben, mit einer bewehrten Schubnocke, feinprofiliert, unbewehrt
Clark, Gill	1985	[Cla85]	Prismen 10,2·10,2·102 cm ³ , analog zu [Zel61]	Fertigteilprismen mit Ortbeton ergänzt, Fugenoberfläche nicht aufgeraut, unbewehrt
Daschner	1986	[Das86]	Prismen 15·15·60 cm ³ 	Fertigteile mit Ortbeton ergänzt, bewehrt und unbewehrt, Oberfläche glatt, rau, verzahnt, sandgestrahlt
Dilger, Chui	1989	[Dil89]	Prismen 10·20·45 cm ³ , analog zu [Zel61]	Fertigteile mit Ortbeton ergänzt, Fugenoberfläche eben und sandgestrahlt, unbewehrt
Buyukozturk, Bakhoum, Beatie	1990	[Buy90]	Prismen 7,6·25,4·80 cm ³ 	Trocken- und Epoxidharzfugen, eben und mit einer unbewehrten Schubnocke, unbewehrt

Tabelle 2.2: Versuche zur Tragfähigkeit von kleinen, prismatischen Versuchskörpern (Fortsetzung)

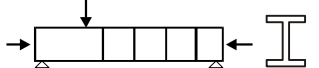

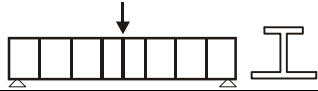
Autor	Jahr	Lit.	Versuchsbalken	Fugenausbildung
Finsterwalder, Jungwirth, Baumann	1974	[Fin74]	l=2,4m 	vier Trockenfugen, davon 3 mit vorgespannten Stäben durchsetzt
Kashima, Breen	1975	[Kas75]	l=20,2m 	Epoxidharzfugen, mit einer Schubnocke, unbewehrt
Kupfer	1975	[Kup75]	l=4,25m 	Epoxidharzfugen, eben, unbewehrt

Tabelle 2.3: Modellversuche zur Tragfähigkeit von Segmentbrücken

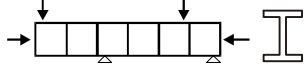
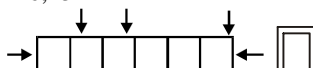
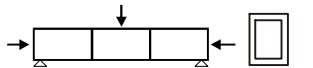
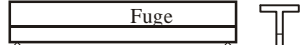
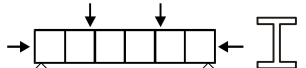
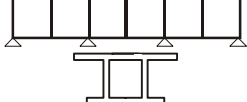
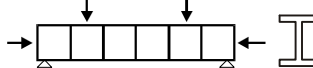
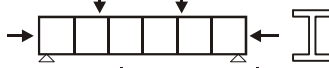
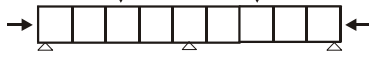

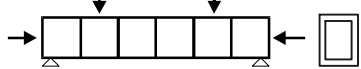
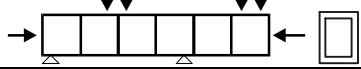

Autor	Jahr	Lit.	Versuchsbalken	Fugenausbildung
Kupfer, Guckenberger, Daschner	1982	[Kup82]	l=8,75m 	Pressfugen aus Zementmörtel und Epoxidharz, mit einem Schubzahn und feinprofiliert, unbewehrt
Kordina, Teutsch, Weber	1984	[Kor84]	l=6,25m 	feinprofilierter Trockenfugen, unbewehrt
			l= 4,25m 	feinprofilierter Trockenfugen, eben und mit bewehrter Konsole, Fuge unbewehrt
Daschner	1986	[Das86]	l = 1,50 bis 2,57m 	Fertigteile mit Ortbeton ergänzt, Fugenoberfläche glatt, rau, verzahnt, sandgestrahlt, bewehrte und unbewehrte Fugen
Rabbat, Sowlat	1987	[Rab87]	l=9,45m 	feinprofilierter Trockenfugen, unbewehrt
MacGregor, Breen, Kreger	1989	[Mac89]	l = 22,9 m 	feinprofilierter Fugen, zwei Felder mit Epoxidharzfugen, Endfeld mit Trockenfugen, unbewehrt
Vielhaber	1989	[Vie89]	l=4,2m 	Epoxidharzfugen mit einer bzw. zwei Schubnocken, mit und ohne fugendurchdringende Bewehrung
Kordina, Teutsch, Voß	1990	[Kor90]	l= 6,0m und 7,75m 	feinprofilierter Trockenfugen, unbewehrt
				
Takebayashi, Deeprasertwong, Leung	1994	[Tak94]	l = 43,75 m 	feinprofilierter Trockenfugen, unbewehrt
Falkner, Teutsch, Huang	1997	[Fal97]	l= 6,0m und 7,75m 	feinprofilierter Trockenfugen, unbewehrt
				
Fischer	1998	[Fis98]	l=44,4 m 	feinprofilierter Trockenfugen, unbewehrt

Tabelle 2.3: Modellversuche zur Tragfähigkeit von Segmentbrücken (Fortsetzung)

Die ersten Forschungsarbeiten befassten sich hauptsächlich mit der Bestimmung des Reibungskoeffizienten zwischen den Betonflächen, der Fugenausbildung und den Aus-

wirkungen des Fugenmaterials auf die Grenztragfähigkeit. Dabei fanden diese Untersuchungen häufig nicht im Hinblick auf den speziellen Fall des Segmentbrückenbaus statt, sondern zur Erforschung der Kraftübertragung zwischen Ortbeton und Fertigteilen oder zur Ermittlung der nachträglichen Verstärkung von Stahlbetonbauteilen. Die wesentlichen Ergebnisse der bisherigen Untersuchungen an kleinen, prismatischen Versuchskörpern lassen sich wie folgt zusammenfassen:

- Der Reibungskoeffizient μ für Betonflächen variiert zwischen $\mu = 0,40$ [Zel61, Jon59] und $\mu = 0,75$ [Fin74] und ist unabhängig von der Normalkraft senkrecht zur Fuge.
- Die Fugenfestigkeit setzt sich aus einem Reibungswiderstand, der linear abhängig von der einwirkenden Normalkraft ist, und einem stark durch die Betonoberfläche beeinflussten Haftwiderstand zusammen. Der Haftwiderstand kann durch Sandstrahlen deutlich erhöht werden [Dil89].
- Das Versagen einer Fuge tritt dann ein, wenn die von der Normalkraft abhängige Schubspannung einen Grenzwert erreicht. Der maximal aufnehmbare Wert der Schubspannung kann mit Hilfe des Mohr-Coulombschen Bruchkriteriums bestimmt werden:

$$\tau = c + \mu \cdot \sigma_N \dots\dots\dots \text{Gl. 2.1}$$

mit: c Kohäsionsanteil
 μ Reibungskoeffizient
 σ_N Normalspannung

- Die Art des Versagens (Druck- oder Gleitbruch) wird durch den Neigungswinkel der Fuge gegenüber der Normalen beeinflusst.
- Verfüllfugen beeinträchtigen die Tragfähigkeit, ab einer Fugendicke von weniger als 10 mm ist diese jedoch konstant [Kup82, Eib72].
- Werden Pressfugen mit weniger als 3 mm Dicke ausgeführt, so kann keine Abminderung der Tragfähigkeit gegenüber einem monolithischen Vergleichskörper beobachtet werden.
- Pressfugen mit Epoxidharzkleber zeichnen sich durch ein sehr sprödes Bruchverhalten und durch ein erhöhtes Tragverhalten gegenüber Trockenfugen aus [Buy90].
- Mit abnehmender Festigkeit des verwendeten Epoxidharzklebers verringert sich der Scherwiderstand der Fuge deutlich.

Kupfer, Guckenberger und Daschner [Kup82] stellten anhand ihrer Untersuchungen an Balken mit feinprofilierten Pressfugen aus Zementmörtel und Epoxidharzkleber fest, dass die Schubtragfähigkeit mit Hilfe von Schubdruckkörpern (s. Tab. 2.2) bestimmt werden kann. Die Übertragbarkeit der oben zusammengefassten Ergebnisse auf das Tragverhalten einer Gesamtkonstruktion ist also gegeben.

Um den Einfluss der Fugen und des Fugenmaterials auf die Gebrauchstauglichkeit und die Tragfähigkeit einer Segmentbrücke zu untersuchen, wurden Balkenversuche an Modellen von Segmentbrücken durchgeführt. Dabei hatten die Versuchsbalken mit feinprofilierten Fugen ein ähnliches Tragverhalten wie monolithische Vergleichsbalken. Eine einzelne unbewehrte Schubnocke oder bewehrte Konsolen erwiesen sich als unwirksam, da das Tragverhalten dem einer glatten Fuge entsprach und damit deutlich unter dem feinprofilierter Fugen lag [Kup82, Kor84, Kos83]. Die Versuche zeigten außerdem, dass im Zustand I, solange die Fugen vollständig überdrückt waren, das Tragverhalten der Balken nicht durch die Fugen beeinflusst wurde. Dies gilt sowohl für feinprofilierter Press- als auch für Trockenfugen. Das Tragverhalten einer Segmentbrücke mit dieser Fugenausbildung kann folglich im Gebrauchszustand bis zur Dekompressionslast mit der elastischen Balkentheorie bestimmt werden. Da vor dem Versagen jeweils sichtbare Zerstörungen der Brücke beobachtet werden konnten, kann das Verformungsverhalten als genügend duktil beschrieben werden. Segmentbrücken mit Trockenfugen verhielten sich dabei wesentlich duktiler als solche mit Pressfugen.

Neben der stark verminderten Duktilität von Pressfugen traten in den Modellversuchen weitere Nachteile verklebter Fugen gegenüber Trockenfugen auf. Es konnte beobachtet werden, dass Biegerisse nicht nur entlang des Klebers verlaufen, sondern häufiger die Fugenverzahnung schneiden, da der fugennahe Beton eine geringere Festigkeit aufweist als das verwendete Füllmaterial. Wird jedoch die Verzahnung durch einen Riss durchtrennt, so entsteht eine näherungsweise als eben zu beschreibende Fugenoberfläche. Die oben beschriebenen Vorteile der Feinprofilierung gehen dadurch verloren. Bei Trockenfugen verläuft der Riss dagegen erwartungsgemäß innerhalb der Verzahnung.

Sobald sich die Fugen öffnen und die Dekompressionslast überschritten wird, entspricht das Tragverhalten segmentierter Träger nicht mehr dem eines monolithischen Trägers. Durch die Fugenöffnung kommt es zu einer Steifigkeitsänderung und damit zu einer Kräfteumlagerung.

Da die Rissweite nach dem Öffnen der Fugen nicht mehr kontrolliert werden kann, beschränkt sich die Querkraftübertragung ausschließlich auf die Druckzone (s. auch Kapitel 2.3).

Vielhaber [Vie89] untersuchte deshalb das Trag- und Verformungsverhalten segmentierter Balken mit einer nachträglich eingebrachten schlaffen Bewehrung zwischen den Segmenten anhand von zwei Varianten. Zum einen wurden Übergreifungsstöße von Betonstahl in Aussparungen über die ganze Plattenbreite eingebracht, zum anderen wurde der Stahl in nachträglich verpresste Hüllrohre eingelegt. Der Einfluss dieser Bewehrung auf das Gesamttragverhalten einer Segmentbrücke erwies sich in den Versuchen als positiv, da die Vorspannkraft deutlich reduziert werden konnte, um dieselbe Bruchlast zu erreichen. Durch die vorhandene Fugenbewehrung ist es möglich, die Fugenöffnung rechnerisch zu beschränken. Deshalb kann für den Nachweis der Querkraft neben den Verdübelungskräften der Fugenbewehrung nun auch der Anteil, der über die Rissverzahnung übertragen wird, angesetzt werden. Da jedoch das nachträgliche Einbringen von Betonstahl den wesentlichen Vorteil des Segmentbrückenbaus, die Zeiterparnis durch die Verwendung von Fertigteilen, hinfällig werden lässt, wird das Tragverhalten dieser Bauweise nicht weiter verfolgt. Die Nachteile im Tragverhalten der Gesamtkonstruktion, die der Segmentbrückenbau im Vergleich zu einer monolithisch hergestellten Brücke natürlich besitzt, werden bei Verwendung von fugendurchdringender Bewehrung nicht mehr durch die zahlreichen Vorteile aufgewogen.

2.3 Querkrafttragverhalten

2.3.1 Allgemeines

Grundlage für die praktische Querkraftbemessung von Stahlbetonbauteilen in Europa (Eurocode 2) ist die Vorstellung eines räumlichen Fachwerkmodells, bestehend aus Bügeln, Längsbewehrung und Betondruckstreben. Es wurde von Mörsch und Ritter entwickelt und von Leonhardt und Kupfer erweitert [Rit99, Mör22, Leo61 und Kup64]. Danach wird das Tragverhalten von schubbewehrten Stahl- oder Spannbetonbalken anhand eines statisch bestimmten Fachwerks beschrieben, bei dem die im gerissenen Zustand auftretenden Hauptspannungen zu Stabkräften zusammengefasst werden. Die Zugkräfte aus der Querkraftwirkung werden der Schubbewehrung zugewiesen und die Zuggurtkräfte infolge von Biegung und Längskräften der Längsbewehrung. Der Beton trägt sowohl die schrägen Druckkräfte aus der Querkraftwirkung als auch die Druckgurtkräfte aus Biegung und Längskräften.

Neben der Übertragung durch die Schubbewehrung und durch den gegebenenfalls vorhandenen Spannstahl, wird die Querkraft im Wesentlichen durch die Rissverzahnung in den geneigten Biegeschubbrissen, durch die Biegeeinspannung der Betonzähne in der Druckzone und durch die Verdübelungswirkung der Längsbewehrung, solange diese noch nicht fließt, übertragen.

Ein weiteres Modell zur Querkraftbemessung stellt die erweiterte Druckfeldtheorie von Collins und Mitchell [Col91] dar, bei der angenommen wird, dass sich im Steg eines schubbeanspruchten Trägers eine Vielzahl von zueinander parallelen Schrägrissen bildet. Aus der Kopplung der Gleichgewichtsbedingungen der inneren Kräfte mit der Bedingung für die Verträglichkeit der Verzerrungen unter Berücksichtigung der nichtlinearen Spannungs-Dehnungs-Beziehung für Beton ergibt sich dann der Neigungswinkel der Druckstreben.

Anhand von Versuchen an extern vorgespannten Bauteilen ermittelten Kordina und Hegger [Kor87], dass die Querkrafttragfähigkeit durch eine externe Vorspannung nicht beeinflusst wird und das Tragverhalten dem von Bauteilen mit interner Vorspannung ohne Verbund entspricht. Beim Schubtragverhalten von Segmentbrücken muss jedoch zusätzlich berücksichtigt werden, dass die Längsbewehrung nicht durchgeht und die Fugen somit Sollrissstellen für das Gesamtsystem darstellen. Die Übertragung der Quer-

kraft über die Fugen hinweg und der Einfluss der Fugen auf das Tragverhalten müssen also gesondert betrachtet werden.

Das Versagen auf Schub kann auf vier verschiedene Arten eintreten. Beim Biegeschubversagen tritt der Bruch durch das Fließen der Schubbewehrung ein, die Schubrisse vergrößern sich und schnüren die Biegedruckzone so weit ein, dass das Bauteil schlagartig auf Druck versagt. Dieser Bruchmechanismus tritt vorwiegend bei geringer Schubbewehrung auf. Ist das Bauteil höher schubbewehrt, so kann die Last nach der Schubrissebildung weiter gesteigert und die Rissbreiten begrenzt werden, bis entweder die Bügelbewehrung oder die Biegedruckzone versagen (Schubzugbruch). Bei Querschnitten mit dünnen Stegen kann es zum Druckstrebenbruch kommen, wenn die Druckfestigkeit des Betons zwischen den Schubrisse überschritten wird. Eine weitere, nur im Segmentbrückenbau mögliche Versagensart, stellt das Fugenversagen dar, bei dem die Querkrafttragfähigkeit in der Fuge überschritten wird und es zum Abgleiten der Segmente gegeneinander kommt.

2.3.2 Querkraftübertragung bei geschlossenen Fugen

Grundsätzlich wird die Querkraft im Zustand I nahezu ausschließlich über den Betonquerschnitt übertragen und die vorhandene Bügelbewehrung nur gering beansprucht. Modellversuche haben gezeigt, dass das Schubtragverhalten extern vorgespannter Segmentbrücken im Zustand I dem von monolithischen Bauteilen entspricht. Solange die Segmentfugen überdrückt sind und eine feine Profilierung aufweisen, beeinflussen sie die Rissbildung nicht [Kor84]. Eine Bemessung nach den vorliegenden Modellen für extern vorgespannte, monolithische Bauteile ist also möglich.

2.3.3 Querkraftübertragung bei geöffneten Fugen

Wird die Zugfestigkeit des Betons von den Hauptzugspannungen überschritten, bilden sich Schubrisse. Dies führt, ebenso wie das Öffnen der Fugen, zu einer Umlagerung der inneren Kräfte. Im Zustand II erfolgt die Querkraftübertragung bei Segmentbrücken deshalb über folgende Tragwirkungen, die jeweils einen unterschiedlich großen Anteil am Widerstand gegen die Querkraftbeanspruchung besitzen.

1. Vorspannung

Der Anteil der Vorspannung an der Querkrafttragfähigkeit resultiert aus dem Spanngliedverlauf und den damit verbundenen Umlenkkraften, die im günstigen Fall der einwirkenden Querkraft entgegen wirken (s. Abb. 2.6). Da sich die Spannkraftzunahme

infolge äußerer Lasten bei einer externen Vorspannung über die ganze Spanngliedlänge verteilt, ist diese im Gegensatz zur internen Vorspannung relativ gering. Auf der sicheren Seite liegend sollte sie für die Querkraftbemessung vernachlässigt werden, da die Laststellung für die maximale Querkraft ohnehin nicht mit der für das maximale Moment identisch ist.

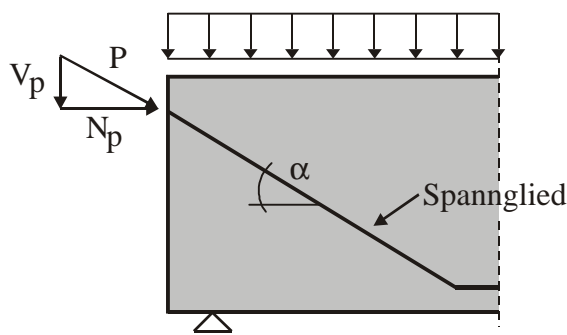


Abb. 2.6: Einfluss der Vorspannung auf die Querkraftbemessung

2. Rissverzahnung in Bereichen mit geringer Rissbreite

Der Beitrag der Rissverzahnung zur Schubtragfähigkeit muss bei der Segmentbauweise kritisch betrachtet werden, da dieser nur in Bereichen mit geringer Rissbreite wirksam werden kann. Die Größe der über einen Riss hinweg übertragbaren Spannungen hängt nämlich neben der Struktur der Rissflächen, den Festigkeiten des Zementsteins und der Zuschläge sowie den Verbundeigenschaften zwischen Zementstein und Zuschlägen in erster Linie von der Rissbreite ab. Im Fugbereich kann die Rissbreite jedoch nicht mehr kontrolliert werden, da eine fugendurchdringende Bewehrung fehlt. Aus diesem Grund ist es nicht möglich, den Betrag der Spannungen, die über einen Riss hinweg übertragen werden können, zu bestimmen. Um dennoch nicht auf diesen Beitrag zur Schubtragfähigkeit zu verzichten, schlägt Vielhaber vor, zwischen den Segmenten nachträglich eine Bewehrung einzubringen. Die Größe des Rissverzahnungsanteils lässt sich dann anhand von Diagrammen und Formeln aus der Arbeit von Vielhaber ermitteln [Vie89].

3. Dübelwirkung der Längsbewehrung

Für den Anteil aus der Verdübelungswirkung der Längsbewehrung gilt wie für den Anteil aus der Rissverzahnung, dass er im Normalfall im Segmentbrückenbau aufgrund der fehlenden Bewehrung in den Fugen nicht in Rechnung gestellt werden kann.

4. Schubbewehrung

Den größten Anteil der Querkraftbeanspruchung nimmt auch bei der Segmentbauweise die Schubbewehrung auf, wenn sich das Bauteil im Zustand II befindet. Durch das Versagen des Betons auf Zug und der damit verbundenen Rissbildung wird die Schubbewehrung aktiviert und ermöglicht eine fachwerkartige Lastübertragung. Die Größe der Bewehrung kann nach den Bemessungsregeln des Spannbetonbaus ermittelt werden.

5. Schubtragfähigkeit der Biegedruckzone

Zur Übertragung der Querkräfte bleibt im Segmentbrückenbau nur noch die Schubtragfähigkeit der Biegedruckzone. Dabei ergibt sich im Feldbereich eines Einfeld- bzw. Durchlaufträgers nur eine geringe zusätzliche Beanspruchung für die Biegedruckzone, da dort gewöhnlich nur eine geringe Querkraft auftritt. Da die Segmentbauweise jedoch in erster Linie im Brückenbau zum Einsatz kommt und dort überwiegend statisch unbestimmte Systeme zur Lastabtragung dienen, muss die Querkrafttragfähigkeit auch in Bereichen mit gleichzeitig auftretender großer Momenten- und Querkraftbeanspruchung, wie z. B. an der Innenstütze eines Durchlaufträgers, gewährleistet werden. Die erste Segmentfuge befindet sich jedoch im Allgemeinen nicht direkt über der Stütze sondern um eine Segmentlänge davon entfernt. Damit ist das Moment dort aufgrund des großen Momentengradienten deutlich geringer als direkt über der Stütze. Dennoch öffnet sich diese Fuge im Grenzzustand der Tragfähigkeit und verringert somit den Querschnitt zur Querkraftübertragung.

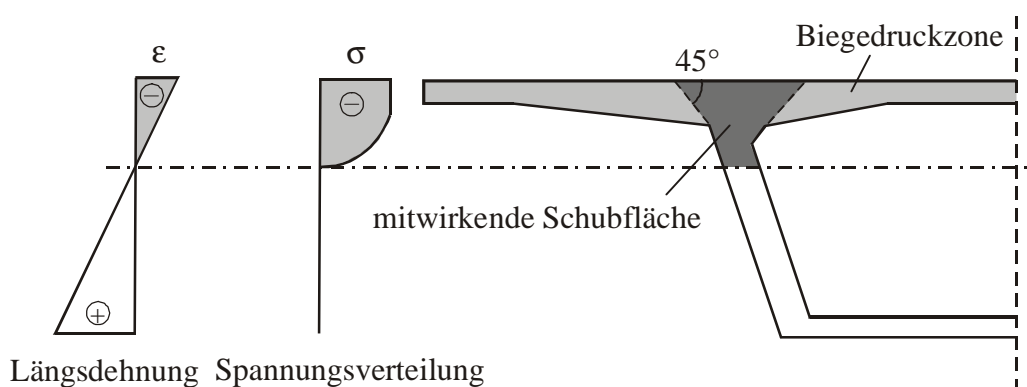


Abb. 2.7: Übertragung der Querkraft über die Biegedruckzone nach [Fin74]

In der Biegedruckzone wird der Einfluss der Fugenverzahnung auf die Schubtragfähigkeit wirksam. Der Querkraftanteil der Verzahnung ergibt sich aus der Konsolwirkung der feinprofilierten Fugen und kann für Trockenfugen bislang nur nach der amerikanischen Norm für Segmentbrücken (AASHTO 89) rechnerisch bestimmt werden (s. Kapi-

tel 2.5.1). Dieser Anteil ist im Bauzustand von großer Bedeutung, solange die Fugenverklebung ihre Festigkeit noch nicht erreicht hat. Im Endzustand kann die Tragwirkung der Fugenverzahnung jedoch nur bei Trockenfugen angesetzt werden, da bei verklebten Fugen ein Biegeriss im fugennahen Beton nicht auszuschließen ist. Dieser Umstand kann sich bei verklebten Fugen besonders im Brandfall negativ auswirken, da die Festigkeit des Fugenklebers mit zunehmender Temperatur stark abfällt. Bei Trockenfugen werden sich die Risse dagegen wegen der fehlenden Verbindung zwischen den Segmenten zwangsläufig in der Fuge ausbilden.

Mit der Übertragung der Querkraft über die Biegedruckzone eines Segmentbauteils haben sich unter anderen Vielhaber [Vie89], Roberts, Breen und Kreger [Rob93] und Huang [Hua94] beschäftigt. Deren Ergebnisse werden hier vorgestellt, da sich daraus die vorhandenen Bemessungskonzepte entwickelt haben.

In der Arbeit von Guckenberger, Daschner und Kupfer [Guc80] wird mit Hilfe des Mohr-Coulombschen Bruchkriteriums die aufnehmbare Schubspannung in einer Fuge auf der Grundlage von Versuchen an prismatischen Probekörpern empirisch bestimmt. Vielhaber verifiziert diese Formel anhand von eigenen Versuchen und modifiziert sie für die Anwendung im Segmentbrückenbau, indem er den Einfluss der klimatischen Bedingungen und die Art des Versagens (Spröbruch) durch einen Abminderungsfaktor berücksichtigt. Demnach beträgt die aufnehmbare Schubspannung τ_b in der Biegedruckzone einer geöffneten Fuge in Abhängigkeit von der wirksamen Normalspannung σ_n und einem Reibungsbeiwert

für Epoxidharzfugen: $\tau_b = 2,5 + 0,8 \cdot \sigma_n$ [N/mm²] Gl. 2.2,

und für Trockenfugen: $\tau_b = 0,58 \cdot \sigma_n$ [N/mm²] Gl. 2.3.

Um einen Druckbruch der Betondruckzone zu vermeiden, sollte die Schubspannung τ_b unabhängig von der Fugenausbildung auf den Wert

$$\tau_b \leq \sqrt{f_{ck} \cdot \sigma_n - \sigma_n^2} \text{ Gl. 2.4}$$

mit: f_{ck} Betondruckfestigkeit
 σ_n wirksame Normalspannung

beschränkt werden. In diese Gleichungen geht der Einfluss der Fugenverzahnung nicht mit ein.

Roberts, Breen und Kreger [Rob93] wählen einen anderen Ansatz, um die Schubtragfähigkeit von Segmentfugen zu beschreiben. Demnach setzt sich die Tragfähigkeit als Kombination aus zwei unterschiedlichen Tragmechanismen zusammen. Zum einen trägt die Fuge aufgrund der vorhandenen Normalkraft über Reibung, zum anderen besitzen die Schubnocken bei feinprofilierten Fugen eine direkte Schubtragfähigkeit. Dieser Ansatz beschränkt sich jedoch auf Trockenfugen. Pressfugen mit Epoxidharzkleber müssen nicht gesondert betrachtet werden, da sie nach Meinung von [Rob93] die gleiche Schubtragfähigkeit aufweisen wie ein monolithisches Bauteil. Die Ergebnisse sind Grundlage der amerikanischen Norm für Segmentbrücken und in Kapitel 2.5.1 ausführlicher dargestellt.

Aus der Arbeit von Huang, der den Ansatz von Vielhaber vereinfachte, resultiert die Querkraftbemessung in den deutschen Empfehlungen für Segmentfertigteilebrücken mit externen Spanngliedern [DBV 99] (s. auch Kapitel 2.5.3). Danach wird die Querkraft V_b in der Biegedruckzone vereinfacht nur über Reibung abgetragen. Dieser einfache Ansatz gilt jedoch nur für Pressfugen, Trockenfugen sind nicht erlaubt.

$$V_b = 0,7 \cdot \sigma_n \cdot A_T \dots\dots\dots \text{Gl. 2.5.}$$

mit: A_T mitwirkende Schubfläche, s. Kapitel 2.5.3
 σ_n Normalspannung, s. Kapitel 2.5.3

Damit stehen verschiedene, sehr unterschiedliche Möglichkeiten der Querkraftübertragung im Segmentbrückenbau zur Verfügung. Während Vielhaber für verklebte Pressfugen neben der Reibung einen Kohäsionsanteil ansetzt, wird in den deutschen Empfehlungen des DBV 99 dieser Anteil vollständig vernachlässigt. Im Gegensatz dazu wird in der amerikanischen Normung bei verklebten Fugen gar kein gesonderter Nachweis gefordert, für Trockenfugen dagegen ein Kohäsionsanteil, der sich aus der direkten Schubtragfähigkeit der Profilierung ergibt, angesetzt. Obwohl die Übertragung der Schubkräfte über die Biegedruckzone gerade für die Tragfähigkeit einer Segmentbrücke aufgrund der unbewehrten Fugen von großer Bedeutung ist, unterscheiden sich die aus diesen Ansätzen entwickelten Bemessungsmodelle sehr deutlich. In Kapitel 2.5 sind diese Modelle zusammengefasst und die zugrunde liegenden Annahmen und Vereinfachungen näher erläutert.

2.4 Torsionstragverhalten

2.4.1 Allgemeines

Die theoretischen Grundlagen des Tragverhaltens torsionsbeanspruchter Balken werden im Anhang A.1 genauer beschrieben. Nachweise für Torsion sind im Allgemeinen nur dann zu führen, wenn die Torsionsbeanspruchung zur Erzeugung des Kräftegleichgewichts notwendig ist. Grundlage der Bemessung im Stahl- und Spannbetonbau ist ausschließlich die St. Venantsche Torsion. Dünnwandige Bauteile mit offenen Querschnitten, z. B. zweistegige Plattenbalken, bei denen die Wölbkrafttorsion für die Lastabtragung berücksichtigt werden müsste, werden im Massivbau über Querbiegung bemessen.

Beim Übergang des Bauteils vom Zustand I, bei dem der Betonquerschnitt die Beanspruchungen vollständig aufnimmt und die Torsionsbewehrung nicht gebraucht wird, in den Zustand II lagern sich die inneren Kräfte grundlegend um. Ähnlich wie bei der Querkraftbeanspruchung bildet sich ein inneres Tragsystem aus, das mit einem räumlichen Fachwerkmodell ausreichend genau beschrieben werden kann. Dieses Fachwerk besteht aus wendelförmig orientierten Betondruckstreben und der Torsionsbewehrung, die sowohl aus Bügeln als auch aus Längsbewehrung gebildet wird. Durch die Rotation der Druckstreben wird dieses Bewehrungsnetz auf Zug beansprucht. Die praktischen Bemessungsregeln für Torsion beruhen wie bei der Querkraft weitgehend auf empirischen Festlegungen.

2.4.2 Torsionstragverhalten bei Segmentbrücken

Im Segmentbrückenbau gilt wie bei der Querkraftübertragung, dass sich die Torsionstragwirkung bei geschlossenen Fugen nicht von der eines monolithischen Bauteils unterscheidet. Nach dem Öffnen der Fugen ist die Ausbildung eines räumlichen Fachwerks jedoch aufgrund der fehlenden Bewehrung in den Fugen nicht mehr möglich. Zur Lastabtragung steht lediglich die Biegedruckzone zur Verfügung. Dies gilt jedoch nur im Zusammenhang mit Vorspannung ohne Verbund. Unter Verwendung von interner Vorspannung mit nachträglichem Verbund ist die Aufnahme von Torsionsmomenten nach [Kor84] möglich. Weil durch die Fugenöffnung eine erhöhte Korrosionsgefahr für die Spannglieder besteht, ist die Verwendung von Vorspannung mit Verbund im Segmentbrückenbau problematisch. Um deshalb die Fugenöffnung zu begrenzen, müssten die Verbundeigenschaften der zugrandnahen Spannglieder aktiviert werden. Außerdem ist in den Fugen eine sehr hohe, baupraktisch kaum zu verwirklichende Passgenauigkeit

der Hüllrohre erforderlich, um einen einwandfreien Stoß zu ermöglichen. Die Abdichtung dieses Stoßes stellt ein weiteres Problem der internen Vorspannung dar. Aus diesem Grund hat sich im Segmentbrückenbau die externe Vorspannung durchgesetzt. Nach den Empfehlungen des Deutschen Beton-Vereins wird die externe Vorspannung für Segmentbrücken vorgeschrieben [DBV 99].

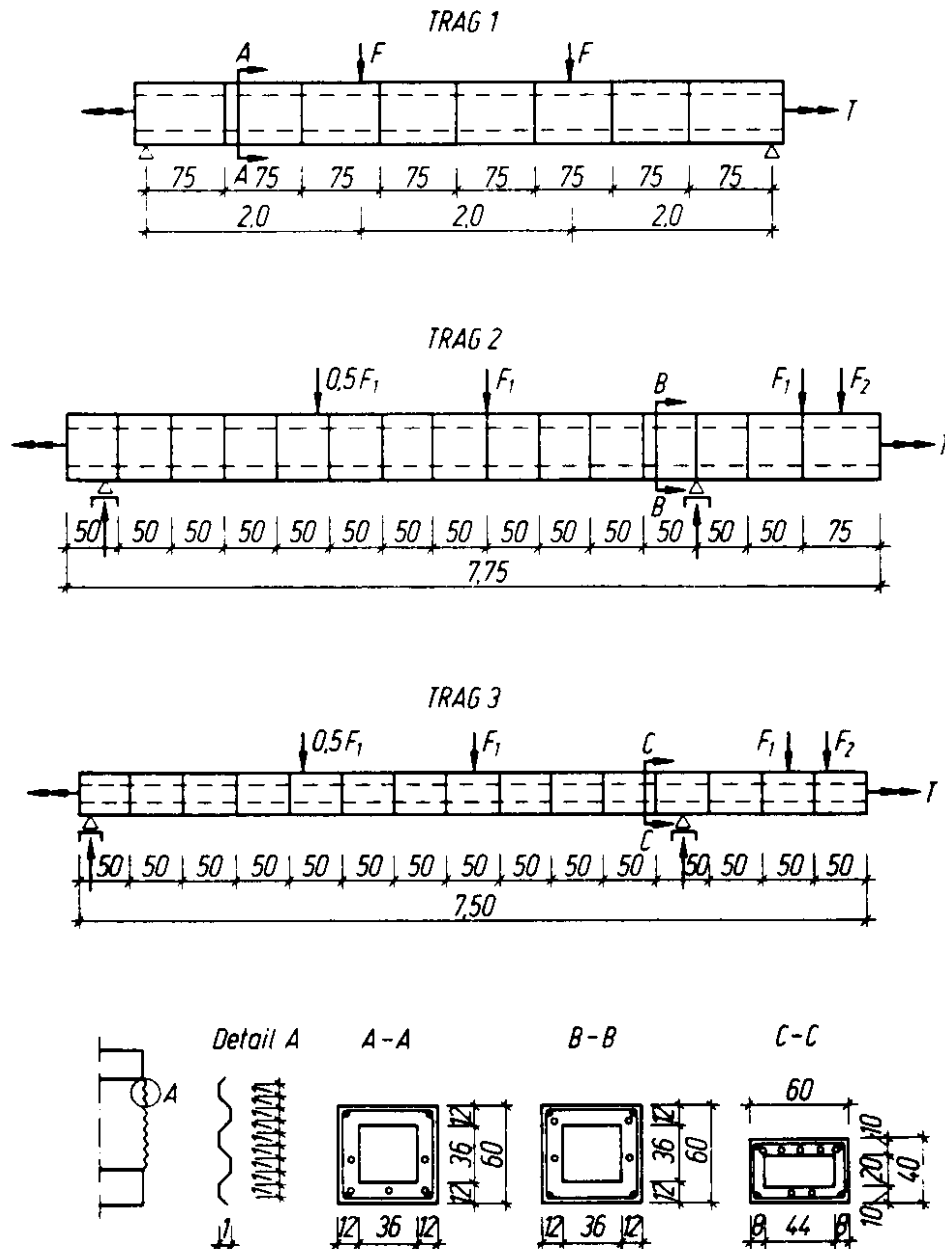


Abb. 2.8: Statisches System, Querschnitte und Fugenausbildung der Versuchsbalken aus [Fal97] (cm)

Mit der Übertragung von Torsion im Segmentbrückenbau befassen sich nur sehr wenige Forschungsarbeiten. Dies kann darauf zurückgeführt werden, dass bis heute vorwiegend Einfeldsysteme zum Einsatz gekommen sind und das maximale Torsionsmoment nicht zusammen mit dem maximalen Biegemoment und der daraus resultierenden größtmöglichen Fugenöffnung auftritt. Dennoch ist es von großer Bedeutung, das Torsionstragverhalten von Segmentbauteilen grundsätzlich zu klären. Insbesondere im Stützbereich von Durchlaufträgern, wo die Fugen gleichzeitig durch Biegung und Torsion beansprucht werden, muss der Einfluss der Fugenöffnung auf die Torsionstragfähigkeit untersucht werden, da sich dadurch die Torsionssteifigkeit deutlich reduziert. Ein umlaufender Schubfluss kann sich nicht mehr ausbilden.

Falkner, Teutsch und Huang [Fal97] führten Versuche zur kombinierten Beanspruchung aus Torsion, Querkraft und Biegung an Segmentbalken durch. Es wurden drei Segmentbalken mit feinprofilierten Trockenfugen, einer internen, aber verbundlosen Vorspannung und einer Belastung entsprechend Abb. 2.8 untersucht. Nach Überschreitung des Dekompressionsmomentes öffneten sich die Fugen. Bei weiterer Laststeigerung bildeten sich ausgehend von der Fugenöffnung unter einem bestimmten Winkel geneigte Risse. Der Bruch trat jeweils durch das Versagen der Biegedruckzone ein.

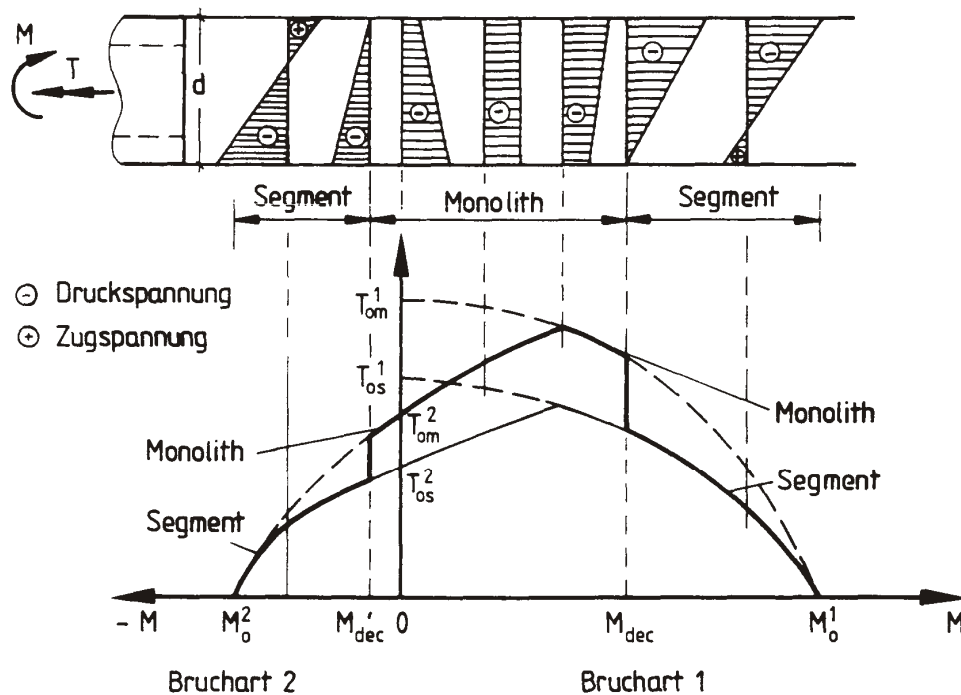


Abb. 2.9: Torsions- und Biege-Traglastkurve für Segmentbalken [Fal97]

Da sich aufgrund der Fugenöffnung kein räumliches Fachwerkmodell zur Torsionsübertragung bilden kann und nur noch die überdrückten Querschnittsbereiche für die Querkraft- und Torsionsaufnahme zur Verfügung stehen, eignet sich nach [Fal97] die Theorie der schiefen Bruchfläche besser zur Traglastvorhersage als das Fachwerkmodell. Danach wird die Traglast eines durch Biegung und Torsion beanspruchten Segmentbalkens durch eine Gleichgewichtsbetrachtung der inneren und äußeren Kräfte, die in der schiefen Bruchfläche wirken, ermittelt. Im Unterschied zu einem monolithischen Bauteil verlaufen die Torsionsrisse dabei nicht um den Balken, sondern zum Teil in der Fuge. Damit leitet Falkner Traglastkurven für die Interaktion zwischen Torsions- und Biegemoment her, die den Unterschied zwischen einem monolithischen und einem Segmentbauteil verdeutlichen (s. Abb. 2.9).

Man erkennt aus Abb. 2.9, dass sich Segmentbauteile in den Bereichen, wo die Fugen vollständig überdrückt sind und das Moment kleiner als das Dekompressionsmoment M_{dec} ist, wie monolithische Bauteile verhalten. Für große Verhältnisse des Biegemomentes M zum Torsionsmoment T ergibt sich jedoch durch das Nichterreichen der Fließgrenze bei verbundloser Vorspannung und das Öffnen der Fugen eine Tragfähigkeitsverminderung. Nach [Fal97] kann diese durch Erhöhung des Vorspanngrades und durch Verstärkung der Bügelbewehrung im Fugenbereich wieder rückgängig gemacht werden, da die Tragfähigkeitseinbußen infolge geöffneter Fuge nach der Theorie der schiefen Bruchfläche im Wesentlichen von der Querschnittsgeometrie beeinflusst werden. Diese Theorie ist aber nur für Bauteile mit Querschnittsschlankheiten $b/h < 3,0$ anwendbar. Gerade im Brückenbau wird dieses Maß jedoch oft überschritten. Der Vorschlag, durch eine Erhöhung des Vorspanngrades die Tragfähigkeitsverminderung einer Segmentbrücke zu kompensieren, erscheint weder aus baupraktischer noch aus wirtschaftlicher Sicht sinnvoll. Aus der Vergangenheit ist bekannt, dass sich auch mit einer vollen Vorspannung keine vollkommen ungerissene Konstruktion realisieren lässt. Damit stellen die Traglastkurven von Falkner keine Alternative zur Torsionsbemessung dar.

Theoretische Untersuchungen zum Torsionstragverhalten von Segmentbrücken wurden von Huang [Hua94] durchgeführt (s. Abb. 2.10). Er untersuchte das Trag- und Verformungsverhalten von Ein- und Zweifeldträgern mit Hilfe von numerischen Berechnungen und verifizierte diese anhand der von Falkner durchgeführten Versuche (Abb. 2.8).

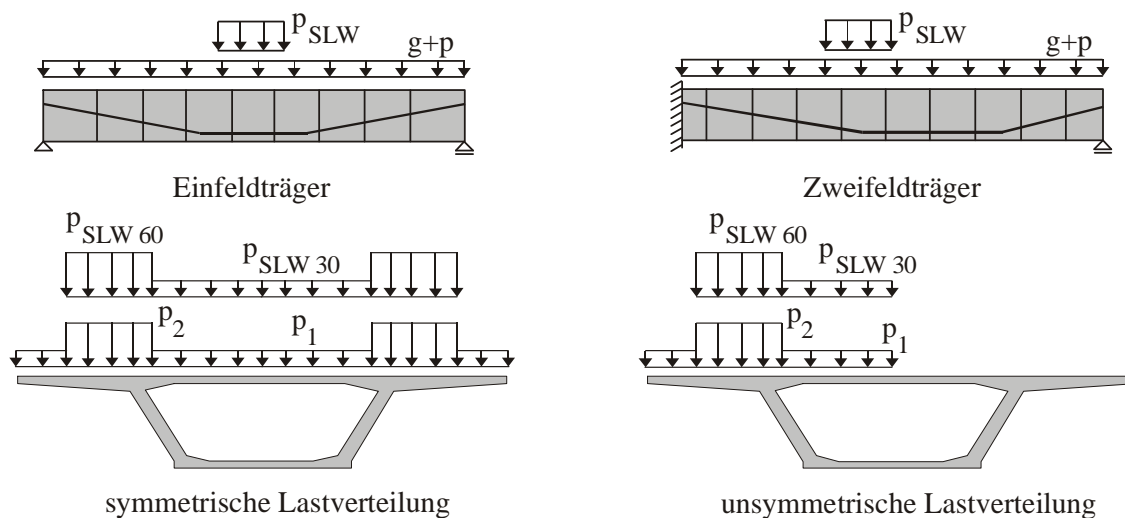


Abb. 2.10: Statisches System und Geometrie der von Huang numerisch untersuchten Segmentbrücken [Hua94]

Huang beschreibt das Tragverhalten von Segmentbrücken mit Hilfe von Fachwerkmodellen, bei denen die Spannglieder als Zugband und die Stegscheiben als Fachwerk abgebildet werden. Für einen Einfeldträger ergibt sich in dieser Weise als Gesamttragssystem ein flacher, unterspannter Stabzug. Analog dazu entwickelte er für einen Zweifeldträger ein Tragmodell als Zugband-Fachwerk (Abb. 2.11).

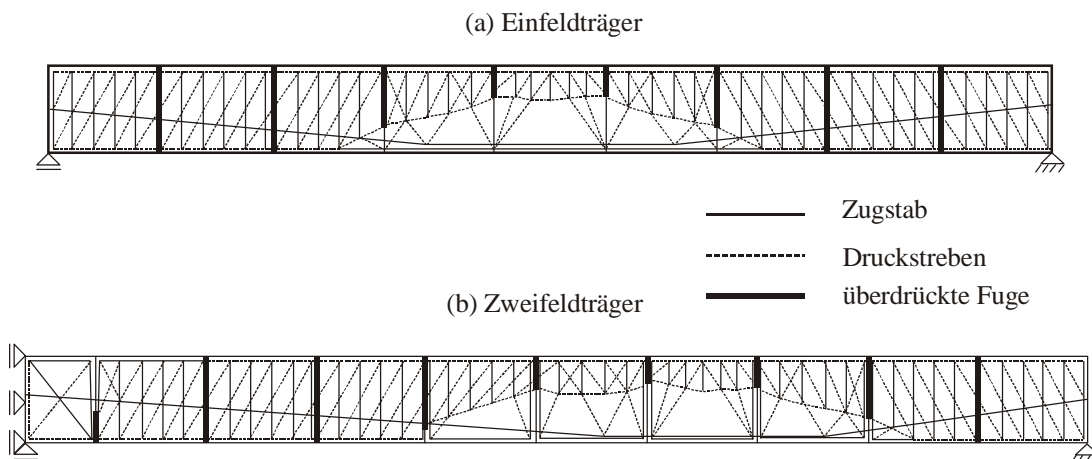


Abb. 2.11: Tragmodell für Einfeld- und Durchlaufträger [Hua94]

Da bei geöffneten Fugen die Beanspruchungen aus Querkraften und Torsionsmomenten nur über die überdrückten Querschnittsbereiche abgetragen werden können, besteht die Gefahr eines Schub-Druck-Versagens, das nach Huang durch eine Begrenzung der Fugenöffnung vermieden werden kann. Öffnen sich die Fugen, so wird jedoch auch die

untere Bodenplatte bzw. die obere Fahrbahnplatte zum Lastabtrag des Torsionsmomentes herangezogen. Es kommt also zur Querbiegung in den Platten.

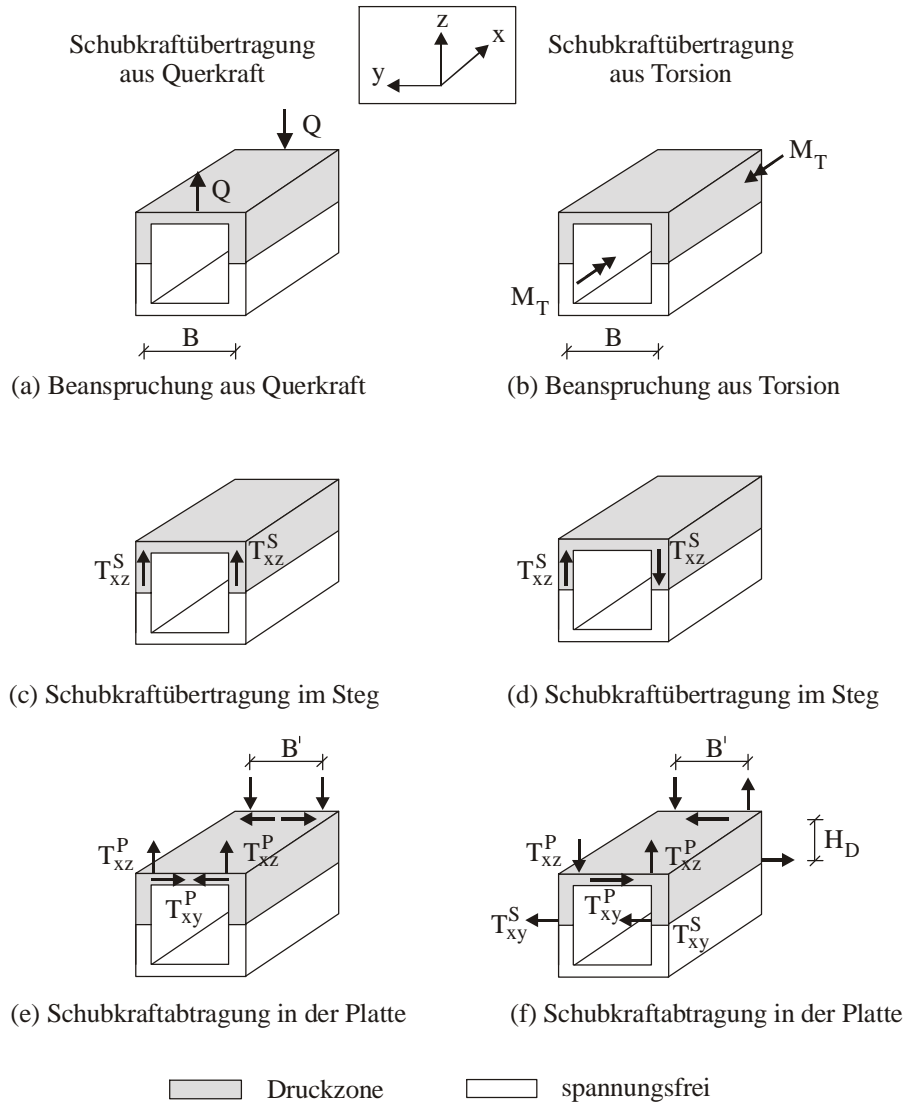


Abb. 2.12: Übertragung von Torsion und Querkraft in einer geöffneten Segmentfuge nach Huang [Hua94]

Nach Abb. 2.12 werden Torsionsmomente in den geöffneten Fugen durch drei unterschiedliche Kräftepaare aufgenommen. Das Schubkräftepaar in den Stegen T_{xz}^S und die Schubkräfte in der Platte T_{xz}^P übertragen dabei den größten Anteil der Torsion. Das dritte Kräftepaar wird aus einer Schubkraft in der Platte T_{xy}^P und einer horizontalen Kraft in den Stegen T_{xy}^S gebildet. Aus diesem Grund muss nach Huang ein Nachweis für die daraus resultierende Querbiegung in der Platte geführt werden. Die rechneri-

schen Modelle für die untere bzw. die obere Platte sind in Abb. 2.13 dargestellt. Die Streckenlasten τ_1 und τ_2 berechnen sich wie folgt:

für die Fahrbahnplatte:
$$\tau_1 = 3 \cdot \frac{T_Q + T_{M_T}}{b_k + b_m} \dots\dots\dots \text{Gl. 2.6,}$$

für die Bodenplatte:
$$\tau_2 = 3 \cdot \kappa \cdot \frac{T_Q + T_{M_T}}{b_u} \dots\dots\dots \text{Gl. 2.7.}$$

- mit: $T_Q + T_{M_T}$ Schubkraft eines Steges aus Querkraft und Torsion
 κ Beiwert zur Berücksichtigung der Schubspannungsanteile im Steg und in der unteren Platte
 b_m, b_k, b_u Abmessungen des Hohlkastens nach Abb. 2.13

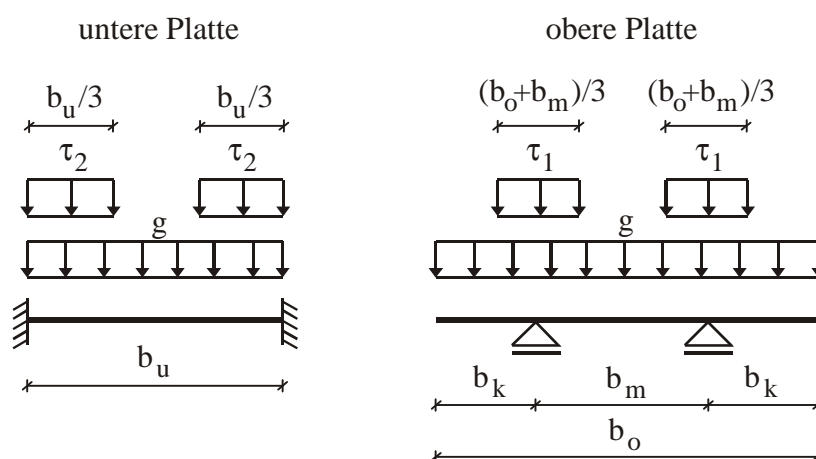


Abb. 2.13: Rechnerisches Modell für den Nachweis der Querbiegung in den Platten infolge von Querkraft und Torsion [Hua94]

Die von Huang vorgeschlagene Berücksichtigung der Querbiegung bei der Bemessung der Segmente und die Begrenzung der Fugenöffnung wurden in die deutschen Empfehlungen für Segmentfertigteilebrücken [DBV 99] aufgenommen. Eine Begrenzung der Druckzonenhöhe führt jedoch zu einem erhöhten Spannstahlbedarf und damit zu einer unwirtschaftlichen Bemessung, insbesondere bei einfeldrigen Segmentbrücken, bei denen das maximale Biegemoment nicht zusammen mit der maximalen Querkraft auftritt. Die Gefahr eines Schub-Druck-Bruches ist in diesem Bereich gering. Außerdem wird bei den Berechnungen von Huang, denen ein Modell mit ebener Fugenoberfläche zugrunde lag, der Einfluss der Fugen durch Vernachlässigung der Feinprofilierung nicht genau erfasst. Dadurch wird ein gegenseitiges Abgleiten der Fugenoberflächen ermög-

licht, das in der Realität aufgrund der Feinprofilierung in den Fugen, die bei Segmentbrücken vorgeschrieben ist, nicht eintreten kann. Damit steht auch für das Torsionstragverhalten kein einheitliches Bemessungskonzept zur Verfügung.

2.5 Bemessungsverfahren für Segmentbrücken

Segmentbrücken wurden bisher vor allem in den USA, in Frankreich und in Asien gebaut. Aus diesem Grund werden neben dem deutschen Bemessungsmodell die Konzepte aus diesen Ländern besonders im Hinblick auf die Schub- und Torsionsbemessung in den folgenden Kapiteln vorgestellt.

2.5.1 Bemessungskonzept nach AASHTO

Die 1989 von der American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) veröffentlichte Norm „Guide Specifications for Design and Construction of Segmental Concrete Bridges“ [AASHTO 89] regelt die Bemessung von Segmentbrücken in den USA. Als Querschnitte sind ein- oder mehrzellige Hohlkastenbrücken mit externer oder interner Vorspannung zugelassen. Die Fugen können sowohl mit Epoxidharz verklebt als auch trocken ausgeführt werden, wobei bei interner Vorspannung ausschließlich Fugen mit Epoxidharzkleber zugelassen sind. Die Ausbildung der Fugen mit einer gleichmäßigen Profilierung in den Stegen ist nach Abb. 2.14 vorzusehen.

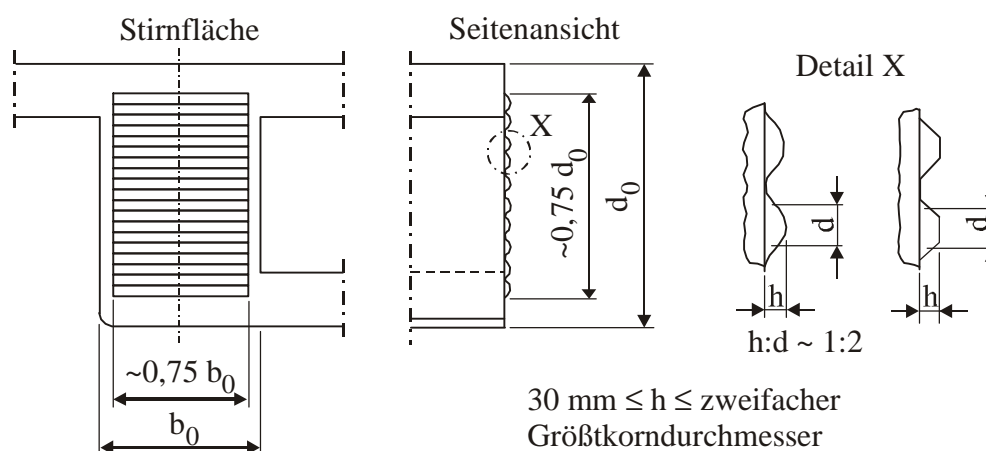


Abb. 2.14: Ausbildung der Profilierung bzw. der Feinverzahnung im Bereich des Steges [DIN 4227, T3; AASHTO 89; DBV 99]

Im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit und im Bauzustand ist das Öffnen der Fugen nicht zulässig. Deshalb ist bei Trockenfugen eine Mindest-Druckspannung von $\sigma_n = -200 \text{ psi} = -1,4 \text{ N/mm}^2$ einzuhalten, bei Epoxidharzfugen darf kein Zug auftreten ($\sigma_n < 0$). Im Gegensatz zu Trockenfugen sind für Epoxidharzfugen keine speziellen Nachweise für die Schubkraftübertragung zu führen.

Für die Bemessung von Trockenfugen im Grenzzustand der Tragfähigkeit gilt unter der Berücksichtigung von Querkraft und Torsion:

$$V_j = A_k \cdot \sqrt{f_{ck}} (12 + 0,017 \cdot \sigma_n) + 0,6 \cdot A_{sm} \cdot \sigma_n \quad [\text{pounds}] \dots\dots\dots \text{Gl. 2.8}$$

mit:	A_k [in ²]	projizierte Fläche der Schubnocken (s. Abb. 2.15)
	f_{ck} [psi]	zulässige Druckspannung des Betons
	σ_n [psi]	Druckspannung im Schwerpunkt des Querschnitts zum Zeitpunkt $t = \infty$
	A_{sm} [in ²]	ebene Kontaktfläche zwischen den Schubnocken (s. Abb. 2.15)

Unter Verwendung von metrischen Einheiten (Flächen in m², Spannungen in MPa, Kräfte in MN) ergibt sich für V_j :

$$V_j = A_k \sqrt{6,792 \cdot 10^{-3} \cdot f_{ck}} (12 + 2,466 \cdot \sigma_n) + 0,6 \cdot A_{sm} \cdot \sigma_n \quad [\text{MN}] \dots \text{Gl. 2.9}$$

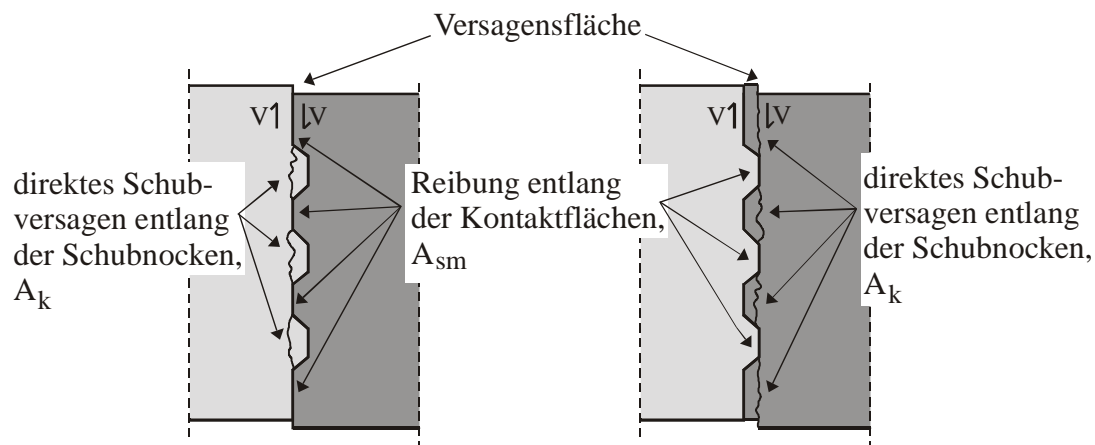


Abb. 2.15: Definition der Versagensflächen [Rob93]

2.5.1.1 Herleitung der Bemessungsformel für Trockenfugen

Grundlage der Bemessungsformel nach Gl. 2.8 ist die Arbeit von Roberts, Breen und Kreger [Rob93]. Sie entwickelten zur Bestimmung der Fugentragfähigkeit von Trockenfugen die obige Formel und verifizierten sie anhand von bereits durchgeführten Versuchen an Kleinproben [Kos83, Kor84, Ram89]. Demnach setzt sich die Tragfähigkeit aus der Reibung zwischen den ebenen Flächen der Fugen und der direkten Schubtragfähigkeit der Schubnocken zusammen. Entsprechend Abb. 2.15 wird von einer geschlossenen

Fuge ausgegangen. In [Rob93] wird angenommen, dass die Schubkraft zunächst nur über Reibung abgetragen wird.

$$V = \mu \cdot \sigma_n \cdot h \cdot b_w \dots\dots\dots \text{Gl. 2.10}$$

mit: $\mu = 0,6$ Reibungskoeffizient
 σ_n Normalspannung in der Fuge
 b_w Stegbreite
 h Höhe des Querschnitts

Ist der Grenzwert der Reibungskraft erreicht, so beginnt das System zu gleiten und die Schubnocken übernehmen die Last. Die Tragfähigkeit der Schubnocken ist von der Zugfestigkeit des Betons, dem Verhältnis der Breite der Druckstrebe b_D zur Höhe des Balkens h (b_D / h) und den vorhandenen Normalspannungen abhängig. Die Spannungszustände an der Schubnocke, die in Abb. 2.16 an einem fugennahen Element dargestellt sind, werden mit Hilfe des Mohrschen Spannungskreises aus Abb. 2.17 beschrieben. Bei reiner Schubbeanspruchung kann die Tragfähigkeit einer Schubnocke dann als Funktion der Betondruckspannung und der Normalspannung beschrieben werden:

$$V_k = (C_1 + C_2 \cdot \sigma_n) \cdot A_k \cdot \sqrt{f_{ck}} \dots\dots\dots \text{Gl. 2.11}$$

mit: σ_n Normalspannung in der Fuge
 A_k projizierte Fläche der Schubnocken (s. Abb. 2.15)
 f_{ck} Betondruckfestigkeit (nach amerikanischer Richtlinie ist die Zugfestigkeit das Vielfache der Wurzel aus der Druckfestigkeit, es gilt: $f_{ct} = 7,5 \cdot \sqrt{f_{ck}}$)
 C_1, C_2 Konstanten, $C_1 = 12$, $C_2 = 0,017$

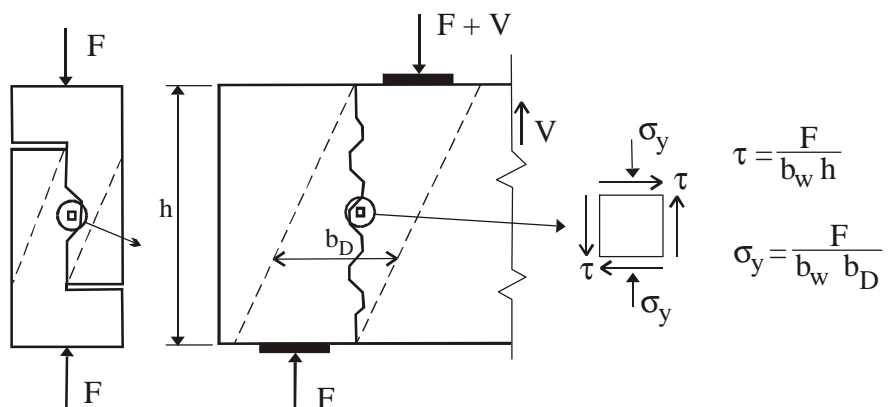


Abb. 2.16: Spannungszustand in einem fugennahen Element [Rob93]

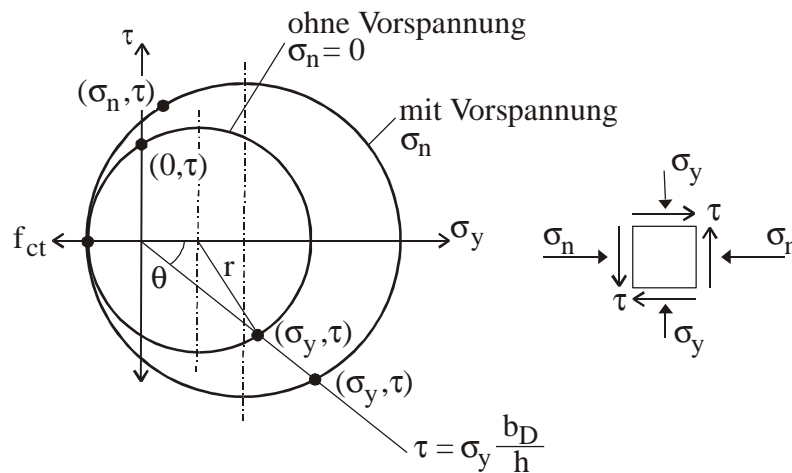


Abb. 2.17: Mohrscher Spannungskreis für ein fugennahe Element mit und ohne Vorspannung [Rob93]

Die Werte für die Konstanten C_1 und C_2 ergeben sich aus folgenden Überlegungen:

- Konstante C_1

Die Konstante C_1 berücksichtigt die reine Schubtragfähigkeit der Schubnocken ohne Normalspannung. Unter der Annahme einer Druckstrebenneigung von $\theta = 45^\circ$ nimmt das Verhältnis der Breite b_D der Druckstrebe zur Höhe h des Balkens einen Wert von $\frac{b_D}{h} = 1,0$ an. Dabei bezieht sich die Breite der Druckstrebe b_D hier auf den auf die horizontale projizierten Wert (Abb. 2.16).

$$\Rightarrow \tau = \sigma_y \cdot \frac{b_D}{h} = \sigma_y \dots\dots\dots \text{Gl. 2.12}$$

Aus Abb. 2.17 lassen sich dann für den Radius des Mohrschen Spannungskreises ohne Vorspannung die folgenden zwei Bedingungen herleiten:

Bedingung 1:
$$r = \sqrt{\left(\frac{\sigma_n - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2} = \sqrt{\left(\frac{\tau}{2}\right)^2 + \tau^2} = \tau \cdot \sqrt{\frac{5}{4}} \dots\dots\dots \text{Gl. 2.13}$$

Bedingung 2:
$$r = f_{ct} + \frac{\tau}{2} \dots\dots\dots \text{Gl. 2.14}$$

Mit der Definition der Zugfestigkeit nach der amerikanischen Richtlinie ($f_{ct} = 7,5 \cdot \sqrt{f_{ck}}$) ergibt sich durch Gleichsetzen der Bedingungen 1 und 2:

$$\tau = \frac{7,5 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{\sqrt{\frac{5}{4} - 0,5}} = 12,14 \cdot \sqrt{f_{ck}} > 12 \cdot \sqrt{f_{ck}} = C_1 \cdot \sqrt{f_{ck}} \dots\dots\dots \text{Gl. 2.15}$$

Der Wert der Konstanten $C_1 = 12$ liegt somit auf der sicheren Seite.

- Konstante C_2

Mit Hilfe der Konstanten C_2 wird die Tragfähigkeitserhöhung infolge Vorspannung berücksichtigt. Unter Normalspannungen ergeben sich mit dem dafür veränderten Mohrschen Spannungskreis aus Abb. 2.17 für den Radius folgende Bedingungen:

$$\text{Bedingung 1: } r = \sqrt{\left(\frac{\sigma_n - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2} = \sqrt{\left(\frac{\sigma_n - \tau}{2}\right)^2 + \tau^2} \dots\dots\dots \text{Gl. 2.16}$$

$$\text{Bedingung 2: } r = f_{ct} + \frac{\tau}{2} + \frac{\sigma_n}{2} \dots\dots\dots \text{Gl. 2.17}$$

Durch Gleichsetzen der beiden Bedingungen kann nach τ aufgelöst werden:

$$\tau = \frac{\sigma_n + f_{ct} + \sqrt{\sigma_n^2 + 6\sigma_n f_{ct} + 5f_{ct}^2}}{2} \dots\dots\dots \text{Gl. 2.18}$$

Diese Gleichung wird mit Hilfe der Konstanten C_2 vereinfacht zu:

$$\tau = C_2 \cdot \sigma_n \cdot \sqrt{f_{ck}} \dots\dots\dots \text{Gl. 2.19}$$

mit: σ_n Normalspannung in der Fuge

$$\Rightarrow C_2 = \frac{\sigma_n + f_{ct} + \sqrt{\sigma_n^2 + 6\sigma_n f_{ct} + 5f_{ct}^2}}{2\sigma_n \sqrt{f_{ck}}} \dots\dots\dots \text{Gl. 2.20}$$

Roberts et. al. [Rob93] ermitteln jedoch abweichend davon für C_2 :

$$C_2 = \frac{\sigma_n - f_{ct} \sqrt{5} + \sqrt{\sigma_n^2 + 6\sigma_n f_{ct} + 5f_{ct}^2}}{2\sigma_n \sqrt{f_{ck}}} \dots\dots\dots \text{Gl. 2.21}$$

Hierbei wurde die Gleichung für C_2 so verändert, dass sich für $\sigma_x = 0$ der Wert $C_2 = 0$ ergibt.

Zur Vereinfachung wird in [Rob93] für C_2 ein konstanter Wert von 0,017 eingeführt, der im Bereich von $\sigma_n = 0,69$ bis $6,895$ N/mm² (100 bis 1000 psi) und für Betonfestigkeiten von $f_{ck} = 27,58$ bis $55,16$ N/mm² (4000 bis 8000 psi) auf der sicheren Seite liegen soll (s. Abb. 2.18). Für höhere Normalspannungen liegt er laut [Rob93] leicht auf der unsicheren Seite.

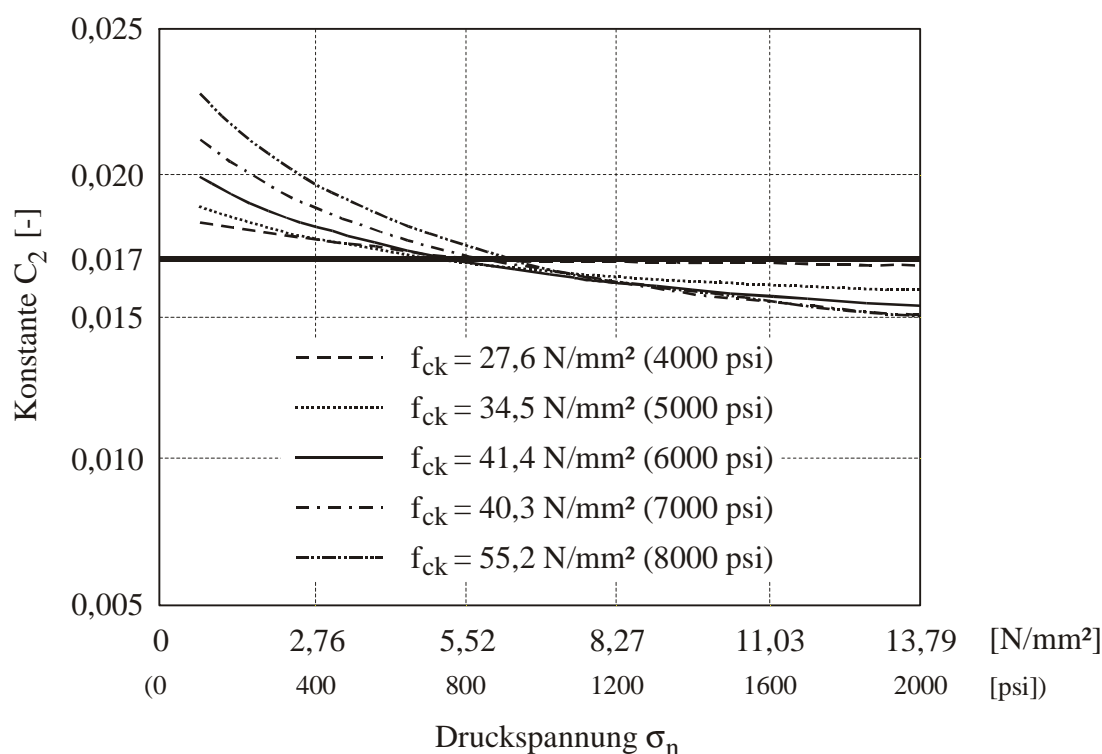


Abb. 2.18: Konstante C_2 nach Abbildung 7.25 aus [Rob93]

Damit ergibt sich für die Schubtragfähigkeit der Schubnocken:

$$V_k = (C_1 + C_2 \cdot \sigma_n) \cdot A_k \cdot \sqrt{f_{ck}} = (12 + 0,017 \cdot \sigma_n) \cdot A_k \cdot \sqrt{f_{ck}} \dots\dots\dots \text{Gl. 2.22}$$

Zusammen mit der Tragfähigkeit infolge Reibung für die restlichen ebenen Flächen der Fuge (Gl. 2.10) erhält man die Bemessungsformel aus Gl. 2.8.

2.5.1.2 Bewertung

Die Veränderung des Terms C_2 von Roberts et. al. im Vergleich zur Herleitung ist zwar verständlich, da mit Hilfe von C_2 die Tragfähigkeitserhöhung infolge Vorspannung bestimmt wird und sich somit für $\sigma_n = 0$ der Wert $C_2 = 0$ ergibt. Sie ist jedoch mit den aufgestellten Gleichungen und den getroffenen Annahmen nicht nachvollziehbar. Ebenso liegt der konstante Wert von $C_2 = 0,017$ nicht auf der sicheren Seite, wenn man die Gleichung 2.21 von [Rob93] betrachtet. In Abb. 2.19 sind für verschiedene Betonfestig-

keiten, die im Gültigkeitsbereich der Formel liegen, die zugehörigen Verläufe von C_2 über der Normalspannung dargestellt.

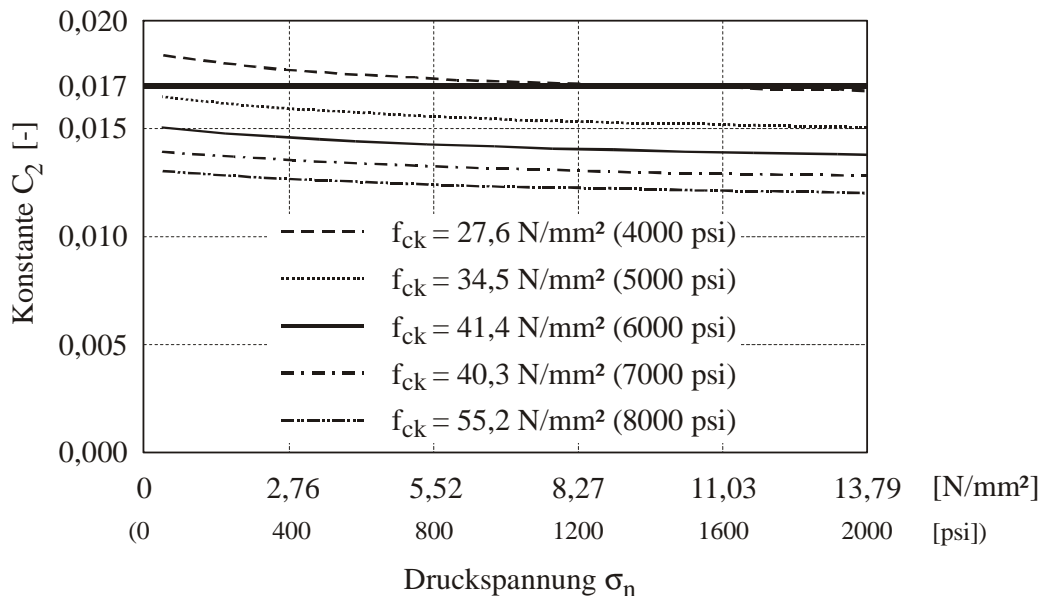


Abb. 2.19: Berechnung der Konstanten C_2 nach Gl. 2.21 aus [Rob93]

Der Wert $C_2 = 0,017$ liegt nur für die Betonfestigkeit von $f_{ck} = 27,6 \text{ N/mm}^2 = 4000 \text{ psi}$ größtenteils auf der sicheren Seite. Für höhere Betonfestigkeiten wie sie im Segmentbrückenbau verwendet werden (z.B. C40/50 und höher) liegt diese Konstante zum Teil weit auf der unsicheren Seite.

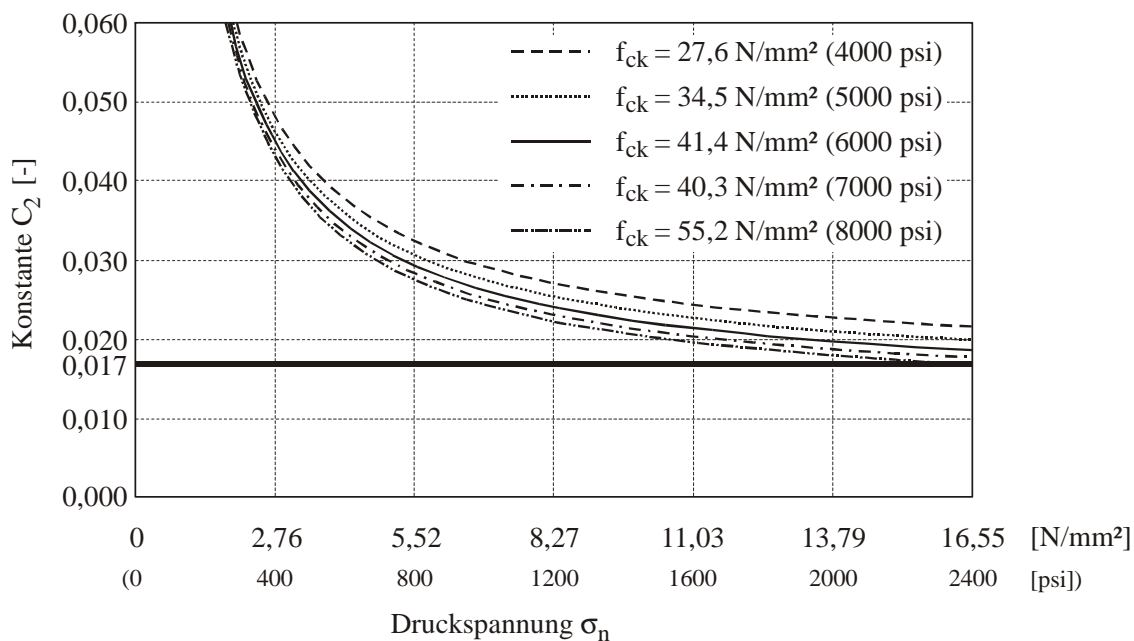


Abb. 2.20: Berechnung der Konstanten C_2 nach der Herleitung (Gl. 2.20)

In Abb. 2.20 ist die Konstante C_2 , die sich aus der Herleitung ergibt (Gl. 2.20), über der Normalspannung aufgetragen. Für den geforderten Druckspannungsbereich von 100 bis 1000 psi liegt diese Formel zum Teil weit auf der sicheren Seite. In [Rob93] ist ebenfalls ein Diagramm für C_2 dargestellt (s. Abb. 2.18), das jedoch keinem dieser Diagramme entspricht. Die verwendete Formel für die Konstante C_2 bleibt unklar, ebenso der dafür ermittelte Wert.

Weiterhin werden bei der Herleitung die Hauptspannungen eines unbewehrten Betons mit der einachsigen Betonzugfestigkeit auf der Zugseite angegeben. Unter zweiachsiger Beanspruchung können jedoch bei voller Zugfestigkeit keine Druckspannungen mehr aufgenommen werden. Die Gleichungen 2.14 und 2.17 sind deshalb in Frage zu stellen. Der Ansatz der vollen Betonzugfestigkeit unter dem Aspekt dynamischer Lasten ist ebenso kritisch zu beurteilen.

Die Formel nach AASHTO sieht nur die Bemessung geschlossener Fugen vor. Die vorhandene Normalkraft geht nur über die Normalspannung im Schwerpunkt ein, eine ungleichmäßige Verteilung der Normalspannungen über den Querschnitt wird so nicht berücksichtigt. Das bedeutet, dass der ungünstigste Fall einer geöffneten Fuge mit großer Schubkraft, wie er beim Mehrfeldsystem über der Stütze auftritt, nicht betrachtet wird.

Trotz der guten Übereinstimmung der Bemessungsformel nach AASHTO mit Versuchen von Koseki, Breen [Kos83], Ramirez [Ram89] und Kordina und Weber [Kor84] (insgesamt neun Versuche) kann die Herleitung der Formel und die Ermittlung der Konstanten nicht genau nachvollzogen werden. Der Ansatz der einachsigen Betonzugfestigkeit erscheint ebenfalls fraglich. Bis heute sind nach diesem Bemessungskonzept lediglich Einfeldbrücken in Segmentbauweise mit Trockenfugen nachgewiesen worden. Das gleichzeitige Auftreten von großen Momenten und Schubkräften aus Querkraft und Torsion ist hier nicht der Fall und die Querkraftübertragung erfolgt vorwiegend im ungerissenen Bereich. Wie die Großversuche gezeigt haben, verhält sich eine Segmentbrücke mit überdrückten Fugen jedoch wie eine monolithische Brücke.

2.5.1.3 Bemessung für Torsion

Die aus der Torsionseinwirkung resultierenden Normalspannungen sind bei der Bemessung im Gebrauchszustand zu berücksichtigen. Die Fuge darf sich nicht öffnen. Im Grenzzustand der Tragfähigkeit kann der Nachweis für Torsion entfallen, wenn das

einwirkende Torsionsmoment einen von der Betonfestigkeit und der Vorspannung abhängigen Grenzwert unterschreitet (Gl. 2.23). Anderenfalls muss ein Torsionsnachweis und der Nachweis für die Tragfähigkeit der Fugen (nach Gl. 2.8) und der Druckstreben geführt werden. Die Fugen werden dabei für eine resultierende Schubkraft bemessen, die sich aus dem Schubfluss von Querkraft und Torsion ergibt. Im Unterschied zum europäischen Bemessungskonzept wird hier der Nachweis für Torsion nicht von dem für Querkraft getrennt.

$$T_u \leq \frac{T_c}{3} = \frac{2 \cdot K \sqrt{f_{ck}} \cdot (2 \cdot A_0 \cdot b_e)}{3} \dots\dots\dots \text{Gl. 2.23}$$

mit: K Faktor zur Berücksichtigung von Druckspannungen

$$K = \sqrt{1 + \frac{\sigma_n}{2\sqrt{f_{ck}}}} \leq 2 \dots\dots\dots \text{Gl. 2.24}$$

A_0 Kernquerschnitt

b_e Wanddicke des Hohlkastenquerschnitts

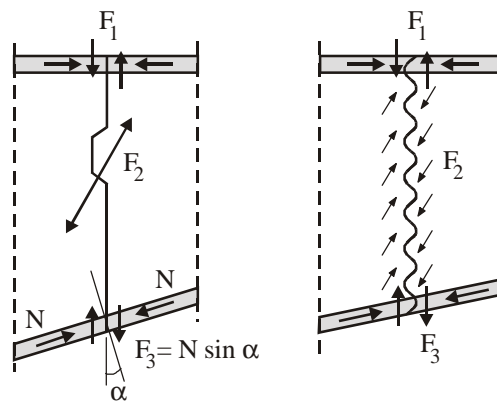


Abb. 2.21: Vergleich des Tragverhaltens von Fugen mit einer einzelnen Schubnocke und einer feinprofilierten Oberfläche [Pod82]

2.5.2 Bemessungskonzept in Frankreich

Im Gegensatz zu Deutschland hat der Segmentbrückenbau in Frankreich schon frühzeitig große Bedeutung erlangt. Zahlreiche Brücken sind bereits gebaut worden [Top68, Mul66, Mul69, Mul75, Mat76, Sch78, Fei90]. Die Fugen wurden zunächst mit nur einer unbewehrten Konsole, später mit einer feinprofilierten Oberfläche ausgeführt. Abb. 2.21 zeigt das Kräftegleichgewicht in einer Fuge mit einer einzelnen Schubnocke und mit einer feinprofilierten Oberfläche. Trockenfugen sind aus Sicherheitsgründen nicht erlaubt, weil Versuche gezeigt haben, dass Brücken mit verklebten Fugen sich wie mono-

lithische Konstruktionen verhalten, da die Festigkeit des Fugenklebers über der von Beton lag. Da es jedoch Probleme bei der korrekten Verwendung des Epoxidharzes auf der Baustelle gab, wurde auch das Verhalten von Trockenfugen untersucht.

Weil Epoxidharz bei unsachgemäßer Anwendung seine Festigkeit verliert, müssen die einwirkenden Spannungen auch ohne Mitwirkung des Fugenklebers über die Fuge übertragen werden können. Deshalb empfehlen Podolny und Muller [Pod82], die Oberflächen nach Abb. 2.21 feinprofiliert auszuführen. In Frankreich wird demzufolge kein gesonderter Nachweis zur Fugentragfähigkeit gefordert, wenn die Voraussetzungen nach Abb. 2.21 für die Ausbildung der Fugen erfüllt sind und die Fugen mit Epoxidharz verklebt werden. Dies gilt jedoch nur für interne Vorspannung mit nachträglichem Verbund. Die Nachteile für den Segmentbrückenbau, die durch diese Vorspannart auftreten, sind jedoch bereits in Kapitel 2.4.2 aufgezeigt worden.

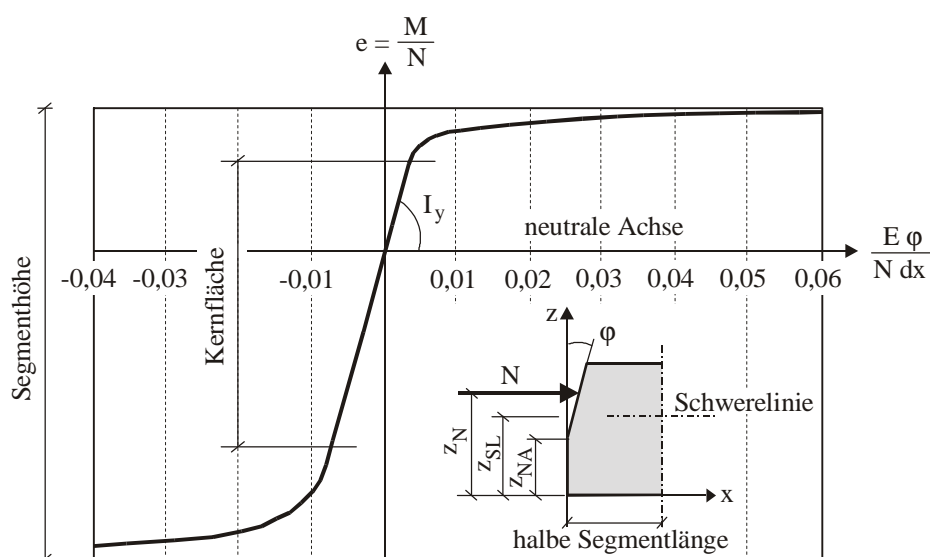


Abb. 2.22: Momenten-Verkrümmungs-Beziehung nach [Mul89] für die „Sunshine Skyway Bridge“

Bei externer Vorspannung resultiert die Wirkung der Vorspannung auf die Querkraftbemessung nur noch aus dem geneigten Verlauf der Spannglieder und nicht mehr aus der Verbundwirkung. Deshalb hat Muller in [Mul89] das Trag- und Verformungsverhalten von extern vorgespannten Segmentbrücken im Grenzzustand der Tragfähigkeit anhand von Momenten-Verkrümmungs-Beziehungen untersucht. Dabei wird unter der Annahme einer linearen Spannungsverteilung und eines elastischen Materialgesetzes zunächst die Momenten-Verkrümmungs-Beziehung für den vorhandenen Querschnitt ermittelt (s. Abb. 2.22). Voraussetzung dafür ist, dass die Segmente ungerissen bleiben

und sich nur die Fugen öffnen bzw. aufreißen. Ist die Ausmitte der resultierenden Kraft aus dem vorhandenen Moment und der Normalkraft klein, ergibt sich ein lineares Verhältnis zwischen dem Moment und der Verkrümmung. Wächst die Ausmitte, steigt die Krümmung und damit die Durchbiegung des Systems nichtlinear an.

Mit Hilfe eines Rechenprogramms wird dann auf der Grundlage dieser Momenten-Verkrümmungs-Beziehung die Spannungsverteilung im Querschnitt iterativ durch Ermittlung des Gleichgewichts zwischen den äußeren und inneren Lasten bestimmt. Dabei wird die Öffnung der Fugen berücksichtigt. Anhand dieser Berechnungen hat Muller gezeigt, dass die Schubkräfte wie bei einem Bogen-Zugband-Modell, bestehend aus der Biegedruckzone und den Spanngliedern, direkt zu den Auflagern abgetragen werden (s. Abb. 2.23). Das Problem der Schubkraftübertragung in der Druckzone über der Stütze eines Durchlaufträgers, wo gleichzeitig große Beanspruchungen aus Querkraft und Biegung auftreten und die Fugen sich öffnen, wird nicht behandelt. Eine spezielle Bemessung der Fugen ist selbst bei externer Vorspannung in Frankreich nicht vorgesehen.

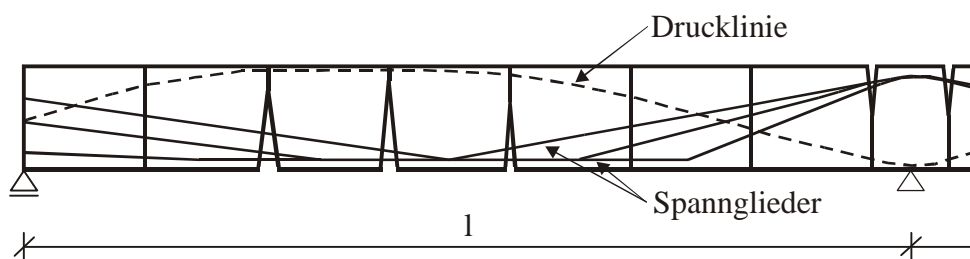


Abb. 2.23: Verlauf der Drucktrajektorien bei geöffneten Fugen im Grenzzustand der Tragfähigkeit [Mul89]

2.5.3 Bemessungskonzept des Deutschen Beton-Vereins

Die vom Deutschen Beton-Verein im April 1998 veröffentlichten „Empfehlungen für Segmentfertigteilbrücken mit externen Spanngliedern“ [DBV 99] vereinfachen den Bau von Segmentbrücken nun auch in Deutschland. Grundlage der Empfehlungen ist die bisher in Deutschland für Vorspannung gültige Norm DIN 4227. Als Segmentbrücken sind nur ein- oder mehrzellige Hohlkastenquerschnitte mit externer Vorspannung und geklebten Pressfugen zugelassen. Einzelne Verfüllfugen in Ortbeton sind zum Ausgleich von Bautoleranzen zulässig, Trockenfugen sind trotz der in Kapitel 2.1 aufgezeigten Vorteile nicht erlaubt.

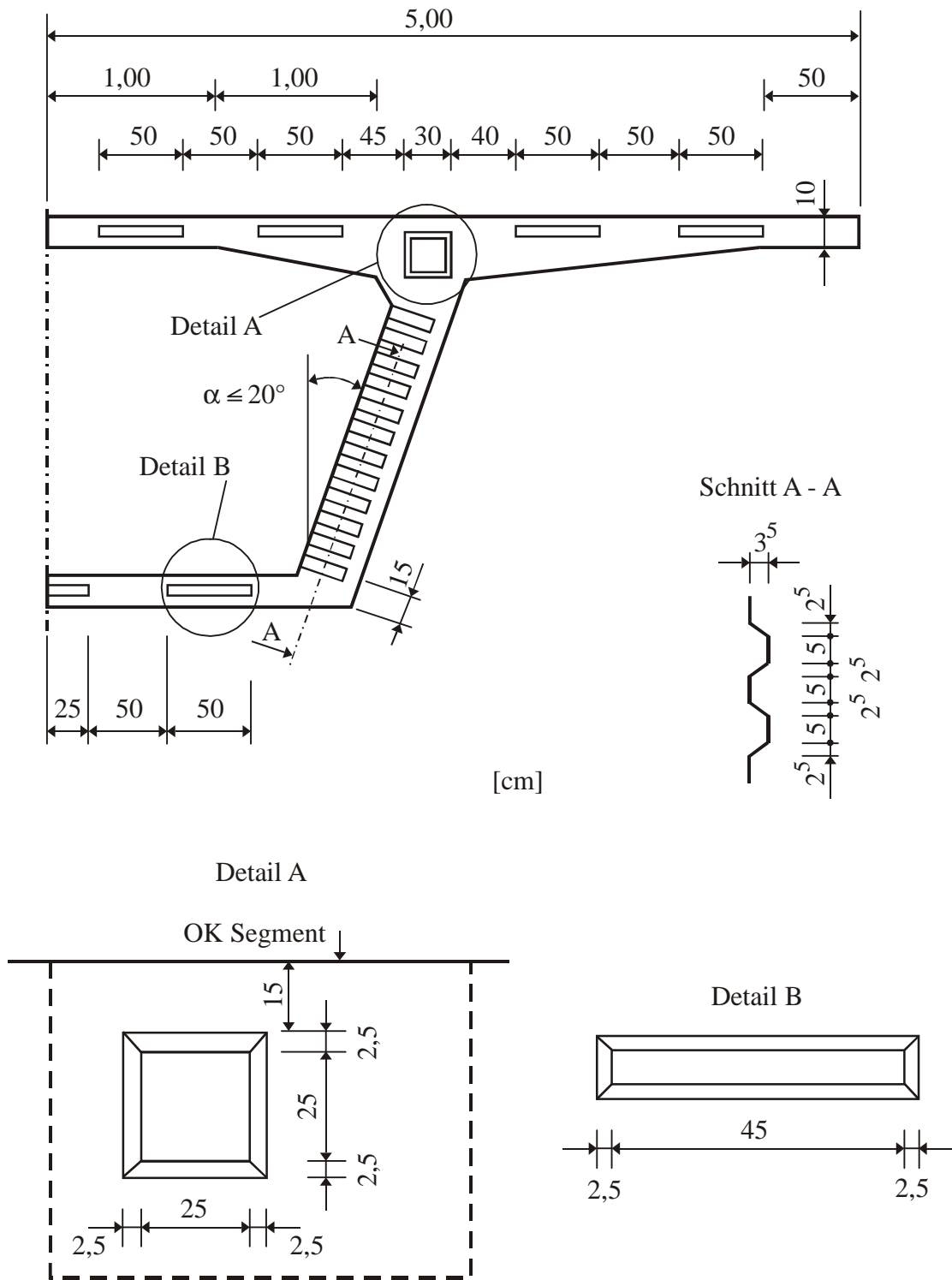


Abb. 2.24: Beispiel für die Ausbildung der Profilierung im Steg, in der Boden- und Fahrbahnplatte nach DBV 99

Die Fugen müssen mit einer Profilierung nach Abb. 2.14 (Kapitel 2.5.1) versehen werden, die entweder gleichmäßig gewellt oder feinverzahnt ist. Abb. 2.24 zeigt ein Beispiel für die Ausbildung der Profilierung aus DBV 99. Die Herstellung erfolgt im Match-Cast-Verfahren, wobei der Beton mindestens der Festigkeitsklasse B 35 nach DIN 1045-alt entsprechen muss. Die Verwendung von hochfestem Beton bedarf der Genehmigung des Auftraggebers. Als Fugenkleber dürfen nur Reaktions-Kunstharze mit bauaufsichtlicher Zulassung eingesetzt werden, die während des Erhärtens mit einer zentrischen Mindestdruckspannung von $\sigma_n = -0,25 \text{ N/mm}^2$ vorgespannt werden müssen. Die Segmentstirnflächen sind vollflächig zu verkleben. Dabei sollte die mittlere Schichtdicke des Fugenklebers 2 mm nicht überschreiten. Eine Kontrolle der Fugendicke erscheint jedoch schwierig.

Sowohl im Bauzustand als auch im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit ist keine Öffnung der Fugen erlaubt. Für die Randfaser ist daher eine Mindest-Druckspannungsreserve von $\sigma = -2 \text{ N/mm}^2$ senkrecht zur Trennfuge nachzuweisen.

2.5.3.1 Bemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit

Im Grenzzustand der Tragfähigkeit ist die Höhe der Fugenöffnung zur Sicherung gegen Verlust des Gleichgewichtes zu begrenzen. Im Feldbereich dürfen sie sich um nicht mehr als $\frac{2}{3}$ der Querschnittshöhe, im Stützbereich um nicht mehr als $\frac{1}{3}$ öffnen. Dadurch darf bei der Biegebemessung statisch unbestimmter Systeme auf die Berücksichtigung der Momentenumlagerung infolge der Fugenöffnung verzichtet werden. Durch die fehlende Bewehrung zwischen den Segmenten öffnen sich die Fugen bei externer Vorspannung innerhalb weniger Lastschritte. Eine Begrenzung der Fugenöffnung soll verhindern, dass sich durch diese schnelle Öffnung und damit durch die überlineare Abnahme der Druckzonenhöhe Fehler in der Schnittgrößenermittlung überproportional auswirken [Eib92]. Die Begrenzung der Fugenöffnung führt jedoch zu einem erhöhten Spannstahlbedarf und somit zu einer unwirtschaftlichen Bemessung. Sie wird nur in der deutschen Richtlinie gefordert. Bisher durchgeführte Großversuche bestätigen jedoch die Annahme eines solch spröden Tragverhaltens nicht [Tak94, Fis98].

Die maximale Stauchung in der Betondruckzone ist unter der Einwirkung von Biegemomenten und Normalkräften auf 2 ‰ beschränkt. Dadurch wird das Auftreten hoher Hauptdruckspannungen in der Biegedruckzone vermieden und es entfällt der Nachweis der schiefen Hauptdruckspannungen nach DIN 4227, Teil 1. Die Erhöhung der Spannstahlspannungen darf ohne genauen Nachweis nicht in Rechnung gestellt werden.

Für die Bemessung der Schubkraft V in der Fuge gilt:

$$V \leq \mu \cdot F_x \dots\dots\dots \text{Gl. 2.25}$$

- mit: V Schubkraft V in den Stegen unter Berücksichtigung von Querkraft, Torsion und Querschnittsverformungen
- $F_x = \sigma_n \cdot A_T$ resultierende Druckkraft senkrecht zur Fuge
- $\mu = 0,7$ zulässiger Reibungskoeffizient
- σ_x Normalspannung
- A_T mitwirkende Schubfläche nach Abb. 2.25
- L Abstand der Stegachsen bzw. Kragarmlänge (s. Abb. 2.25)
- H Abstand der Mittelflächen der Boden- und Fahrbahnplatte außerhalb eventueller Plattenvouten (s. Abb. 2.25)

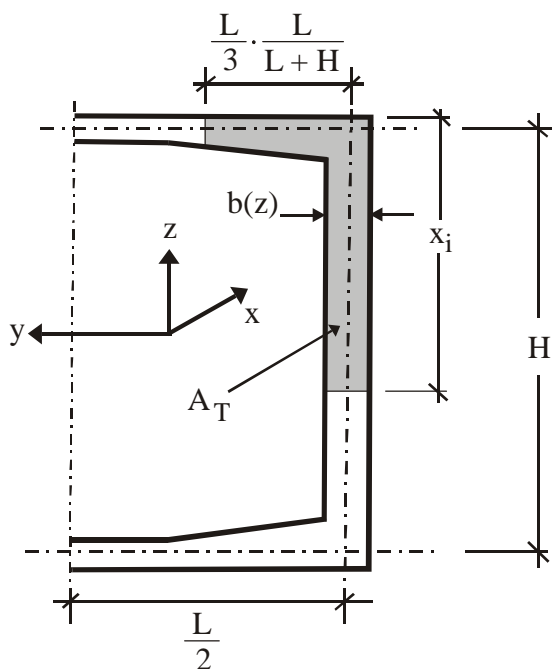


Abb. 2.25: Mitwirkende Schubfläche A_T nach DBV 99

Für überdrückte Fugen muss kein gesonderter Nachweis geführt werden, da die Querkraft- und Torsionsübertragung in der Fuge dann wie bei einem monolithischen Bauteil erfolgt. Sobald sich die Fugen öffnen, wird die Schubkraft durch Reibungskräfte in der Biegedruckzone und durch den Anteil geneigter Spannglieder aufgenommen. Dass zur Übertragung der Schubkräfte nur die Reibungskraft angesetzt und die Konsolwirkung der Fugenprofilierung vernachlässigt wird, erscheint gerechtfertigt, da diese Empfehlungen und damit die Schubkraftbemessung ausschließlich für Brücken mit verklebten Fugen und nicht für Trockenfugen gilt. Mit Epoxidharz verklebte Fugen können auf-

grund der höheren Festigkeit des Epoxidharzes gegenüber dem fugennahen Beton wie monolithische betrachtet werden. Die Wirkung des Fugenklebers darf jedoch wegen möglicher Probleme bei der Handhabung und wegen des totalen Tragfähigkeitsverlustes bei hohen Temperaturen nicht angesetzt werden. Verläuft der Biegeriss außerdem nicht unmittelbar in der Fuge, sondern wie bei verklebten Fugen in Versuchen beobachtet im fugennahen Beton, geht die Konsolwirkung der Schubnocken und damit die Tragfähigkeit verloren. Es bleibt lediglich die Übertragung über die Reibungskräfte.

2.5.3.2 Bemessung der Segmente

Ein Teil der Reibungskräfte wird nach Abb. 2.25 auch von der oberen bzw. unteren Platte übertragen. Basierend auf den Ergebnissen der Arbeit von Huang [Hua94], ist nämlich bei der Übertragung der Schubkräfte aus Torsion und Querkraften in der Fuge zu beachten, dass nach der Fugenöffnung große Anteile dieser Kräfte auch im Bereich der Platten bzw. Plattenvouten übertragen werden. Daraus resultieren zusätzliche schiefe Hauptmomente. Speziell in der ersten Fuge neben den Stützen von Durchlaufträgern kommt es zu hohen Plattenbeanspruchungen, für die ein Nachweis erforderlich wird. Eine Querbiegung in den Platten muss also nachgewiesen werden. Wie später noch gezeigt wird, ist dieser Nachweis jedoch auf die Vereinfachungen, die dem gewählten Rechenmodell zugrunde lagen, zurückzuführen.

2.5.4 Bemessungskonzept nach DIN 4227, Teil 3

Die als Vornorm im Dezember 1983 veröffentlichte DIN 4227, Teil 3 regelt die Bemessung und Ausführung von Fugen bei Bauteilen in Segmentbauart. Sie wurde jedoch im März 1996 zurückgenommen und durch die Empfehlungen des Deutschen Betonvereins [DBV 99] ersetzt. Dennoch soll das in dieser Norm vorhandene Bemessungskonzept zur Fugenbemessung vorgestellt werden.

Segmentfugen müssen nach DIN 4227 als Press- oder Verfüllfugen ausgeführt werden, Trockenfugen sind nicht zugelassen. Wird eine Verzahnung der Fugen nach Abb. 2.14 vorgesehen, so bedürfen die Schubnocken keiner besonderen Bemessung mehr. Im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit und im Bauzustand dürfen sich die Fugen nicht öffnen, es ist daher eine Mindest-Druckspannung von $\sigma_n = -1,0 \text{ N/mm}^2$ vorzusehen. Die Vorspannung erfolgt intern und mit nachträglichem Verbund. Für die Querkraftübertragung in den Fugen ist im rechnerischen Bruchzustand der Nachweis der schiefen Hauptspannungen nach DIN 4227, Teil 1 zu führen. Zusätzlich muss für die Fugentragfähigkeit nach Abb. 2.26 nachgewiesen werden, dass die Druckstrebenkräfte F_{cd} über

die Fuge übertragen werden können. Dies geschieht anhand eines Spannungsnachweises für die Druckspannung σ_2 aus Abb. 2.26:

$$\sigma_2 = \frac{F_{cd}}{A} \leq 0,43 \cdot f_{ck} \dots\dots\dots \text{Gl. 2.26}$$

mit: $\Sigma F_{cd} = \frac{V}{\sin \alpha}$ resultierende Druckstrebenkraft

V einwirkende Querkraft

α Druckstrebenneigung (darf mit 45° angesetzt werden)

A projizierte Fläche der Schubnocke nach Abb. 2.26

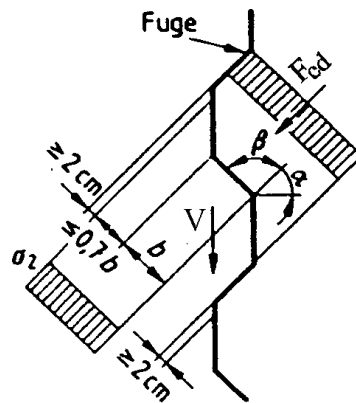


Abb. 2.26: Nachweis der Querkraftübertragung in den Pressfugen nach DIN 4227, Teil 3

Im Vergleich zu einem monolithischen Bauteil unterscheidet sich die Bemessung von Segmentbauteilen hier nur durch einen zusätzlichen Nachweis zur Übertragung der Druckstrebenkräfte über die Fuge. Dabei wird von einer möglichen Festigkeitsschwächung im Fugenbereich ausgegangen und für den Bemessungswert der Betondruckfestigkeit $\sigma_{cd} = 0,43 f_{ck}$ angesetzt. Segmentbauteile mit Pressfugen werden hier bei der Schub- und Torsionsbemessung wie monolithische Bauteile behandelt, deshalb ist der Nachweis der schiefen Hauptspannungen nach DIN 4227, Teil 1 zu führen. Dies erscheint im Hinblick auf die Vorspannung mit nachträglichem Verbund gerechtfertigt. Daher kann dieses Bemessungskonzept nicht direkt mit der Bemessung nach AASHTO 89 (kein Nachweis für Epoxidharzfugen) oder DBV 99 (ausschließlich externe Vorspannung) verglichen werden.

2.5.5 Vergleich der Bemessungskonzepte

Obwohl die Voraussetzungen für die Anwendung der vorgestellten Bemessungskonzepte unterschiedlich sind, werden sie hier am Beispiel einer bestehenden Segmentbrücke („Second Stage Expressway System“ in Bangkok, s. Abb. 2.4) miteinander verglichen. In Abb. 2.27 ist die aufnehmbare Schubkraft in Abhängigkeit von der Normalspannung aufgetragen. Man erkennt deutlich den Unterschied zwischen dem Bemessungskonzept nach AASHTO 89, wo die Schubtragfähigkeit der Feinprofilierung bei der Bemessung berücksichtigt wird und der Bemessung nach DBV 99, bei der die Schubkraft nur über Reibung über die Fuge übertragen wird. Im Bereich kleiner Vorspannung ergibt sich dadurch eine erheblich geringere Schubkraft. Für die Bemessung nach DIN 4227, Teil 3 ergibt sich ein von der Druckspannung unabhängiger Wert, da die maximal aufnehmbare Schubkraft in der Fuge nur durch die Betonfestigkeit bestimmt wird (s. Kapitel 2.5.4).

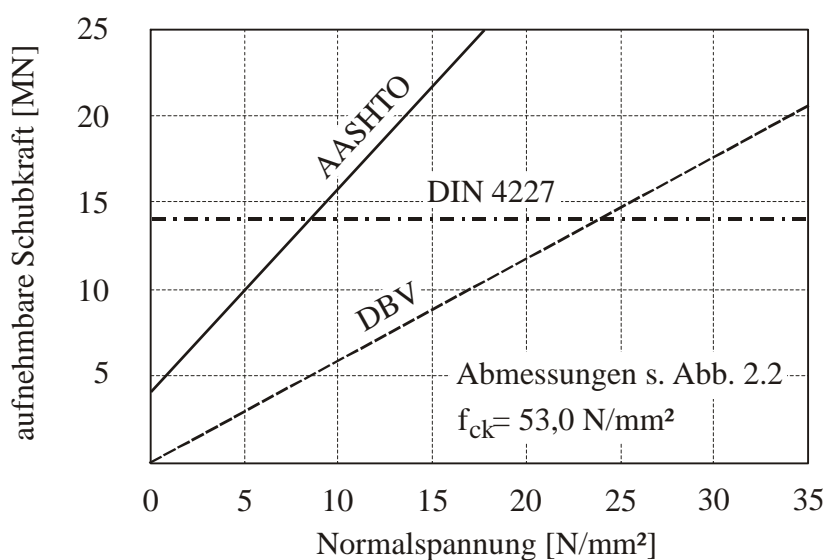


Abb. 2.27: Vergleich der Bemessungskonzepte am Beispiel einer Segmentbrücke in Bangkok

Die hier aufgezeigten Unterschiede zwischen den vorhandenen Bemessungskonzepten zeigen, dass es keine einheitliche Bemessungsgrundlage für extern vorgespannte Segmentbrücken gibt. Die Bemessungskonzepte variieren sowohl in den Annahmen und Voraussetzungen als auch in den Berechnungsgleichungen. Während nach AASHTO 89 nur für Trockenfugen ein Nachweis gefordert wird, sind nach DBV 99 nur verklebte Fugen zugelassen. Die Begrenzung der Fugenöffnung und die Annahme eines sehr spröden Tragverhaltens nach DBV 99 stehen im Widerspruch zur Bemessung in Frank-

reich und den USA, bei der eine Umlagerung der Schnittgrößen auch im Segmentbrückenbau zulässig ist. In diesen Konzepten ist jedoch kein Nachweis für die Tragfähigkeit verklebter Fugen vorgesehen. Es wird deutlich, dass hinsichtlich des Einflusses der Fugen auf die Tragfähigkeit von Segmentbrücken Klärungsbedarf besteht.

3 Zum Tragverhalten extern vorgespannter Segmentbrücken

Extern vorgespannte Segmentbrücken unterscheiden sich aufgrund der Fugen grundlegend von monolithischen Bauwerken. Überschreitet das einwirkende Moment das Dekompressionsmoment, öffnen sich die Fugen. Das Tragverhalten entspricht zunächst dem einer monolithischen Brücke mit externer Vorspannung, wenn das Rissmoment nicht überschritten wird. Neben der Tatsache, dass der Wert des Dekompressionsmomentes einer Segmentbrücke mit Trockenfugen zwangsläufig unter dem des Rissmomentes einer monolithischen Brücke liegt, besteht der Hauptunterschied beider Bauweisen darin, dass bei einer Segmentbrücke keine im Verbund liegende Bewehrung zwischen den Segmenten vorhanden ist. Dadurch ist es nicht möglich, die Rissbreite und damit die Fugenöffnung zu beschränken und es stellt sich zwangsläufig ein von einem monolithischen Bauwerk abweichendes Tragverhalten ein.

Deshalb wird in diesem Kapitel zunächst das Tragverhalten der Gesamtkonstruktion mit Hilfe von FE-Berechnungen untersucht, um das globale Verhalten einer Segmentbrücke und den Einfluss der Fugen auf die Verformungen zu bestimmen. Die Berechnungen werden anhand eines Großversuches verifiziert und bilden somit die Grundlage für die Untersuchungen in den folgenden Kapiteln.



Abb. 3.1: Segmentbrücke des “Second Stage Expressway” in Bangkok

3.1 Wahl des Berechnungsmodells

Um die Untersuchungen an einem möglichst praxisorientierten Beispiel durchzuführen, wird eine bereits in Bangkok ausgeführte Segmentbrücke mit externer Vorspannung („Second Stage Expressway“ [Rom95], Abb. 3.1) als Grundlage des Berechnungsmodells gewählt. Sowohl die Querschnittsform als auch Spannweite und Spanngliedführung entsprechen einer typischen in Segmentbauweise errichteten, einfeldrigen Brücke. Die Abmessungen, der Verlauf der Spannglieder und die Vorspannkkräfte dieser Brücke sind in der Literatur angegeben ([Tak94, Rom95]) und können somit bei der Modellierung berücksichtigt werden. Alle Berechnungen wurden mit dem Programmsystem ANSYS [Ans00], einem 1970 von John Swanson entwickelten, allgemeinen FE-Programm durchgeführt.

Als statische Systeme für die numerischen Berechnungen wurden sowohl ein Einfeld- als auch ein Zweifeldträger ausgewählt. Dabei ist es für den Zweifeldträger ausreichend, aus Symmetriegründen nur eine Hälfte abzubilden. Ersatzweise wird also ein einseitig eingespannter Einfeldträger untersucht. Auf die Modellierung eines über mehrere Felder durchlaufenden Systems wird verzichtet, da die Ergebnisse eines Zweifeldträgers gut auf die eines Mehrfeldträgers übertragbar sind. Mögliche statische Systeme im Bauzustand (z. B. Kragarm beim Freivorbau) werden bei den Berechnungen nicht betrachtet, da im Bauzustand im Allgemeinen keine Torsionsbeanspruchung auftritt. Alle Bemessungskonzepte fordern außerdem eine Mindestüberdrückung im Bauzustand bzw. im Gebrauchszustand, sodass sich das System vollständig im überdrückten Bereich befindet und wie ein monolithisches bemessen werden kann.

Die Feldlänge der gewählten Systeme beträgt wie bei der in Bangkok errichteten Segmentbrücke $l = 43,25$ m und entspricht, verglichen mit bereits ausgeführten Segmentbrücken, einem üblichen Wert. Die Länge der Segmente wird durch die Transportkapazitäten bestimmt und beträgt im Fall der Brücke aus Bangkok $l_{\text{seg}} = 3,4$ m. Dieser Wert wurde für die Berechnung übernommen. Die Spannglieder werden im Inneren des Hohlkastens so geführt, dass ihr Verlauf näherungsweise der Momentenlinie aus Eigengewicht entspricht. Da externe Spannglieder nur an den Anfangs-, End- und Umlenksegmenten mit dem Überbau verbunden sind, kann der Verlauf lediglich polygonal der Momentenlinie angepasst werden. Aufgrund der geraden Anzahl an Segmenten und der Anordnung von drei Umlenkpunkten ist der Spanngliedverlauf nicht genau symmetrisch (s. Abb. 3.2). Die Überstände werden bei der Modellierung nicht berücksichtigt. Im Auflagerbereich ist eine Querscheibe zur Verankerung der Spannglieder angeordnet.

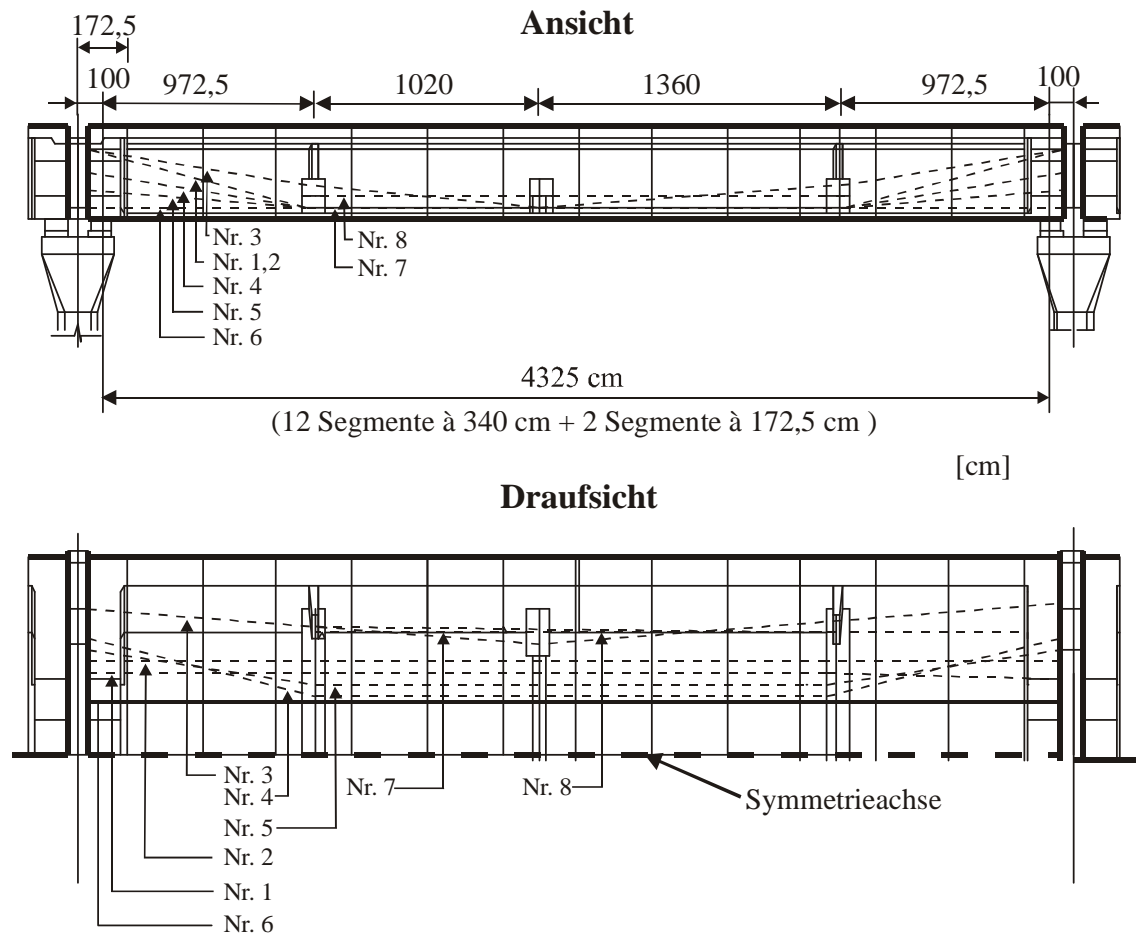


Abb. 3.2: System und Spanngliedverlauf des „Second Stage Expressway“ in Bangkok [Rom95]

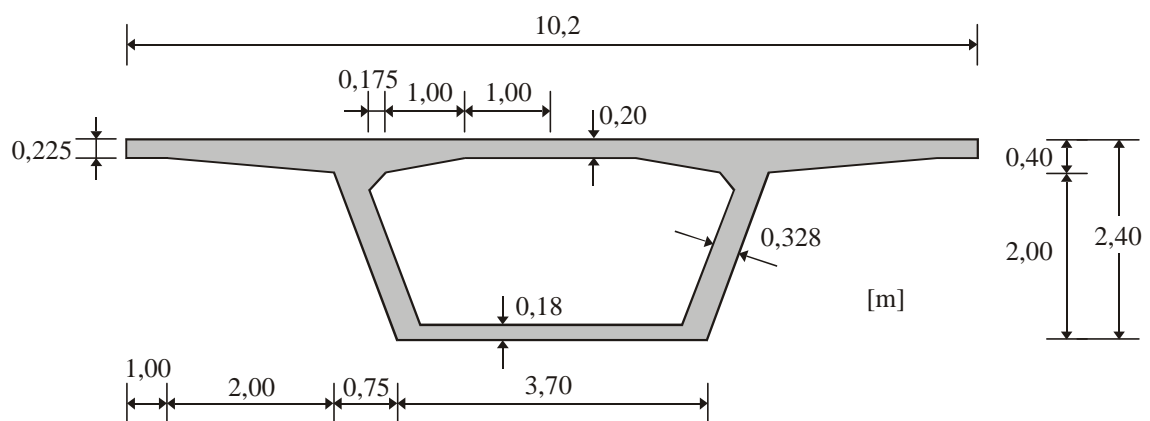
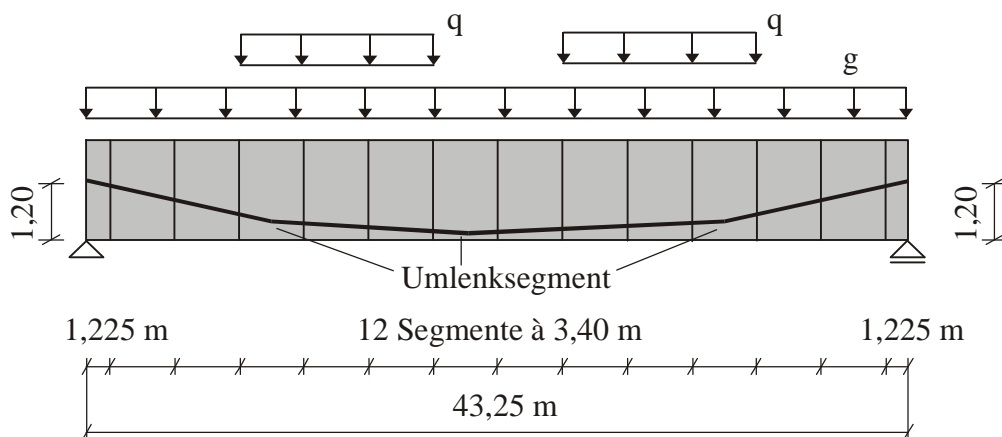


Abb. 3.3: Querschnitt und Abmessungen der modellierten Segmentbrücke

In den Abb. 3.3 und 3.4 sind neben dem gewählten Spanngliedverlauf für die berechneten Systeme die Abmessungen, die Aufteilung der Segmente über die Länge und die Belastungen dargestellt. Dabei wird der Einfeldträger abgesehen von den Einwirkungen

aus Eigengewicht und Vorspannung so beansprucht, dass sich im Bereich großer Momente keine Querkräfte aus veränderlichen Lasten ergeben. Der Mehrfeldträger wird dagegen neben der Vorspannung mit einer Gleichstreckenlast aus Eigengewicht und Verkehr beansprucht. Radlasten werden nicht angesetzt.

Einfeldträger:



Mehrfeldträger (Abmessungen und Segmentanordnung wie beim Einfeldträger):

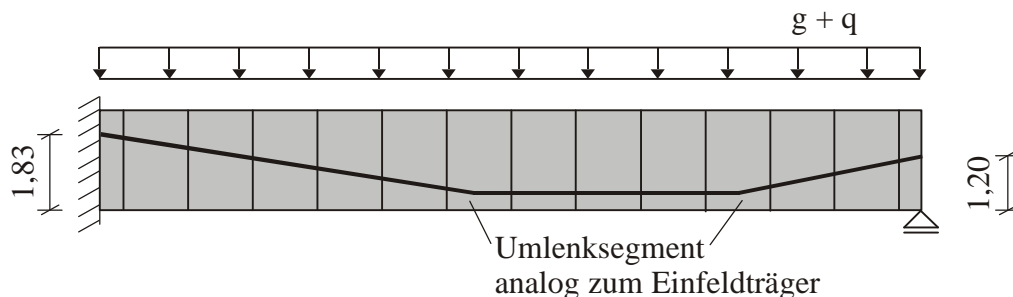


Abb. 3.4: Abmessungen, System und Belastungen für die FE-Berechnungen zur Analyse des Tragverhaltens der Gesamtkonstruktion

3.1.1 Diskretisierung mit finiten Elementen

Für den Hohlkasten der Segmentbrücke wurden zweidimensionale Schalenelemente verwendet. Da das spezielle Tragverhalten auf Torsion und Querkraft nicht Gegenstand der Untersuchungen in diesem Kapitel ist (s. dazu Kapitel 4), wird auf eine Berücksichtigung der Feinprofilierung in den Fugen und dem damit verbundenen Diskretisierungsaufwand verzichtet. Dadurch erhält man eine ebene Fugenoberfläche. Die Kraftübertragung in diesen Fugen, die durch Normal- und Schubkräfte beansprucht werden, wurde

mit Hilfe von Kontaktelementen modelliert. Für die Spannglieder werden Stabelemente gewählt. Mögliche Spannkraftverluste infolge Reibung an den Umlenksätteln werden dabei nicht berücksichtigt. Das gewählte Elementnetz für die untersuchte Segmentbrücke ist in Abb. 3.5 dargestellt.

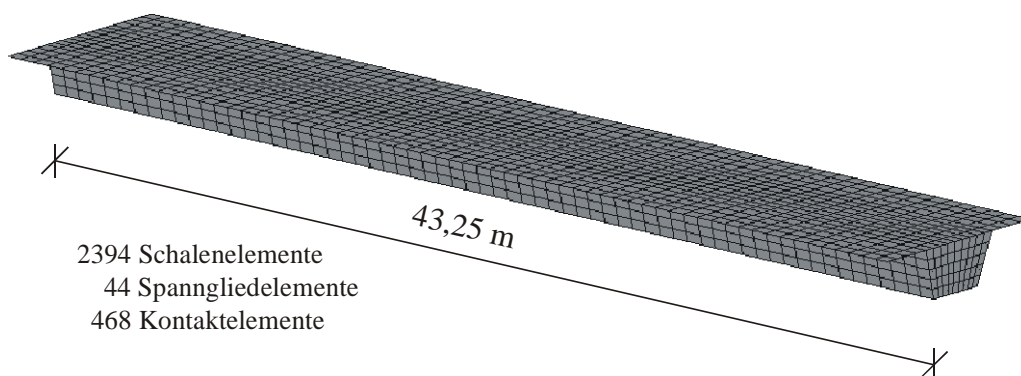


Abb. 3.5: Elementnetz des Berechnungsmodells

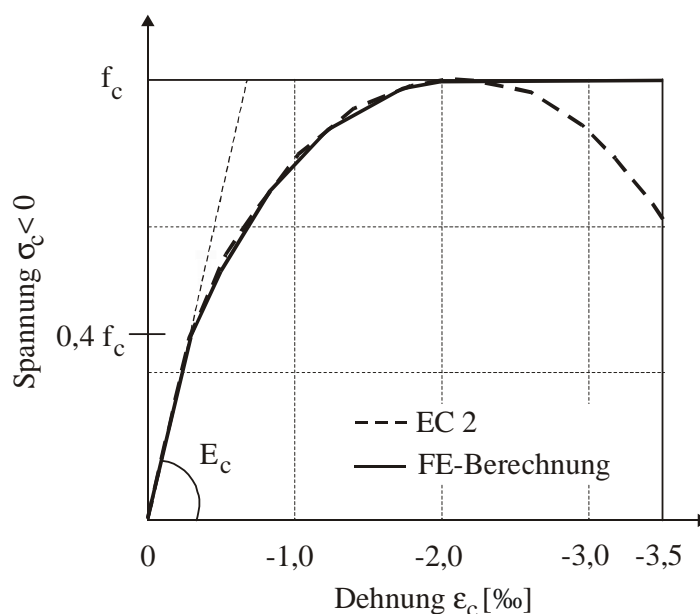


Abb. 3.6: Spannungs-Dehnungs-Beziehung für Beton nach Eurocode 2, Teil 1, Bild 4.1

3.1.2 Materialverhalten der finiten Elemente

– Beton:

Alle Modellversuche an Segmentbrücken haben gezeigt, dass das Trag- und Verformungsverhalten der Gesamtkonstruktion hauptsächlich durch die Fugen bestimmt wird

und sich die Rissbildung auf den Fugenbereich konzentriert. Für die Analyse des Gesamtsystems ist deshalb eine einfache nichtlineare Spannungs-Dehnungs-Beziehung für Beton nach Abb. 3.6 ausreichend. Das komplexe Tragverhalten von Beton durch die Möglichkeit des Aufreißens muss hier nicht berücksichtigt werden.

- Spannglieder

Da sich die Zunahme der Spannstahldehnung bei externer Vorspannung ohne Verbund über die gesamte Länge erstreckt, wird im Grenzzustand der Tragfähigkeit die Fließgrenze des Spannstahls oft nicht erreicht. Belastet man die Brücke jedoch weiter bis zum Bruch, ist die Annahme eines rein linear-elastischen Stoffgesetzes nicht richtig, weil sich erst durch große Verformungen des Spannstahls im plastischen Bereich große Rotationen in den Fugen ergeben können, die letztendlich zum Versagen der Betondruckzone führen. Deshalb wird für die Spannglieder ein ideal-elastisches, ideal-plastisches Stoffmodell nach Abb. 3.7 gewählt.

Aufgrund der externen Vorspannung sind die Spannglieder nur an den Anfangs-, End- und Umlenksegmenten mit dem Überbau verbunden. Im Berechnungsmodell wird diese Verbindung durch eine Kopplung der Verschiebungen der Knoten des Überbaus mit den Knoten der Spanngliedelemente gebildet.

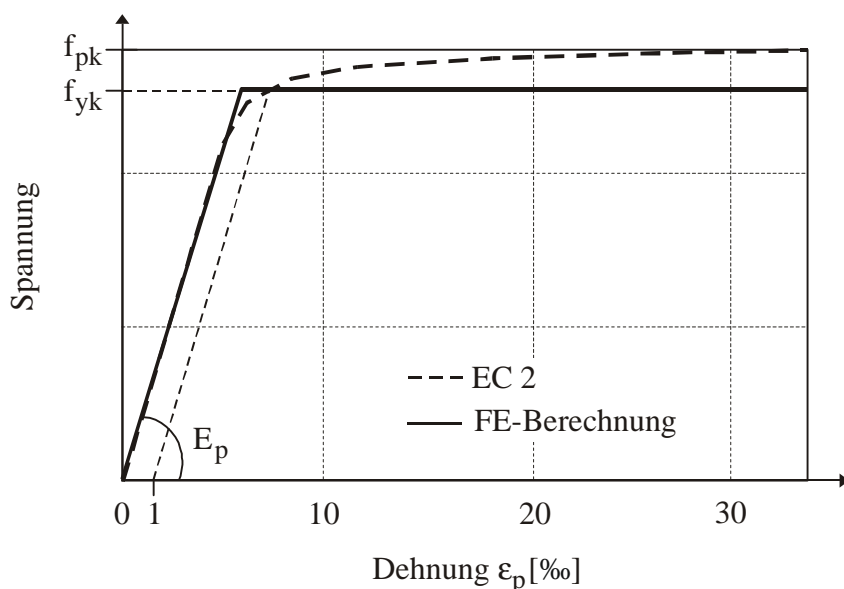


Abb. 3.7: Spannungs-Dehnungs-Beziehung für Spannstahl nach Eurocode 2, Teil 1, Bild 4.5

– Kontaktelemente

Kontaktelemente werden zur Beschreibung des Fugenverhaltens eingesetzt. Sie repräsentieren zwei Oberflächen, die entweder im Kontakt miteinander stehen oder sich öffnen können. Sind die Oberflächen miteinander in Kontakt, können sie sich zusätzlich gegeneinander verschieben. Das Kontaktelement entspricht dann einem Federelement mit der Möglichkeit, senkrecht zur Feder Kräfte aufzunehmen. Die Schubkraftübertragung erfolgt über Coulombsche Reibung im Druckbereich.

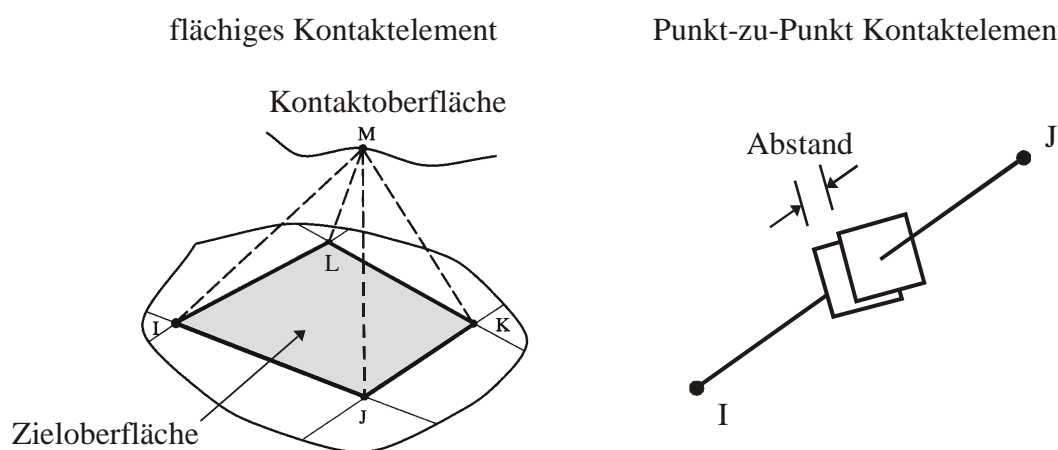


Abb. 3.8: Definition von Kontakt- und Zieloberflächen bei einem flächigen Kontaktelement und einem Punkt-zu-Punkt Kontaktelement [Ans00]

Das Programm ANSYS bietet zwei unterschiedliche Möglichkeiten, den Kontakt abzubilden. Es wird zwischen einem flächigen und einem Punkt-zu-Punkt Kontaktelement unterschieden (s. Abb. 3.8). Ein flächiges Kontaktelement wird durch eine Kontaktoberfläche und eine Zieloberfläche definiert. Durch die relative Position der Knoten der Kontaktoberfläche zu den Linien und Flächen der Zieloberfläche wird der Kontakt und die Übertragung von Spannungen und Verformungen bestimmt. Die Verwendung dieser Art von Kontaktelementen ist sinnvoll, wenn der exakte Kontaktpunkt vor Beginn der Berechnungen nicht genau bekannt ist. Dadurch kann es jedoch zu einer sehr großen Anzahl an Elementen kommen. Sind dagegen die Kontaktpunkte vor der Berechnung bekannt und ändern sich diese im Laufe der Berechnung nicht, ist die Verwendung von Punkt-zu-Punkt Kontaktelementen günstiger. Weil diese Kontaktelemente zwischen den einzelnen Knoten der beiden Oberflächen definiert werden, ist die Lage der einzelnen Elemente genau bekannt (s. Abb. 3.8). Weitere Vorteile liegen in der verbesserten Auswertmöglichkeit und Übersicht der Ergebnisse. Aus diesem Grund wurden alle Berech-

nungen, sofern nicht anders angegeben, mit Punkt-zu-Punkt Kontaktelementen durchgeführt.

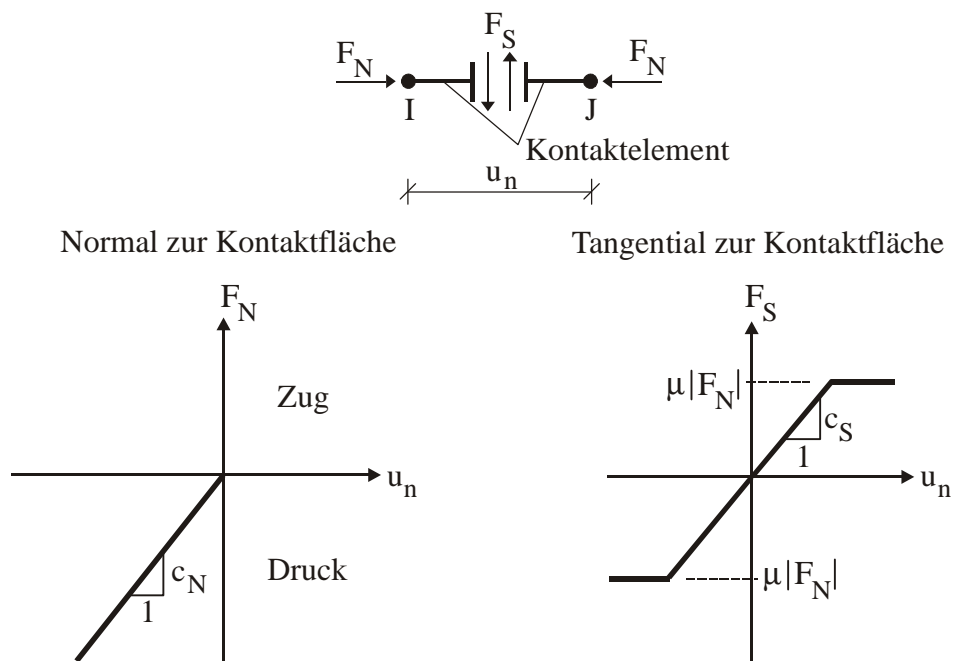


Abb. 3.9: Kraft-Verschiebungs-Beziehungen für das Kontaktelement [Ans00]

Abb. 3.9 zeigt die Kraft-Verschiebungs-Beziehungen für das gewählte Kontaktelement. Die Verformung senkrecht zur Fuge ist proportional zur vorhandenen Normalkraft. Wird die Normalkraft positiv, öffnet sich die Fuge und es werden keine Kräfte mehr übertragen. Tangential zur Kontaktfläche können generell Schubkräfte auftreten. Nach dem Erreichen der maximalen Schubkraft, die über einen Reibungskoeffizienten direkt proportional zur Normalkraft ist, tritt Gleiten auf. Der Wert für den Reibungskoeffizienten μ ergibt sich aus den in Kapitel 2 vorgestellten Versuchen. Er bestimmt die maximal mögliche Schubkraft, die über ein Kontaktelement übertragen werden kann.

Die Kontaktelemente werden durch zwei Federsteifigkeiten definiert. Die Steifigkeit senkrecht zur Oberfläche (Normalsteifigkeit c_N) orientiert sich an der Steifigkeit der Kontaktflächen (hier: E-Modul des Betons) und der charakteristischen Kontaktlänge h , die von der Größe der Zieloberfläche abhängig ist.

$$h = \sqrt{\text{Zieloberfläche}} \dots\dots\dots \text{Gl. 3.1}$$

Eine zu gering gewählte Normalsteifigkeit führt dazu, dass sich die Oberflächen gegenseitig durchdringen, ein zu hoch gewählter Wert führt zu einem zu steifen System. Die Definition der Schubsteifigkeit c_S erfolgt über die relative Gleitverschiebung der anei-

mandergrenzenden Oberflächen, die proportional zur Schubbeanspruchung in der Fuge wächst. Der gewählte Wert wurde aus [Kup82] übernommen und basiert auf Versuchsergebnissen. Über die Schubsteifigkeit wird die Größe der relativen Gleitverschiebung bestimmt, d. h. ein geringer Wert bewirkt eine größere Verschiebung der Oberflächen gegeneinander.

In Tabelle 3.1 sind die den Berechnungen zugrunde gelegten Materialkennwerte für das Kontaktelement zusammengefasst.

Reibungskoeffizient μ	Normalsteifigkeit c_N	Schubsteifigkeit c_S
0,7	$E_c \cdot h$	15000 N/mm

Tabelle 3.1: Materialkennwerte für das Kontaktelement

3.2 Ergebnisse der FE-Berechnungen

3.2.1 Einfeldträger

Um das Tragverhalten von Segmentbrücken über den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit hinaus zu untersuchen, wurden in den Berechnungen zunächst Eigengewicht und Vorspannung aufgebracht und anschließend die Verkehrslast in kleinen Lastschritten so weit gesteigert, bis die Brücke versagte. Der Bruch trat jeweils durch das Versagen der Biegedruckzone ein.

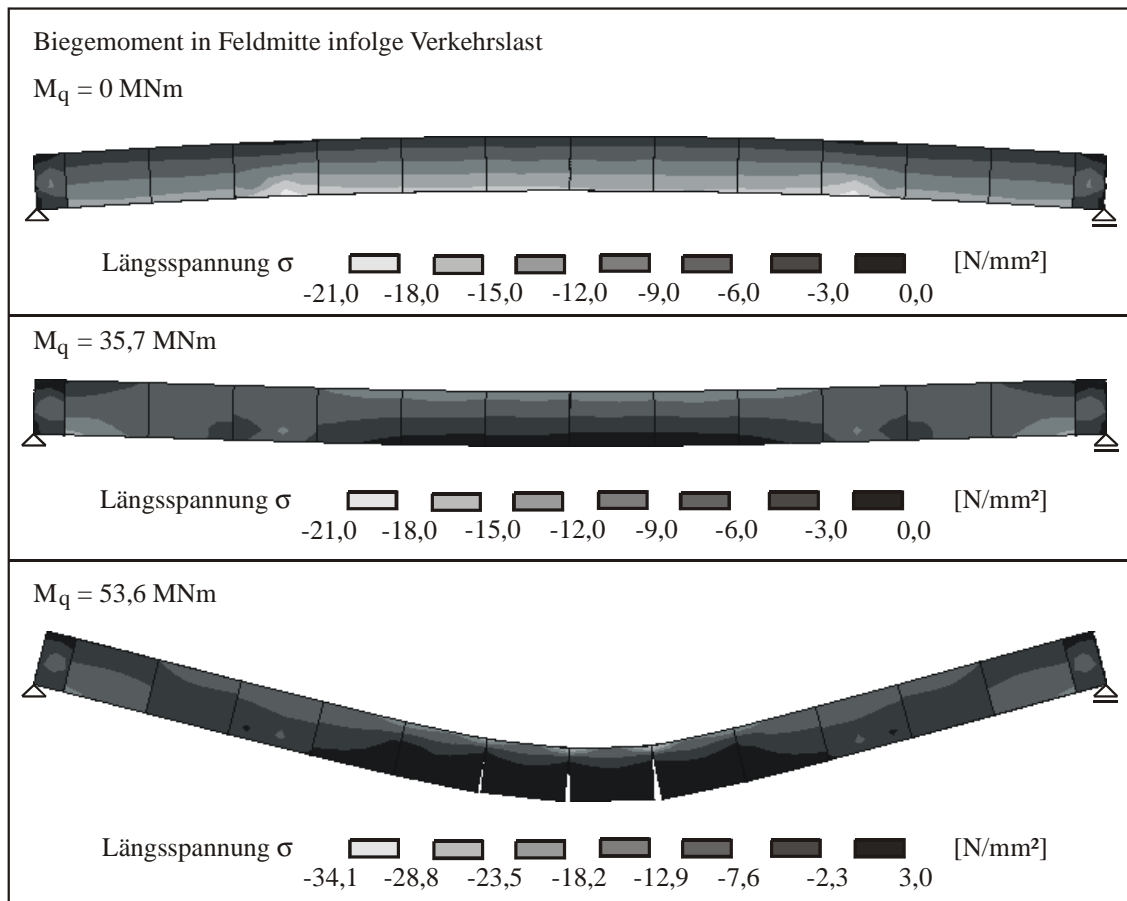


Abb. 3.10: Spannungsverteilung in Längsrichtung, Verformungen und Fugenöffnung des Einfeldträgers für verschiedene Lastschritte in stark überhöhter Darstellung

In Abb. 3.10 sind für den Einfeldträger die Spannungsverteilung in Längsrichtung und die Verformungen für verschiedene Lastschritte dargestellt. Weil in den Segmentfugen keine Zugspannungen übertragen werden können, ist hier der Abstand der Biegerisse

mit dem Fugenabstand identisch. Sobald das Dekompressionsmoment überschritten wird, öffnen sich die Fugen in Feldmitte. Die größte Fugenöffnung ergibt sich dabei für einen Einfeldträger in Feldmitte. Die Öffnung der Fugen ist jedoch nicht auf die Mittelfuge beschränkt, sondern erstreckt sich über mehrere Fugen im Bereich der größten Biegebeanspruchung. Diese Verteilung ist abhängig von der Lage der Spannglieder im Querschnitt und der Anordnung der Umlenkpunkte. Da keine im Verbund liegende Bewehrung zwischen den Segmenten vorhanden ist, können sich die Fugen bei weiterer Laststeigerung ungehindert öffnen, bis nur noch die Fahrbahnplatte zur Übertragung der Druckkräfte vorhanden ist. Das Öffnen der Fugen kann nicht begrenzt werden, wodurch sich im Feld Rotationsgelenke in den Fugen ausbilden. Große Bereiche des Trägers bleiben dadurch bis zum Bruch im ungerissenen Zustand. Die Verformungen des Gesamtsystems werden somit maßgeblich durch die Fugen beeinflusst.

Der Verlauf der Durchbiegungen in Feldmitte ist in Abb. 3.11 in Abhängigkeit vom einwirkenden Moment aus den veränderlichen Lasten in Feldmitte dargestellt. Unter der Einwirkung von Eigengewicht und Vorspannung ist der Querschnitt vollständig überdrückt. Wird die veränderliche Last gesteigert, öffnen sich die Fugen. Die Verformungen in Abb. 3.11 sind auf den Gebrauchszustand normiert. Es sind nur die Werte infolge der veränderlichen Last dargestellt.

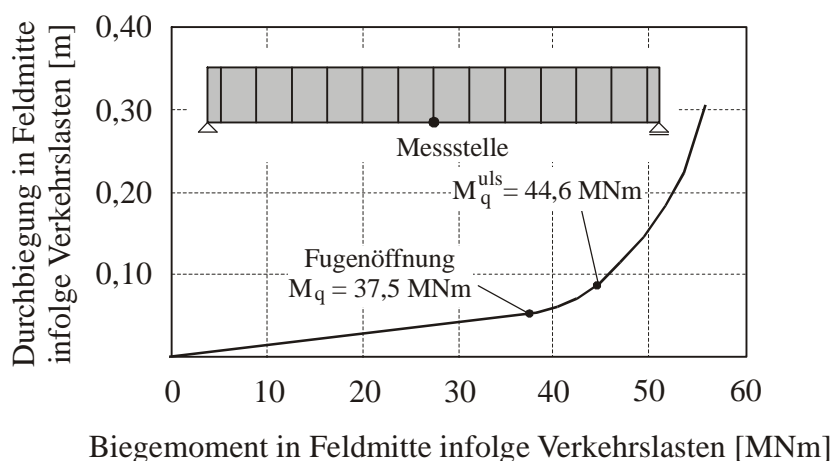


Abb. 3.11: Verlauf der Durchbiegung in Feldmitte des Einfeldträgers in Abhängigkeit vom Biegemoment aus der veränderlichen Last

Solange die Fugen geschlossen sind, nehmen die Durchbiegungen wie bei einem monolithischen Tragwerk linear mit der Beanspruchung bzw. dem Biegemoment zu. Bei weiterer Laststeigerung öffnen sich die Fugen zunächst langsam, dann jedoch innerhalb weniger Lastschritte bis zur Fahrbahnplatte. Dies führt zu einer großen Steifigkeitsver-

minderung und damit zu einer überproportionalen Zunahme der Durchbiegung. Bei geschlossenen Fugen ist der gesamte Querschnitt der Segmentbrücke für den Lastabtrag wirksam, bei geöffneten Fugen trägt dagegen lediglich die im Druckbereich verbleibende Fahrbahnplatte zusammen mit den Spanngliedern als Zwei-Punkt-Querschnitt mit einer deutlich geringeren Biegesteifigkeit. Wird die Last weiter gesteigert, wandert die Nulllinie nur noch geringfügig nach oben und der Hebelarm bleibt nahezu konstant. Die verminderte Steifigkeit bleibt so im Wesentlichen erhalten. Da in diesem Zustand noch keine Fließgrenzen erreicht sind, ergibt sich wieder ein nahezu linearer Zusammenhang zwischen dem Biegemoment und der Durchbiegung. Der Bruch tritt mit Erreichen der maximal aufnehmbaren Betondruckspannungen in der Fahrbahnplatte ein.

Die Breite der Fugenöffnungen in Feldmitte, in Abb. 3.12 dargestellt über dem Verlauf der Biegemomente aus veränderlichen Lasten, verdeutlicht die Tatsache, dass sich die Fugen innerhalb weniger Lastschritte bis zur Fahrbahnplatte öffnen. Die maximale Öffnung kurz vor dem Bruch beträgt hier 3,0 cm.

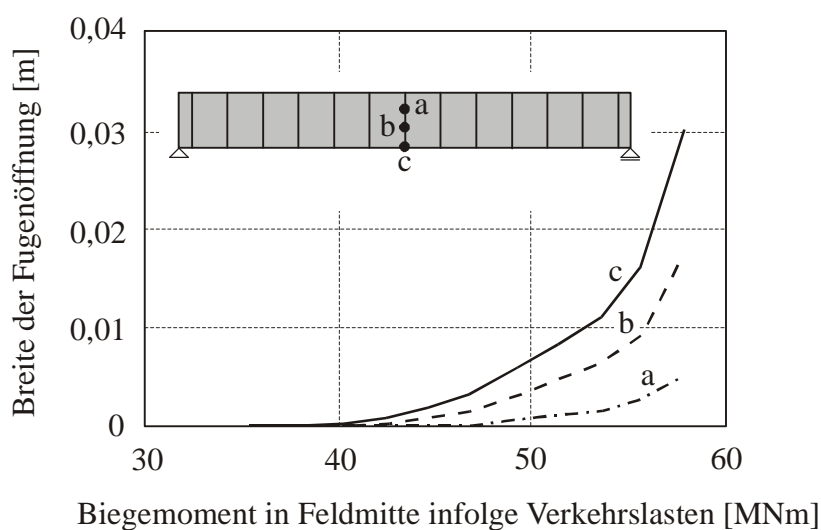


Abb. 3.12: Breite der Fugenöffnung in Feldmitte des Einfeldträgers

3.2.2 Mehrfeldträger

Beim Mehrfeldträger bzw. beim einseitig eingespannten Einfeldträger öffnen sich im Bruchzustand sowohl die Fugen im Feld als auch über der Stütze. In Abb. 3.13 sind die Spannungsverteilung in Längsrichtung und die Verformungen für verschiedene Lastschritte dargestellt. In diesem Beispiel öffnet sich zunächst die Fuge neben der Einspannung, bei weiterer Laststeigerung dann die erste Fuge im Feld. Infolge des negativen

Biegemomentes über der Stütze öffnet sich nur die Fuge direkt neben der Einspannung, die zweite Fuge ist bereits vollständig überdrückt, da der Momentengradient des Stützmomentes sehr groß und auch hier die Rissbildung wiederum nur auf die Fugen beschränkt ist.

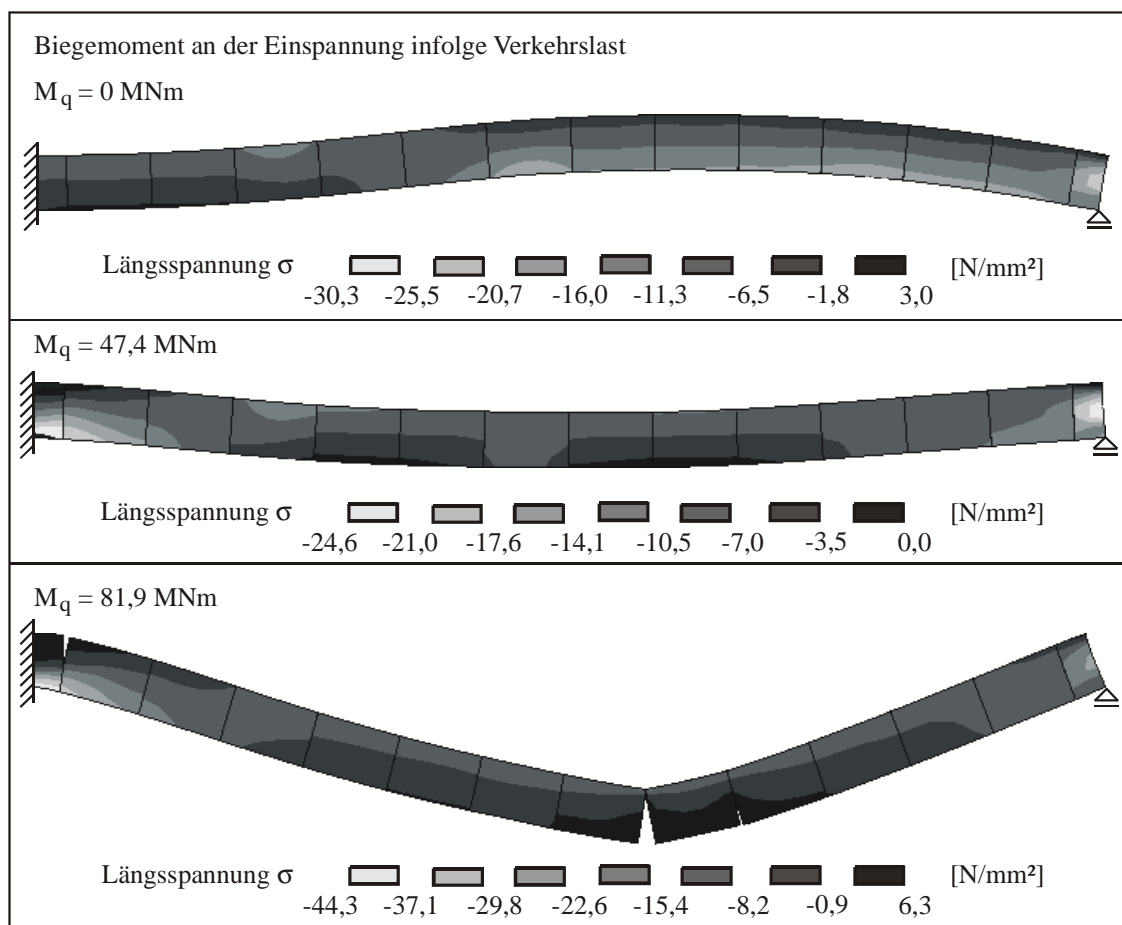


Abb. 3.13: Spannungsverteilung in Längsrichtung, Verformungen und Fugenöffnung des Mehrfeldträgers für verschiedene Lastschritte in stark überhöhter Darstellung

Im Feldbereich öffnen sich mehrere aneinandergrenzende Fugen. Nachdem sich die am stärksten beanspruchte Fuge im Feld innerhalb weniger Lastschritte bis zur Fahrbahnplatte geöffnet hat, bildet sich dort ein lokales Rotationsgelenk zur Aufnahme der großen Verformungen. Aus diesem Grund ist der Wert für die Größe der Fugenöffnung in der Feldfuge mit 3,3 cm auch wesentlich höher als der in der Stützfuge von 1,3 cm (s. Abb. 3.14). Durch die Lage der Spannglieder, der Umlenksegmente und der ersten Fuge neben der Einspannung kann die Verteilung der Fugenöffnung auch so beeinflusst werden, dass sich bei einem Mehrfeldsystem die Fugen im Feld zuerst öffnen.

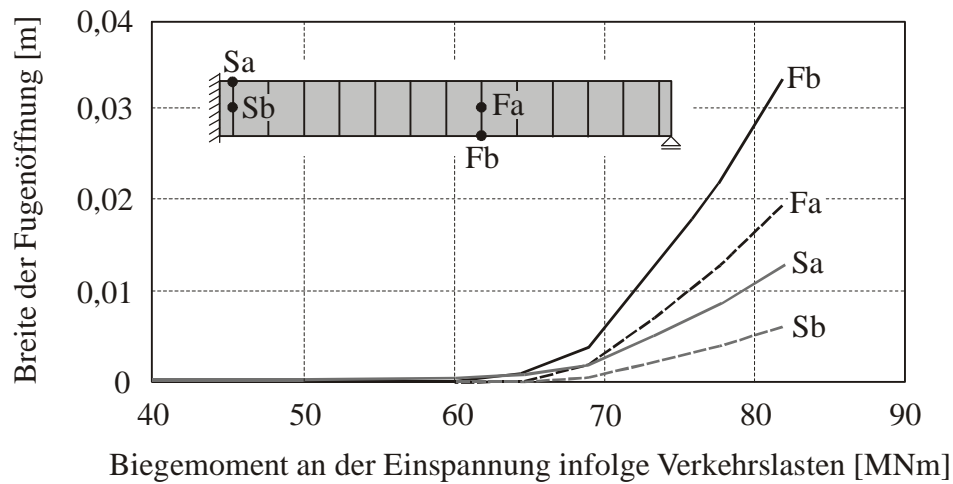


Abb. 3.14: Größe der Fugenöffnung über der Stütze und im Feld des Mehrfeldträgers

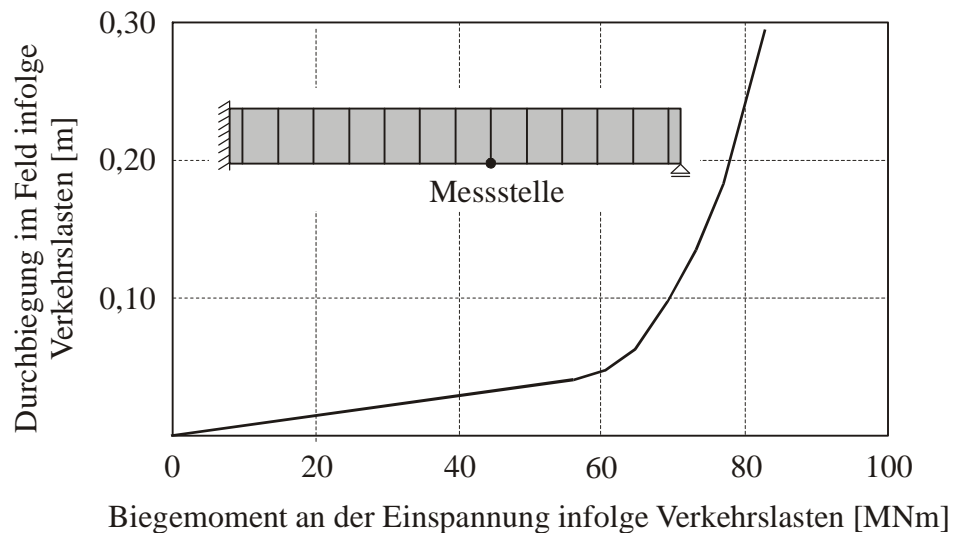


Abb. 3.15: Verlauf der Durchbiegung im Feld des Mehrfeldträgers in Abhängigkeit vom Biegemoment aus der veränderlichen Last

Da die Durchbiegung direkt an der Stütze aufgrund des statischen Systems relativ klein ist, werden hier die Verformungen im Feld des Mehrfeldträgers betrachtet (s. Abb. 3.15). Es ergibt sich wiederum der für eine Segmentbrücke typische bilineare Verlauf zwischen den Verformungen und der Beanspruchung. Der Bruch tritt durch das Versagen der Biegedruckzone ein.

Im Unterschied zum Einfeldträger kommt es beim Mehrfeldträger durch die Fugenöffnung zur Umlagerung der Momente. In Abb. 3.16 sind die Momente in den Fugen für verschiedene Lastfälle für den Mehrfeldträger und für das monolithische Vergleichsmodell dargestellt. Dabei ergibt sich aufgrund der Anordnung der externen Vorspannung

kein gleichmäßiger Momentenverlauf. Solange alle Fugen vollständig überdrückt sind, ergeben sich keine Unterschiede zwischen dem monolithischen Modell und der Segmentbrücke. Die Öffnung der Fugen, zunächst neben der Einspannung, dann im Feld, bewirkt eine Umlagerung der Momente gegenüber den nach der Elastizitätstheorie ermittelten Werten. Da sich im Feld unter der einwirkenden Beanspruchung mehrere nebeneinanderliegende Fugen öffnen, sinkt die Steifigkeit hier deutlich als im Bereich negativer Biegemomente, die nur die Öffnung der Fuge direkt neben der Einspannung bewirken. Dadurch kommt es zu einer Momentenumlagerung vom Feld zur Stütze. Im Vergleich zu einem monolithischen Träger sinkt das Moment im Feldbereich, während es über der Stütze zunimmt.

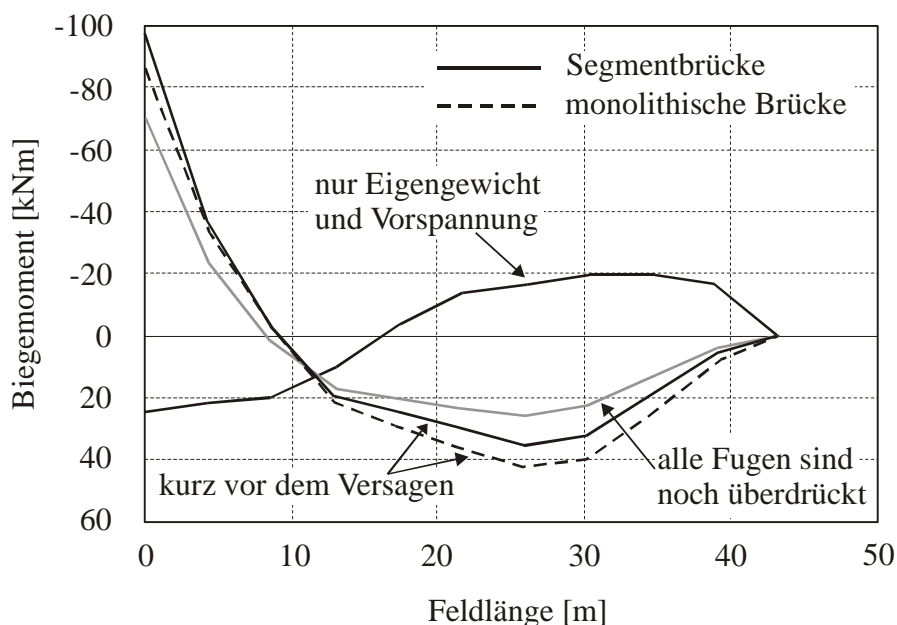


Abb. 3.16: Vergleich des Momentenverlaufs in den Fugen zwischen dem Mehrfeldträger der Segmentbrücke und dem monolithischen Vergleichsmodell

3.3 Verifikation

Aufgrund der geometrisch und stofflich nichtlinearen Berechnungen ist eine Verifikation der Ergebnisse erforderlich, die im Rahmen dieser Arbeit anhand des von Takebayashi et. al. in [Tak94] beschriebenen Großversuches an einer einfeldrigen Segmentbrücke mit Trockenfugen erfolgt. Im Zuge des „Second Stage Expressway“, einer 32 km langen Hochstraße in Bangkok, die in Segmentbauweise errichtet worden ist, wurde ein ganzes Feld der extern vorgespannten Segmentbrücke mit einer Länge von $l = 43,25$ m zu Versuchszwecken aufgebaut. Ziel der Untersuchungen war es, das Tragverhalten im Grenzzustand der Tragfähigkeit, die Spannkraftverluste unter kriecheerzeugenden Lasten und das Verhalten im Zustand des Versagens zu bestimmen. Besonderes Interesse galt dabei den Trockenfugen und deren Einfluss auf das Tragverhalten.

Das Testfeld wurde zunächst mit den Lasten im Grenzzustand der Tragfähigkeit nach den „Standard Specifications for Highway Bridges“ nach [AASHTO 83] belastet. Nach Abschluss der Messungen wurde die Brücke entlastet und die Spannungsverluste im Spann Stahl über einen Zeitraum von zwei Jahren gemessen, bevor die Brücke endgültig bis zum Bruch beansprucht wurde. Dazu wählte man als Belastung Stahlplatten, die so angeordnet wurden, dass in dem am höchsten beanspruchten Bereich in Feldmitte keine Querkräfte auftreten (s. Abb. 3.17). Diese Art der Beanspruchung wurde gewählt, um das Tragverhalten der Trockenfugen unter reiner Biegung ohne den Einfluss einer Querkraft oder eines Torsionsmomentes zu untersuchen. Dies wird im Hinblick auf den „Second Stage Expressway“ verständlich, da dieser ausschließlich aus einfeldrigen Brücken besteht, bei denen aus statischen Gründen die maximale Beanspruchung aus Querkraft bzw. Torsion nicht mit der aus Biegung zusammenfällt, d. h. im Bereich geöffneter Fugen die Schubkräfte minimal sind.

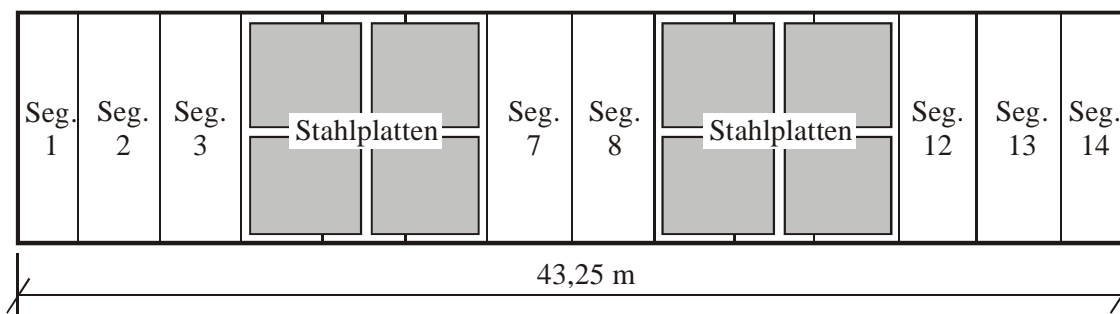


Abb. 3.17: Lastanordnung für den Versuch [Tak94]

Die Ergebnisse des Versuchs und der FE-Berechnung werden anhand der Durchbiegung (Abb. 3.18), der Fugenöffnung (Abb. 3.19) und der Spannglieddehnung (Abb. 3.20) in Feldmitte verglichen. Sowohl für die Durchbiegung als auch für die Fugenöffnung und die Spannglieddehnung ergibt sich eine gute Übereinstimmung zwischen dem Versuch und den mit Hilfe einer FE-Berechnung ermittelten Werten, d. h. das Tragverhalten einer Segmentbrücke kann sehr gut anhand einer FE-Berechnung analysiert werden. Die Idealisierungen des Berechnungsmodells, die darin bestanden, die Profilierung der Fugen nicht abzubilden und das Stoffgesetz von Beton durch eine einfache nichtlineare Spannungs-Dehnungs-Beziehung zu ersetzen (s. Abb. 3.6), sind somit zulässig. Auffällig sind die mögliche Laststeigerung über den rechnerischen Grenzzustand der Tragfähigkeit hinaus und das duktile Verhalten der Segmentbrücke, deren Bruch sich sowohl durch große Verformungen in Feldmitte als auch durch eine weite Öffnung der Fugen ankündigte. Wie im Versuch trat der Bruch auch in der Berechnung durch Überschreitung der Betondruckfestigkeit ein.

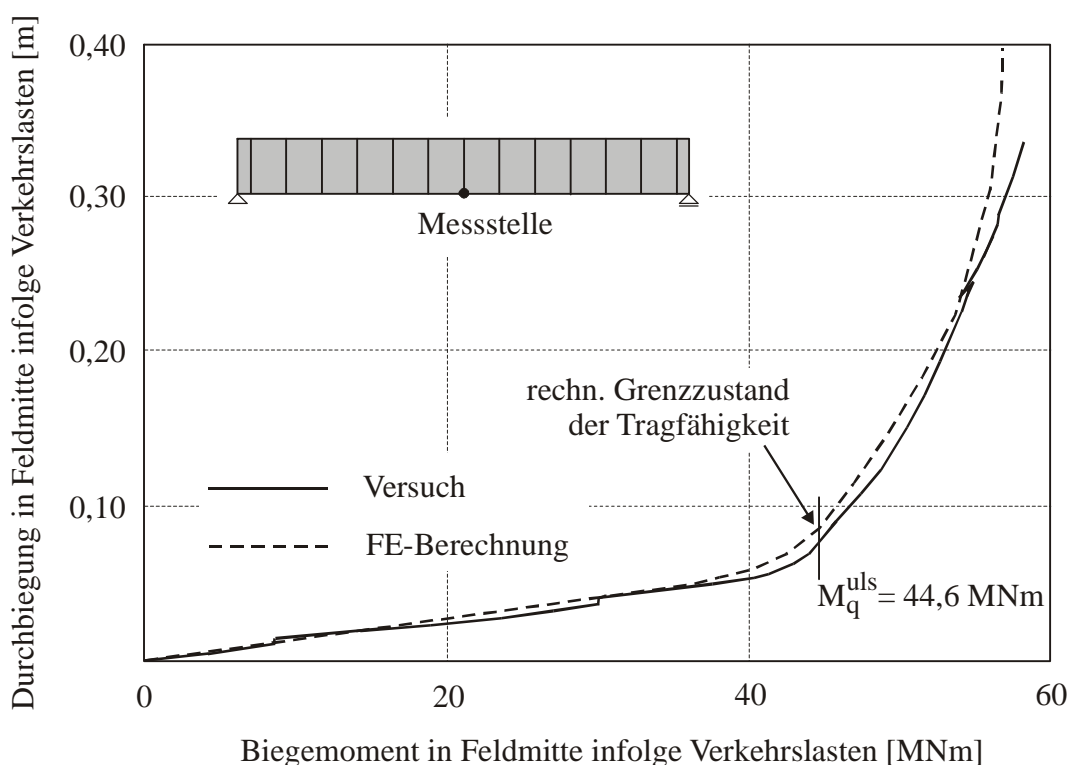


Abb. 3.18: Vergleich der Durchbiegung zwischen der FE-Berechnung und dem Versuch

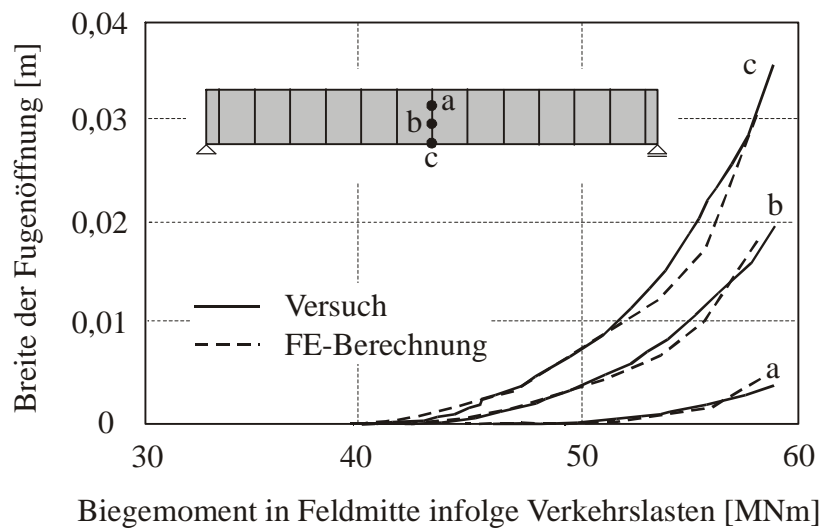


Abb. 3.19: Vergleich der Fugenöffnung zwischen der FE-Berechnung und dem Versuch

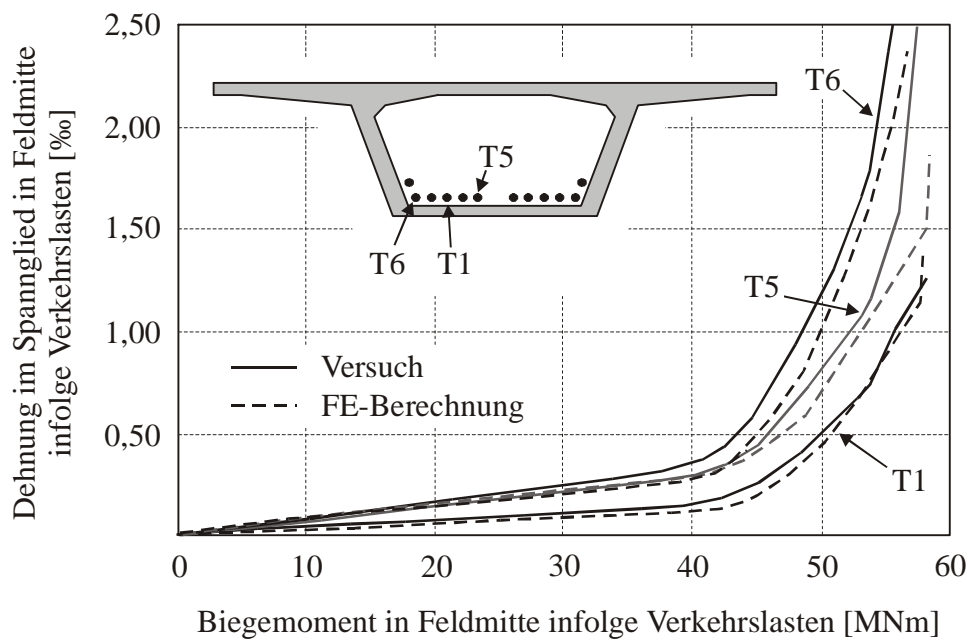


Abb. 3.20: Vergleich der Spannglieddehnungen in Feldmitte zwischen der FE-Berechnung und dem Versuch

Die Ergebnisse zeigen, dass das FE-Berechnungsmodell ein sehr gutes Näherungsmodell darstellt, um das Tragverhalten einer extern vorgespannten Segmentbrücke zu untersuchen. Unter Vernachlässigung der Fugenprofilierung und der Nichtlinearitäten im Stoffgesetz von Beton werden mit diesem Modell gute Ergebnisse erzielt.

3.4 Analytische Modelle

Eine weitere Möglichkeit, das Trag- und Verformungsverhalten einer extern vorgespannten Segmentbrücke zu bestimmen, stellt Muller in [Mul89] vor (s. Kapitel 2.5.2). Danach wird unter der Voraussetzung einer linearen Betondruckspannungsverteilung und einem elastischen Materialgesetz eine Momenten-Verkrümmungs-Beziehung für den vorhandenen Querschnitt aufgestellt. Für den hier untersuchten Querschnitt der Segmentbrücke in Bangkok ergibt sich die in Abb. 3.21 dargestellte Beziehung durch eine numerische Berechnung an einem einzelnen Segment. Anhand der auf der Grundlage der linearen Elastizitätstheorie ermittelten Schnittgrößen aus dem Großversuch können für jeden Lastschritt aus Abb. 3.21 die Verkrümmungen und durch numerische Integration die Verformungen in jeder Fuge und damit über die gesamte Länge der Brücke bestimmt werden. In Abb. 3.22 ist das Ergebnis im Vergleich zum Großversuch dargestellt. Es ergibt sich eine gute Übereinstimmung, obwohl die Fugenöffnung nicht berücksichtigt und die Verkrümmung konstant über den gesamten Querschnitt angenommen wurde.

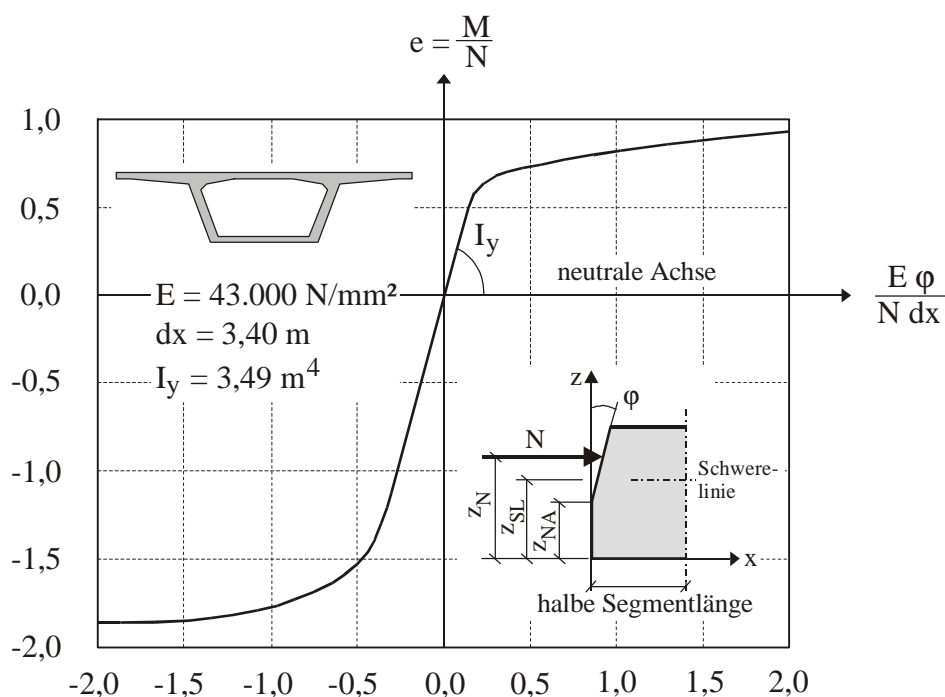


Abb. 3.21: Momenten-Verkrümmungs-Beziehung für die Segmentbrücke aus Abb. 3.3

Die Ermittlung der Verformungen über eine Momenten-Verkrümmungs-Beziehung stellt somit eine gute und einfache Möglichkeit dar, das Verformungsverhalten einer Segmentbrücke zu bestimmen. Aufgrund der Annahmen kann jedoch die Versagenslast mit dieser Methode nicht ermittelt werden. Da sich auch die Öffnung der Fugen nicht

aus dieser Berechnung ergibt, ist die Bemessung einer Segmentbrücke nicht möglich. Außerdem wird die sich infolge der Verformungen ändernde Lage der Spannglieder nicht berücksichtigt.

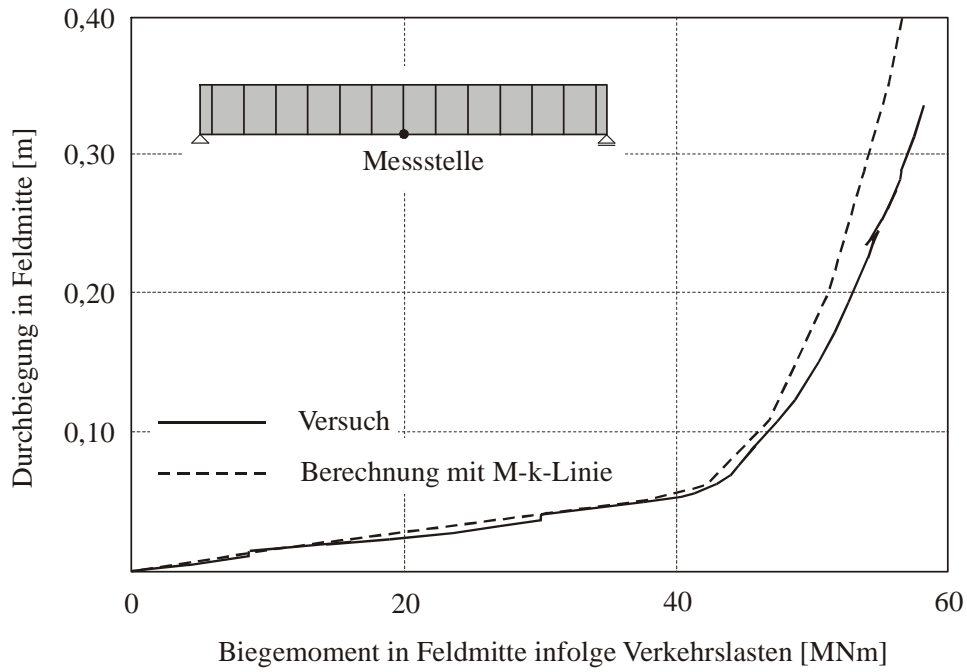


Abb. 3.22: Vergleich der Durchbiegung zwischen dem Versuch und den Berechnungen auf der Grundlage der Momenten-Verkrümmungs-Beziehung

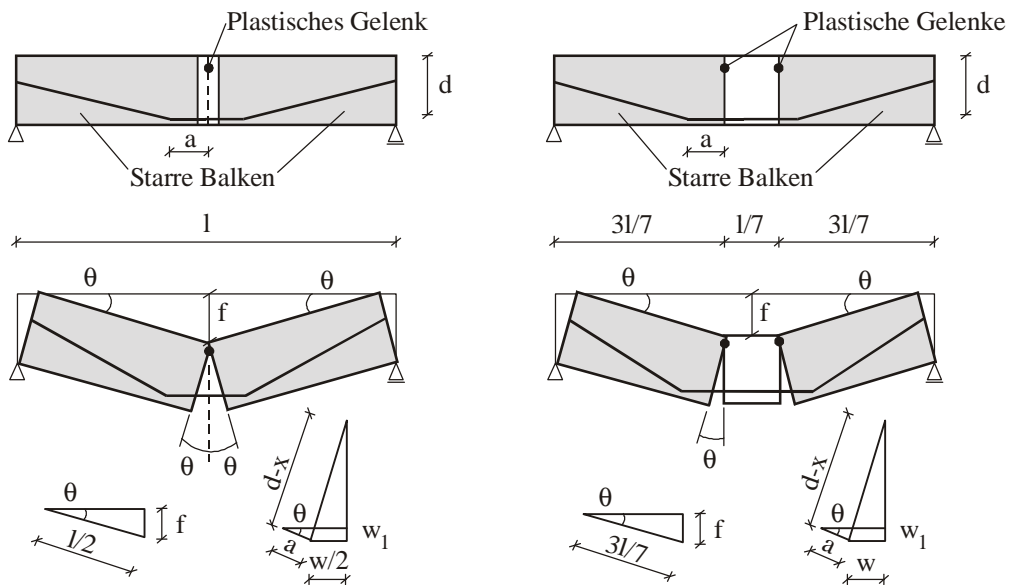


Abb. 3.23: Bezeichnungen und Durchbiegung eines Einfeldträgers nach Huang [Hua94]

Nach Virlogeux [Vir88] und Huang [Hua94] kann der Zuwachs der Spannstahldehnung infolge äußerer Lasten in Abhängigkeit von der Geometrie durch eine einfache Beziehung zwischen der Gelenkverdrehung und der Durchbiegung bestimmt werden (s. Abb. 3.23). Vor der Fugenöffnung ist der Dehnungszuwachs jedoch aufgrund der externen und damit verbundlosen Vorspannung gering und darf vernachlässigt werden, da sich die Dehnungen in den Spanngliedern über die gesamte Länge verteilen. Öffnen sich die Fugen, so kann die Dehnungszunahme nach Gl. 3.2 unter der Voraussetzung, dass sich der Spannungszuwachs in den Spanngliedern hauptsächlich aus der Durchbiegung und der Biegeverdrehung im Fugenschnitt ergibt, bestimmt werden. Die Verformungen des Systems konzentrieren sich auf plastische Gelenkzonen in den Fugen, die übrigen Bereiche liefern keinen Beitrag zur Dehnungszunahme und werden deshalb als starre Balken ausgebildet. Die Verformung des Betons in den Segmenten wird vernachlässigt. Damit erhält man den Dehnungszuwachs $\Delta\varepsilon_p$ in den Spanngliedern als Funktion der Durchbiegung und der Druckzonenhöhe nach Abb. 3.23 zu:

$$\Delta\varepsilon_p = \frac{\Delta l}{l} = \begin{cases} \frac{4 \cdot f}{l^2} \left(d - x - \frac{2 \cdot f \cdot a}{\sqrt{l^2 - 4 \cdot f^2}} \right) & \text{für ein Gelenk} \\ \frac{14 \cdot f}{3 \cdot l^2} \left(d - x - \frac{7 \cdot f \cdot a}{\sqrt{9 \cdot l^2 - 49 \cdot f^2}} \right) & \text{für zwei Gelenke} \end{cases} \quad \text{..... Gl. 3.2}$$

mit:	$\Delta\varepsilon_p$	Dehnungszuwachs in den Spanngliedern
	Δl	Längenänderung der Spannglieder
	f	Durchbiegung in Feldmitte
	x	Druckzonenhöhe
	d	statische Höhe der Spannglieder in der betrachteten Fuge
	l	Länge der Segmentbrücke
	a	Abstand des plastischen Gelenkes zum Umlenkpunkt des Spanngliedes

Die Annahme, dass sich die Verformungen auf eine bzw. zwei plastische Gelenkzonen konzentrieren, kann mit den durchgeführten FE-Berechnungen zumindest für den Feldbereich nicht bestätigt werden. Es öffneten sich jeweils mehrere nebeneinanderliegende Fugen. Ein Vergleich mit dem im Großversuch gemessenen Dehnungszuwachs ergibt jedoch eine relativ gute Übereinstimmung mit den nach Gl. 3.2 ermittelten Werten (s. Abb. 3.24). Da der Zuwachs vor der Fugenöffnung vernachlässigt wird und nicht mit

dieser Gleichung berechnet werden kann, ist die sich ergebende Kurve entsprechend verschoben worden, um einen Vergleich mit den Versuchsergebnissen zu ermöglichen. Das Diagramm zeigt, dass die Spannstahldehnung mit den angegebenen Gleichungen auf der sicheren Seite liegend ermittelt werden kann. Dazu müssen jedoch sowohl die Durchbiegung als auch die Druckzonenhöhe bekannt sein. Da sich diese Werte nach dem Öffnen der Fugen nicht durch eine einfache Berechnung ermitteln lassen, stellt diese Möglichkeit zur Bestimmung des Spannungszuwachses in den Spanngliedern keine Alternative zu einer FE-Berechnung dar.

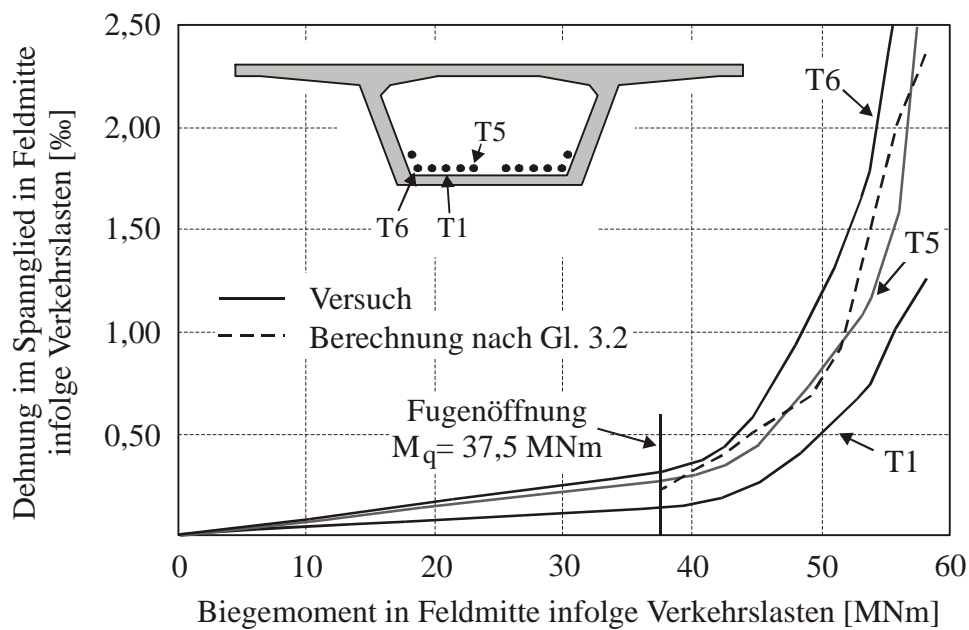


Abb. 3.24: Vergleich der Spannglieddehnungen in Feldmitte zwischen dem Versuch und der Berechnung nach Gl. 3.2

4 Querkraft- und Torsionstragverhalten von Segmentbrücken

4.1 Allgemeines

Trotz umfangreicher Forschungsarbeiten ist das Querkraft- und Torsionstragverhalten extern vorgespannter Segmentbrücken noch nicht endgültig geklärt. In Kapitel 2 wurden die bisherigen Forschungsarbeiten zu diesem Thema erläutert. Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass sich das Tragverhalten einer Segmentbrücke und damit die Schubtragfähigkeit im ungerissenen Zustand I nicht von dem einer monolithischen Brücke unterscheidet. Erst wenn sich die Fugen öffnen, kommt es zu einer Umlagerung der Kräfte und zu einem von einer monolithischen Brücke abweichenden Tragverhalten. Besonders unter der Einwirkung von Torsion kann sich im Zustand II nicht mehr das im Massivbau zugrunde liegende räumliche Fachwerkmodell ausbilden. Die externe und damit verbundene Vorspannung, bei der im Gegensatz zur internen Vorspannung zwischen den Segmenten keine im Verbund liegende Bewehrung vorhanden ist, führt dazu, dass die Zugkräfte aus Torsion nicht von der Längsbewehrung aufgenommen werden können. Aus diesem Grund bedürfen besonders Segmentbrücken mit externer Vorspannung einer genaueren Betrachtung. Da sich im Segmentbrückenbau die externe Vorspannung jedoch aufgrund ihrer besseren Austauschmöglichkeit und der erhöhten Dauerhaftigkeit bereits weitgehend durchgesetzt hat und schon zahlreiche Bauwerke errichtet worden sind, ist es von großer Bedeutung, das Quer- und Torsionstragverhalten bei geöffneten Fugen zutreffend zu beschreiben.

Die bisherigen Bemessungskonzepte weichen in der Art der Bemessung und in den zugrunde liegenden Annahmen weit voneinander ab (s. Kapitel 2.5). Aus diesem Grund wurden Berechnungen an Segmentbrücken mit Hilfe der Methode der finiten Elemente durchgeführt, die in diesem Kapitel vorgestellt werden. Huang hat ebenfalls auf diesem Weg versucht, das Tragverhalten von Segmentbrücken unter der kombinierten Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion zu ermitteln [Hua94]. Seinen numerischen Berechnungen liegen jedoch zahlreiche Vereinfachungen zugrunde, die, wie später gezeigt wird, einen gravierenden Einfluss auf die Ergebnisse haben. Daher wurden die Untersuchungen in dieser Arbeit an einem veränderten Berechnungsmodell durchgeführt, das u. a. den Einfluss der Schubnocken auf das Tragverhalten berücksichtigt (s. Kapitel 4.2).

Ziel der Untersuchungen ist es, die vorhandenen Bemessungskonzepte für extern vorgespannte Segmentbrücken im Hinblick auf die Querkraft- und Torsionsbemessung zu analysieren und das Tragverhalten zu klären. Dazu werden Untersuchungen an Einfeld- und Durchlaufträgern, die durch unterschiedliche Vorspanngrade und Lastkombinationen beansprucht werden, durchgeführt.

4.2 Beschreibung des Berechnungsmodells

Grundlage dieser numerischen Berechnungen ist auch hier, analog zu Kapitel 3 der Querschnitt des „Second Stage Expressway“, einer in Bangkok errichteten Segmentbrücke. Als statische Systeme werden ein Einfeld- und ein Mehrfeldsystem gewählt. Bei einfeldrigen Trägern treten jedoch die maximalen Querkräfte und Torsionsmomente nicht zusammen mit dem maximalen Biegemoment auf. Die Fugen im Auflagerbereich bleiben geschlossen und die Querkraft- bzw. Torsionsübertragung findet im Zustand I statt. Aus diesem Grund wird die Querkraft- und Torsionsbemessung bei einfeldrigen Segmentbrücken nicht kritisch und hat eine untergeordnete Bedeutung. Über der Stütze eines mehrfeldrigen Trägers wird dagegen die Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion maximal. Die Fugen öffnen sich und die Schubkräfte können nur noch über die verbleibende Biegedruckzone übertragen werden. Dieser Fall wird exemplarisch an einem Zweifeldträger untersucht, der wie in Kapitel 3 aus Symmetriegründen als einseitig eingespannter Einfeldträger ausgebildet wird. Die Übertragbarkeit der Ergebnisse auf einen Mehrfeldträger ist dabei gewährleistet.

4.2.1 Diskretisierung mit finiten Elementen

Im Unterschied zu den Berechnungen aus Kapitel 3, die zur Bestimmung des allgemeinen Tragverhaltens von Segmentbrücken dienen, wird in diesem Kapitel die Übertragung von Querkräften und Torsionsmomenten über die Fugen einer Segmentbrücke untersucht. Deshalb kommen für den Hohlkastenquerschnitt neben den bereits in Kapitel 3.1.1 beschriebenen zweidimensionalen Schalenelementen für die hoch beanspruchten Bereiche Volumenelemente zum Einsatz. Es werden pro untersuchtem Träger jeweils zwei aneinander grenzende Segmente auf einer Länge von je $l_{Vol} = 1,4$ m mit Volumenelementen modelliert. Dadurch ist es möglich, die feinprofilierete Oberfläche der Fugen genau abzubilden und den Einfluss der Feinprofilierung bzw. der Schubnocken auf das Tragverhalten zu untersuchen (s. Abb. 4.1).

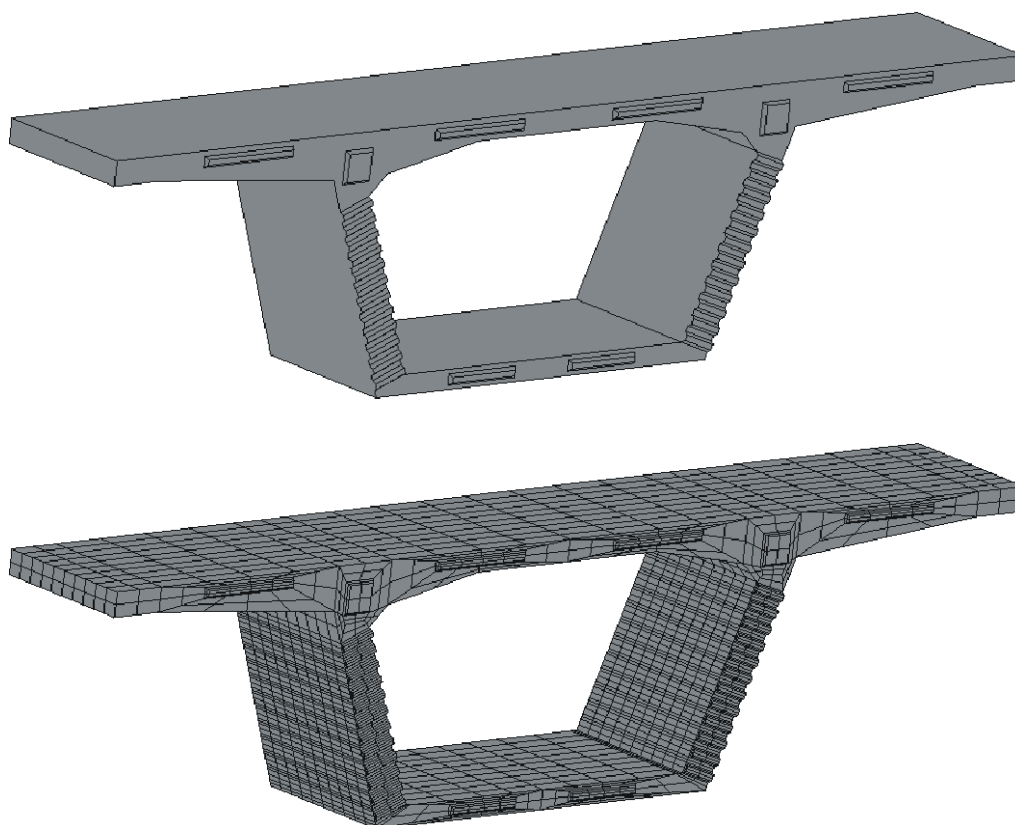


Abb. 4.1: Elementnetz und Ausbildung der feinprofilierten Fuge

In den Fugen gibt es zwei verschiedene Typen von Schubnocken. Für die Abtragung der Querkräfte in den Stegen werden viele, eng aneinander liegende, kleine Schubnocken angeordnet, während in der Fahrbahn- und Bodenplatte längliche Einzelnocken zur Übertragung örtlicher Querkräfte und lokaler Lasten dienen. Diese stellen sicher, dass mögliche umlaufende Torsionsschubkräfte aufgenommen werden können. Außerdem erleichtern sie das Einpassen beim Verlegen der Segmente. Um den zeitlichen Aufwand der Berechnungen in Grenzen zu halten, werden die übrigen Segmente mit Schalenelementen modelliert und damit die Fugen eben ausgebildet (s. Abb. 4.2 bis 4.4). Der Übergang zwischen den Schalenelementen und den Volumenelementen wird durch eine starre Kopplung der Knoten erreicht. Der Einfluss dieser Kopplung auf die Kraftübertragung in den Fugen kann vernachlässigt werden, da der Kopplungsbereich einen genügend großen Abstand von der Fuge aufweist (s. Kapitel 4.2.3).

In Abb. 4.2 ist das Elementnetz des Einfeldträgers dargestellt. Der mit Volumenelementen diskretisierte Bereich umfasst die Fuge 6 neben der Feldmitte, da sich aufgrund der ungeraden Anzahl an Segmenten keine Fuge direkt in Feldmitte befindet. Aus Symmetrie-

riegründen sind in dieser und der benachbarten Fuge die größten Fugenöffnungen zu erwarten. Außerdem treten Querkräfte und Torsionsmomente auf.

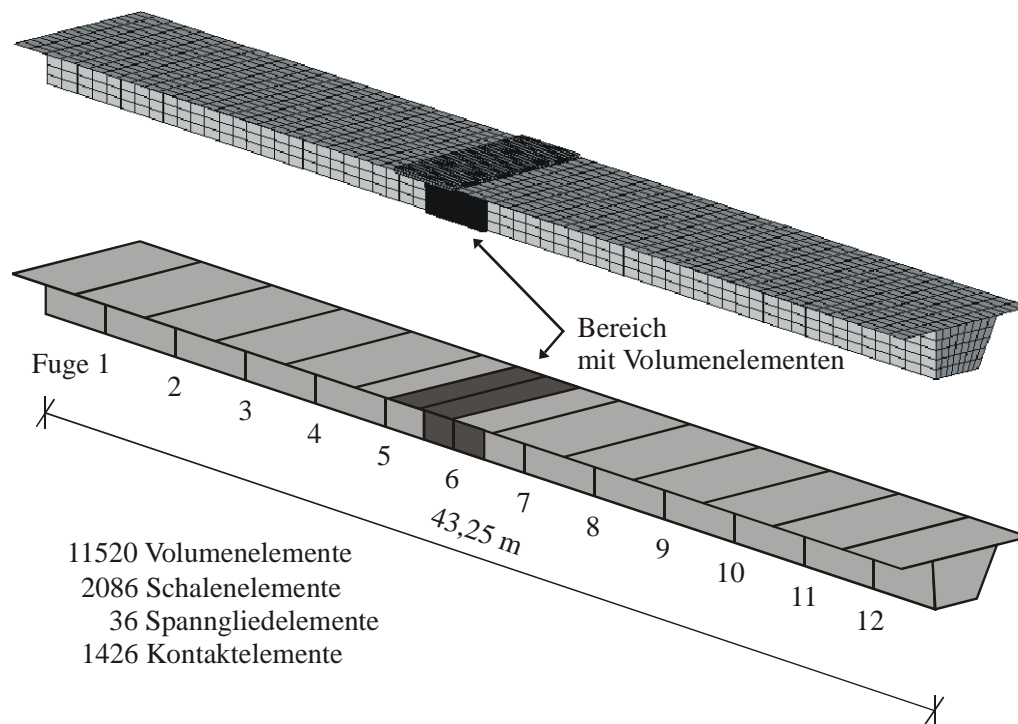


Abb. 4.2: Elementnetz des untersuchten Einfeldträgers und Anordnung der Segmente

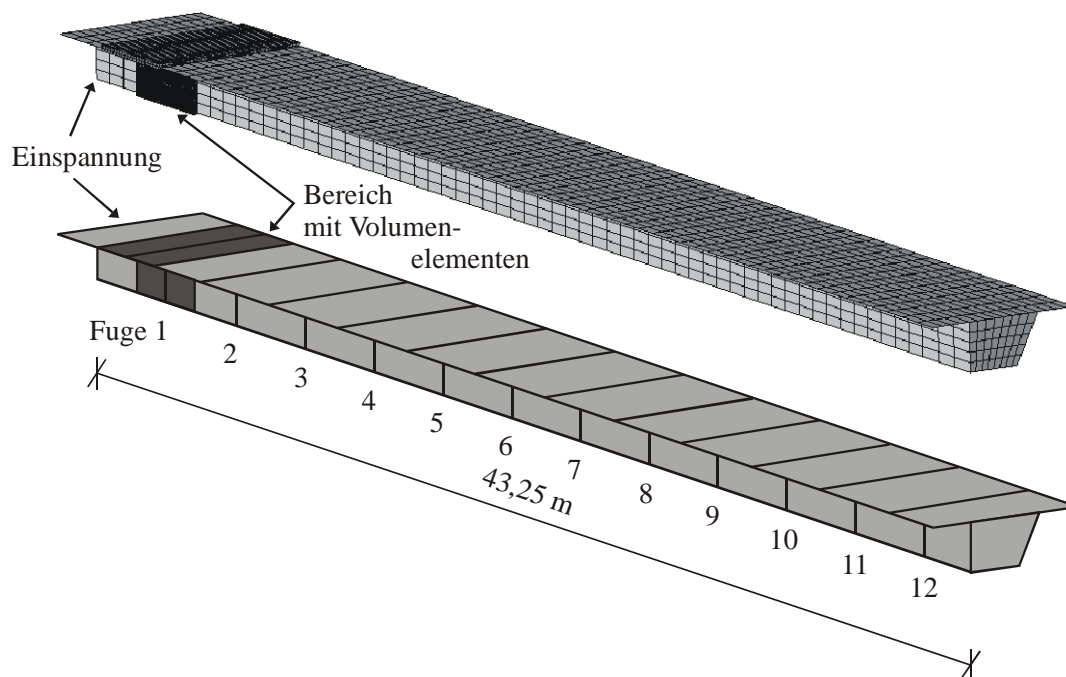


Abb. 4.3: Elementnetz des untersuchten Mehrfeldträgers (Einfeldträger mit einseitiger Einspannung)

Beim Mehrfeldsystem bzw. beim Einfeldträger mit einseitiger Einspannung ist dieser Bereich um die erste Fuge (Fuge 1) neben der Einspannung angeordnet (s. Abb. 4.3), da in dieser Fuge das größte negative Biegemoment zusammen mit der maximalen Querkraft bzw. Torsion auftritt. Im Feldbereich des Mehrfeldträgers, wo die Querkräfte und Torsionsmomente entsprechend kleiner sind, öffnen sich die Fugen unter dem positiven Biegemoment jedoch auch. Dort kann der Einfluss der Feinprofilierung auf das Tragverhalten nicht untersucht werden, da diese Profilierung nicht mit den zweidimensionalen Schalenelementen abgebildet werden kann. Die Beanspruchungen im Feldbereich eines Mehrfeldträgers entsprechen jedoch denen im Feld eines Einfeldträgers und können damit anhand des Einfeldträgers untersucht werden. Aus diesem Grund ist die genaue Abbildung einer Fuge über der Stütze und im Feld nicht erforderlich.

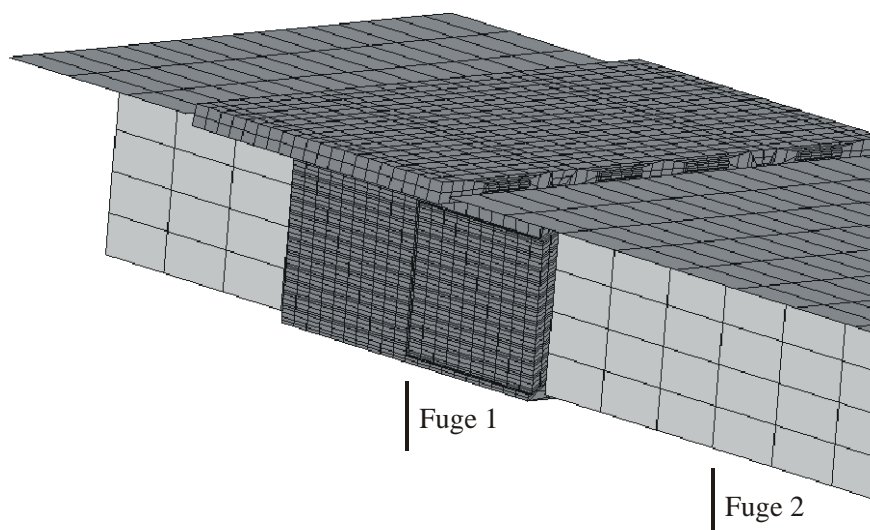
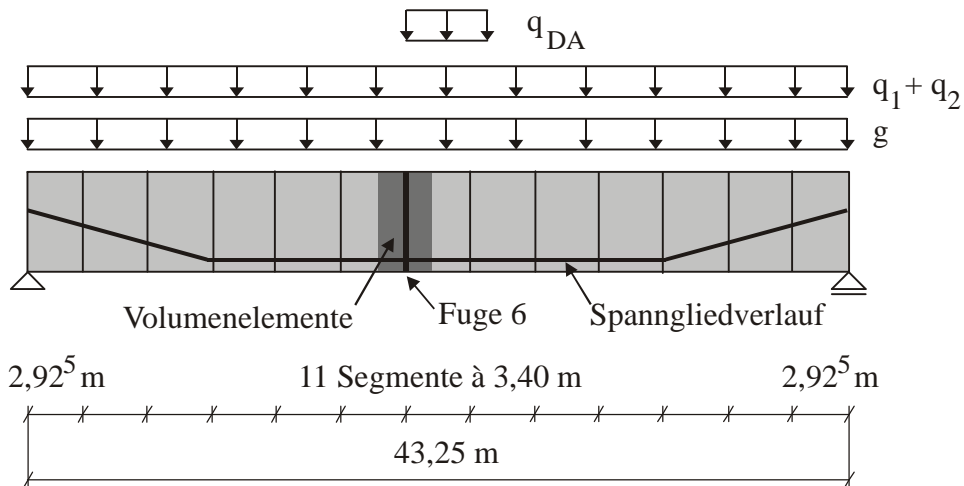


Abb. 4.4: Elementnetz im feiner diskretisierten Bereich des Mehrfeldträgers

Die Spannglieder werden mit Stabelementen, die Kraftübertragung in den Fugen mit Kontaktelementen modelliert. Das Materialverhalten aller verwendeten Elemente entspricht dem in Kapitel 3.1.2 beschriebenen. Dabei kann für den Beton wiederum von einer genauen Modellierung des Betongesetzes abgesehen werden, weil hier das Gesamtsystem betrachtet wird. Dies gilt sowohl für die Schalenelemente als auch für den feiner diskretisierten Bereich mit Volumenelementen. Auf die Möglichkeit, die Volumenelemente als Betonelemente mit den in ANSYS möglichen Nichtlinearitäten durch Rissbildung und Druckbruch auszubilden, wird hier verzichtet, weil in erster Linie das Tragverhalten der Gesamtkonstruktion und der Einfluss der Fugen darauf betrachtet werden. Wie die Versuchsergebnisse in Kapitel 2 und die Berechnungen in Kapitel 3 gezeigt haben, konzentrieren sich die Risse auf die Fugen. Die Spannungen in den Seg-

menten bleiben weitgehend unterhalb der Betonzugfestigkeit. Das Versagen der Feinprofilierung in der Fuge unter der Einwirkung von Druck- und Schubkräften wird ausführlich in Kapitel 5 behandelt.

Einfeldträger:



Mehrfeldträger (einseitig eingespannter Einfeldträger):

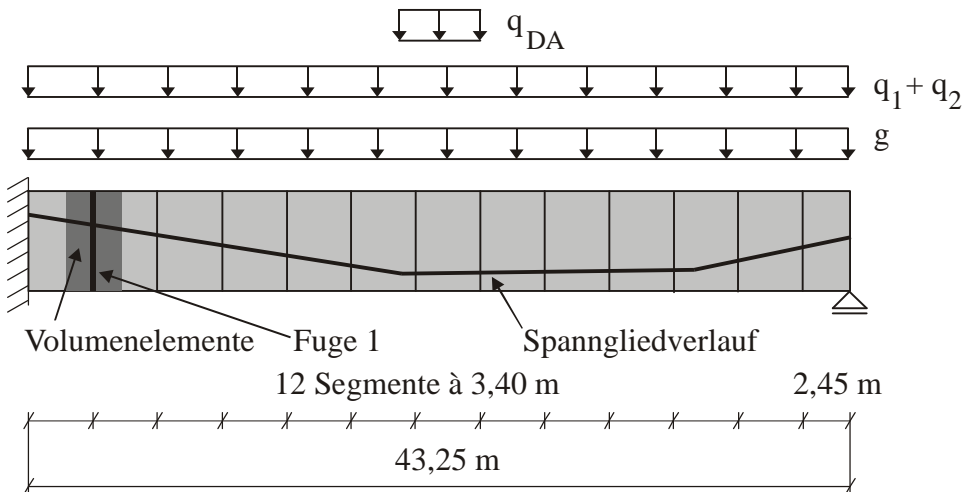


Abb. 4.5: Anordnung der Beanspruchungen und der Spanngliedverläufe in Längsrichtung für das Ein- und Mehrfeldsystem

4.2.2 Abmessungen, Belastung, Vorspannung

– Abmessungen

Die Abmessungen sind in Anlehnung an die in Bangkok errichtete Segmentbrücke festgelegt worden. Die Gesamtlänge beträgt sowohl für das Einfeld- als auch das Mehrfeldsystem $l = 43,25$ m, die Länge der Standardsegmente $l_{\text{seg}} = 3,4$ m, Anfangs- und Endsegmente besitzen unterschiedliche Längen (s. Abb. 4.5). Abweichend von der Brücke aus Bangkok wurde keine gerade Anzahl an Segmenten verwendet (hier: 13 Segmente pro Feld), weil sonst beim Einfeldträger die durch das größte Biegemoment beanspruchte Fuge genau in Feldmitte liegt, wo die Querkraft betragsmäßig ihren kleinsten Wert erreicht. Um dennoch den Einfluss der Querkraft und Torsion auf eine geöffnete Fuge im Feldbereich zu analysieren, wurde die Fuge direkt neben der Feldmitte untersucht (s. Abb. 4.5). Beim Mehrfeldsystem resultiert die Segmentanordnung daraus, die erste Fuge eine volle Segmentlänge von der Einspannung entfernt anzuordnen.

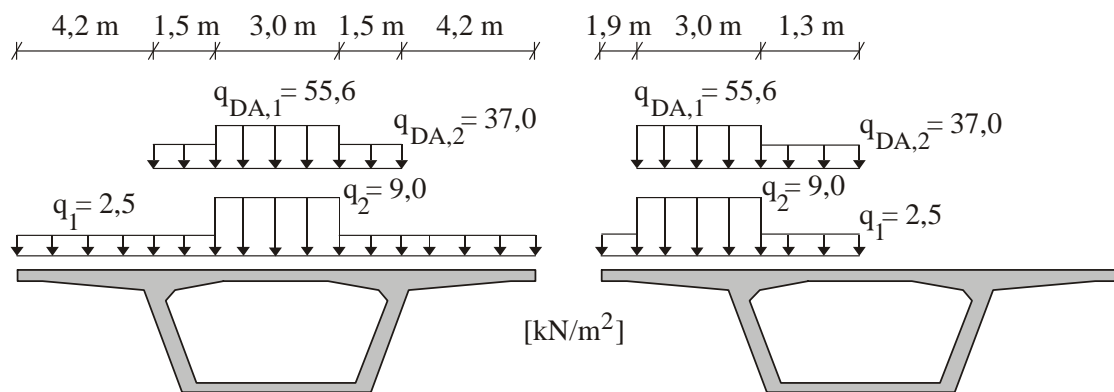
– Belastung

Neben den Beanspruchungen aus Vorspannung und Eigengewicht, das sich aus der Querschnittsgeometrie und einem Zuschlag für Belag, Kappen und Geländer ergibt, tritt eine Verkehrsbelastung auf. Diese wird hier nach den Lastvorgaben des Eurocode 1, Teil 3 ermittelt, wobei das Haupt-Lastmodell 1 angesetzt wird. Die Breite der Fahrstreifen beträgt 3 m, womit sich bei den vorhandenen Abmessungen zwei Fahrspuren ergeben, in denen je eine Doppelachse in ungünstigster Stellung angeordnet werden muss. Zusätzlich werden die Fahrstreifen und die restliche Fläche durch eine gleichmäßig verteilte Last beansprucht, die ebenfalls ungünstig angeordnet werden muss. Ein Schwingbeiwert ist nach Eurocode 1 nicht vorgesehen. Für die Berechnung ergeben sich die Verkehrslasten nach Tabelle 4.1.

Die Anordnung der Verkehrslasten in Längsrichtung wurde im Hinblick auf die zu untersuchenden Lastfälle „Maximale Querkraft“ bzw. „Maximale Torsion“ in der am weitesten geöffneten Fuge vorgenommen. Sie ist in Abb. 4.5 dargestellt. In Querrichtung erfolgt die Lastanordnung so, dass für den Lastfall der maximalen Querkraft keine Torsion auftritt, d. h. dass die Belastung aus der Doppelachse für den Fahrstreifen 2 zu beiden Seiten des mittig angeordneten Fahrstreifens 1 aufgeteilt wird (s. Abb. 4.6). Im Hinblick auf die Lasteinleitung sind die Beanspruchungen aus den Doppelachsen auf eine gleichmäßig verteilte Last q_{DA} mit einer Breite von 3 m und einer Länge von 3,6 m umgerechnet worden.

Stellung	Doppelachse Q_k [kN]	Gleichmäßig verteilte Last q_{ik} [kN/m ²]
Fahrstreifen 1	600	9,0
Fahrstreifen 2	400	2,5
Restfläche	0	2,5

Tabelle 4.1: Grundwerte der Verkehrslasten für das Haupt-Lastmodell 1 nach Eurocode 1, Teil 3



Lastanordnung im Lastfall "Maximale Querkraft"

Lastfall "Maximale Torsion"

Abb. 4.6: Anordnung der Verkehrslasten in Querrichtung

– Vorspannung

Der Verlauf der Spannglieder für die untersuchten Systeme kann aus Abb. 4.5 entnommen werden. Nach den Empfehlungen des Deutschen Beton-Vereins [DBV 99] ist die Größe der Vorspannung so festzulegen, dass sowohl im Bauzustand als auch im Gebrauchszustand in der Randfaser eine Mindest-Druckspannungsreserve von $\sigma = -2 \text{ N/mm}^2$ vorhanden ist. Der Vorspanngrad ist aber ebenso abhängig von der vorgesehenen Fugenöffnung im Grenzzustand der Tragfähigkeit. Deshalb wurde, um das Tragverhalten bei geöffneten Fugen untersuchen zu können, die Vorspannung für die Berechnungen jeweils so gewählt, dass sich unter der nach den Empfehlungen des DBV 99 maßgebenden Lastkombination (s. Gl. 4.1) für den Grenzzustand der Tragfähigkeit geöffnete Fugen ergeben.

Maßgebende Lastkombination im Grenzzustand der Tragfähigkeit nach DBV 99:

$$1,5 \cdot G_k + 1,75 \cdot \Delta G_k + 1,75 \cdot \Sigma Q_k + 1,0 \cdot P \dots \dots \dots \text{Gl. 4.1}$$

mit:	G_k	charakteristischer Wert des Eigengewichtes der Tragkonstruktion
	ΔG_k	charakteristischer Wert des Eigengewichtes der Ausbaulast
	ΣQ_k	charakteristischer Wert der Summe der Verkehrslasten
	P	Vorspannkraft zum betrachteten Zeitpunkt

Die hier gewählten Teilsicherheitswerte sind mit 1,5 für das Eigengewicht der Tragkonstruktion und 1,75 für die einwirkende Verkehrslast deutlich höher als die im Eurocode vorgesehenen Werte von 1,35 für ständige und veränderliche Lasten. Diese nur für den Segmentbrückenbau geltenden hohen Werte wurden aus Sicherheitsgründen festgelegt. Sie liegen auch den hier durchgeführten Berechnungen zugrunde, obwohl die Kombination aus den Verkehrslasten des Eurocode 1 und den Teilsicherheitsbeiwerten der Empfehlungen nach DBV 99 noch nicht vorgesehen ist. Bei den Untersuchungen geht es jedoch in erster Linie darum, das Tragverhalten von Segmentbrücken unter der Einwirkung von Biegung, Torsion und Querkraft exemplarisch zu untersuchen. Mögliche Unterschiede in den Größen der Einwirkungen spielen auch deshalb keine Rolle, weil die Verkehrslasten in den Berechnungen über den Rechenwert des Grenzzustandes der Tragfähigkeit hinaus gesteigert werden, um das Bruchverhalten bei weit geöffneten Fugen zu untersuchen.

4.2.3 Verifikation

Anhand des in Kapitel 3.3 beschriebenen Großversuchs wird auch das den folgenden Berechnungen zugrunde liegende Modell verifiziert. Dazu wurde der Einfeldträger so modifiziert, dass der feiner diskretisierte Bereich um die mittlere Fuge angeordnet ist (s. Abb. 4.7). Die Belastung erfolgte analog zum Großversuch (s. Abb. 3.17).

In Abb. 4.8 ist die Momenten-Durchbiegungs-Beziehung dieses Modells neben den Ergebnissen aus dem Großversuch und denen aus dem Schalenmodell aus Kapitel 3 eingetragen. Man erkennt wiederum deutlich den bilinearen Verlauf der Durchbiegung über der Belastung. Zwischen dem Modell mit Volumenelementen, dem Schalenmodell und dem Großversuch ergeben sich bezüglich des Tragverhaltens im Zustand I und der Fugenöffnung zunächst keine Unterschiede. Die Ursache dafür liegt darin, dass unter der gewählten Beanspruchung in Feldmitte keine Querkräfte bzw. Torsionsmomente auftreten, d. h. dass die Feinprofilierung hier keine Rolle spielt. Das Tragverhalten unter rei-

ner Biegung kann folglich ohne die genaue Abbildung der Schubnocken beschrieben werden.

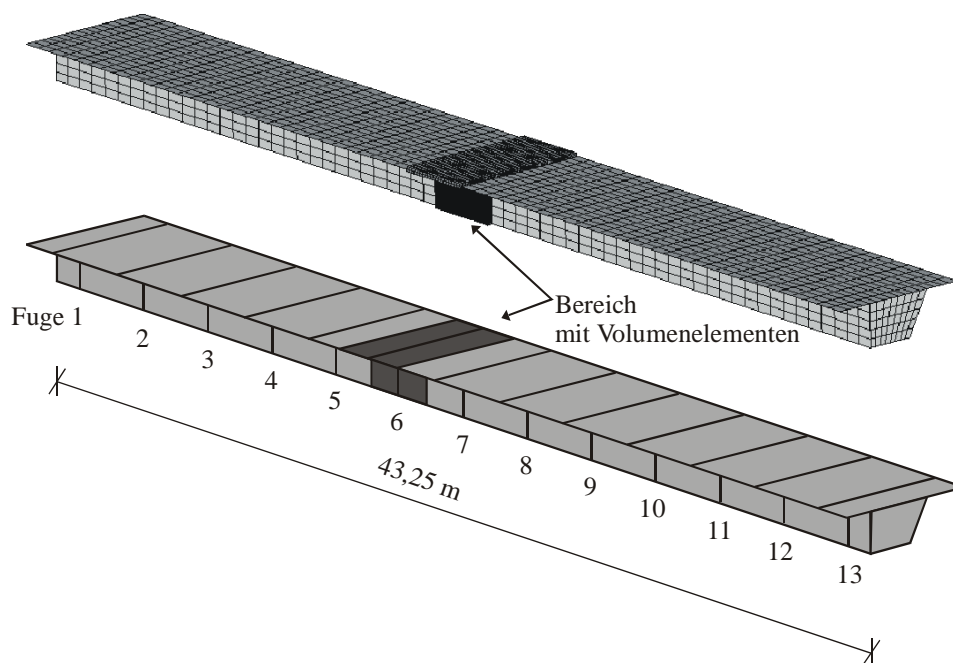


Abb. 4.7: Elementnetz und Anordnung der Segmente des für die Verifikation verwendeten Einfeldsystems

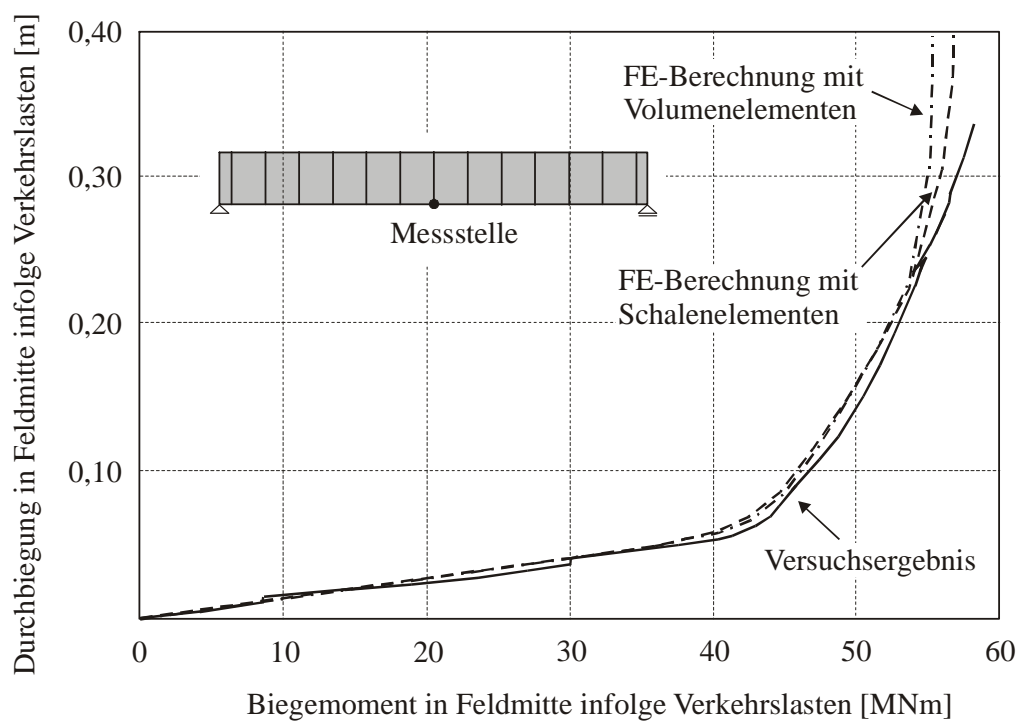


Abb.: 4.8: Vergleich der Durchbiegungen zwischen dem Schalenmodell, dem Großversuch und dem Modell mit Volumenelementen

Unterschiede ergeben sich jedoch im Bruchzustand, wobei das System mit Volumenelementen geringfügig eher versagt als das Schalenmodell und der Versuch. Die Versagensart spielt dabei keine Rolle, denn der Bruch tritt bei allen drei Systemen dadurch ein, dass die Betondruckzone versagt. Dieser Fall tritt jedoch für das System mit Volumenelementen etwas eher ein, weil sich aufgrund der unterschiedlichen Elemente verschiedene Steifigkeiten ergeben, wenn die Fuge sich bis zur Fahrbahnplatte geöffnet hat.

Im Verlauf der Berechnungen öffnet sich zunächst die Fuge in Feldmitte, die mit Volumenelementen modelliert wurde. Bei weiterer Laststeigerung kommt es in den direkt benachbarten Fugen auch zur Öffnung (s. Abb. 4.9). Dabei öffnet sich die Fuge rechts neben der Feldmitte ebenfalls sehr weit, da die Anordnung der Umlenkpunkte für die Spannglieder in diesem Beispiel aufgrund der geraden Anzahl an Segmenten nicht genau symmetrisch ist. Dies war auch schon bei dem Schalenmodell der Fall (s. Abb. 3.10 und 4.9).

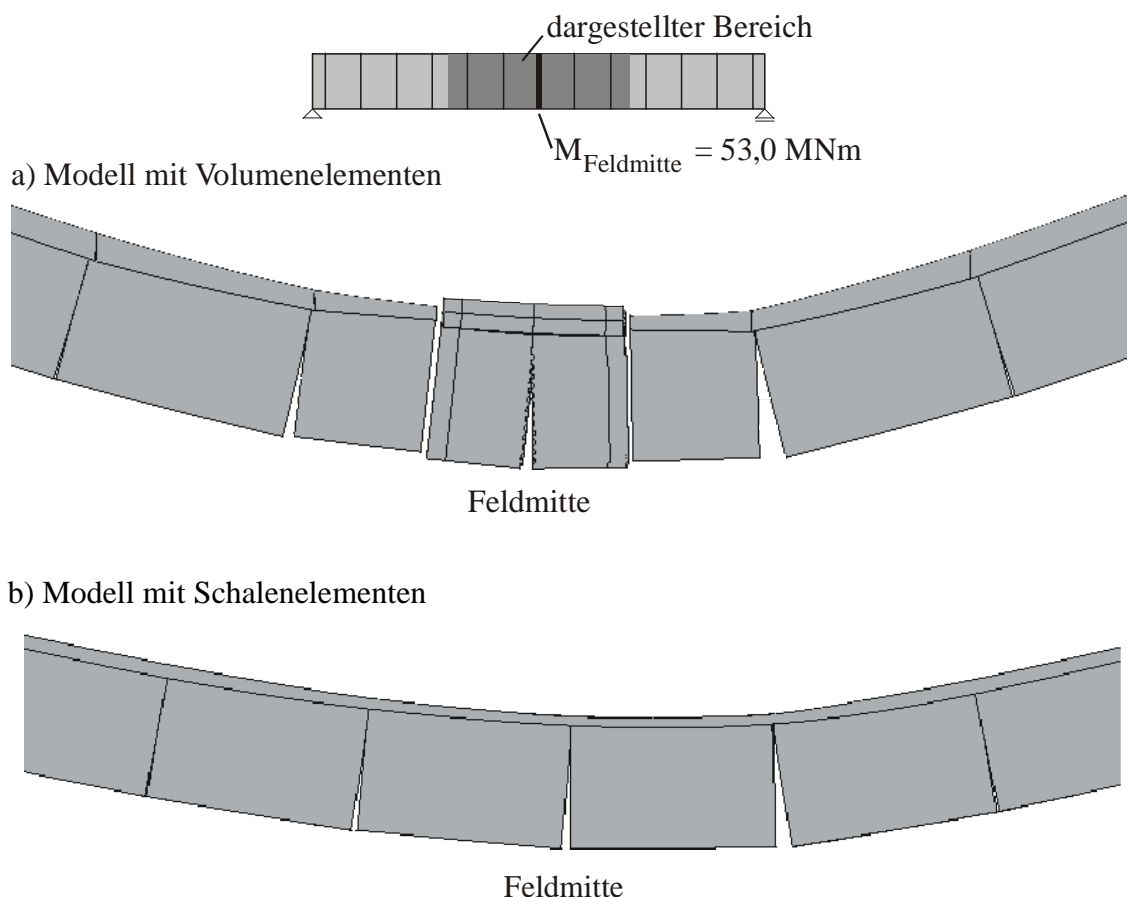


Abb. 4.9: Fugenöffnung in Feldmitte des Einfeldträgers

Innerhalb weniger Lastschritte öffnen sich die mittlere Fuge und die benachbarte Fuge bis zur Fahrbahnplatte. Bei weiterer Laststeigerung kommt es dann jedoch geringfügig eher zum Versagen des Modells mit Volumenelementen, weil sich die weitere Fugenöffnung auf die mit Schalenelementen modellierte Fuge konzentriert und sich dort ein Rotationsgelenk ausbildet, das schließlich zu so großen Verformungen führt, dass das System versagt. Beim Schalenmodell öffnet sich dagegen zunächst noch die Fuge links neben der Feldmitte, bevor das Versagen eintritt. Der Grund für dieses unterschiedliche Verhalten liegt darin, dass der Restquerschnitt in der Fuge mit den Volumenelementen aufgrund der genauen Abbildung eine größere Steifigkeit besitzt als die benachbarte Fuge, wenn diese bis zur Fahrbahnplatte geöffnet ist. Die Fahrbahnplatte besteht hier nämlich nur aus einer Ebene von Elementen, während die Fahrbahnplatte mit Volumenelementen aus mehreren Ebenen besteht (s. Abb. 4.10). Deshalb konzentriert sich die weitere Fugenöffnung ausschließlich auf die mit Schalenelementen modellierte Fuge. Bestünde die gesamte Brücke aus Volumenelementen, würde sich wieder das gleiche Verhalten wie beim Schalenmodell einstellen. Eine Modellierung der gesamten Brücke mit Volumenelementen ist jedoch wegen der Rechenzeit nicht praktikabel.

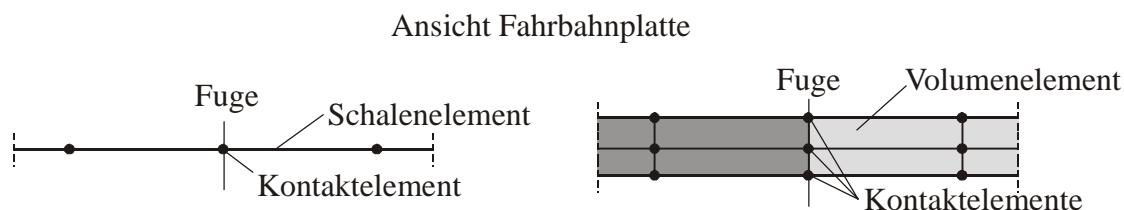


Abb. 4.10: Elementanordnung in der Fahrbahnplatte

Da das unterschiedliche Verhalten nur den Bereich kurz vor dem Bruch betrifft, die Tragfähigkeit im Zustand I und während der Öffnung der Fugen jedoch genau abgebildet werden kann, ist die Verifikation für das Modell mit Volumenelementen gelungen. Den weiteren Berechnungen mit Einfeldträgern liegt jedoch eine Segmentbrücke mit einer ungeraden Anzahl von Segmenten zugrunde, bei der sich somit keine Fuge genau in Feldmitte befindet. Wird die Anordnung der Spannglieder zusätzlich vollkommen symmetrisch gewählt, ergibt sich dieses Problem nicht mehr, da die maximale Beanspruchung in den Fugen links und rechts von der Feldmitte auftritt. Beim Mehrfeldsystem besteht das Problem ebenfalls nicht, weil aufgrund des großen Momentengradienten des Stützmomentes sich die Fuge neben der Fuge 1 mit den Volumenelementen gar nicht mehr öffnet und im Zustand I verbleibt.

4.3 Untersuchungsprogramm

Um den Einfluss der Fugen auf die Querkraft- und Torsionsbemessung extern vorgespannter Segmentbrücken zu bestimmen, werden die in Tabelle 4.2 dargestellten Systeme durch unterschiedliche Lastkombinationen beansprucht und die Spannungen und Verformungen mit Hilfe der Methode der finiten Elemente berechnet. Eigengewicht und Vorspannung werden mit den Sicherheitsbeiwerten nach Gl. 4.1 beaufschlagt und die Verkehrslast bis zum Bruch gesteigert. Um die Ergebnisse mit bereits durchgeführten Berechnungen bzw. mit einer monolithischen Brücke vergleichen zu können, werden sowohl ein monolithisches als auch ein System ohne Fugenprofilierung (s. Abb. 4.11), d. h. mit ebener Fugenoberfläche, unter den gleichen Lasten und Randbedingungen berechnet. Der Bruch tritt jeweils durch das Versagen der Betondruckzone ein.

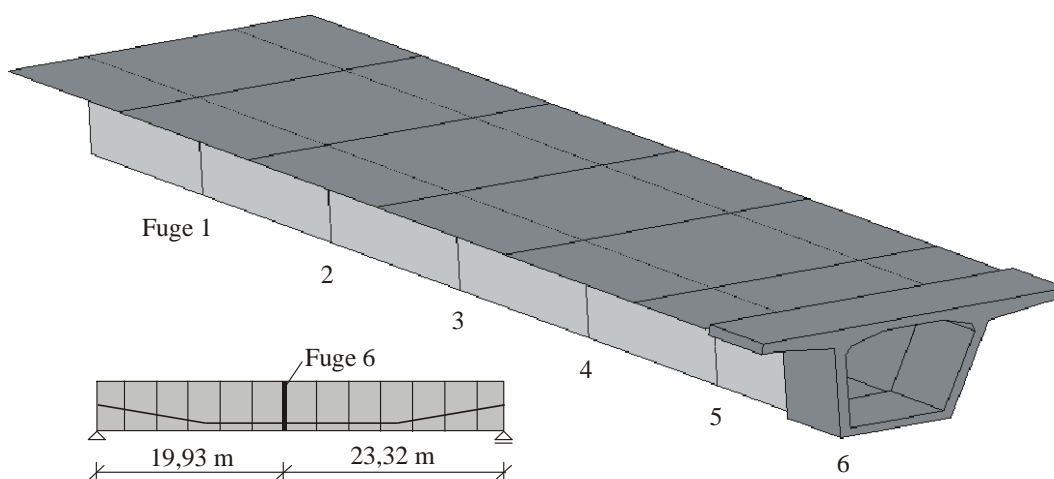


Abb. 4.11: Einfeldträger mit ebener Fugenoberfläche (nur bis zur Fuge 6 dargestellt)

Die Belastungen werden so gewählt, dass sich in den betrachteten Fugen (Fuge 1 beim Mehrfeldträger bzw. Fuge 6 beim Einfeldträger) eine maximale Kombination aus Biegung und Querkraft bzw. Torsion ergibt. Für den Einfeldträger werden dazu die Doppelachsen des Lastmodells 1 nicht genau in Feldmitte, sondern direkt neben der betrachteten Fuge 6 angeordnet (s. Tabelle 4.2). Dadurch wird die maximal mögliche Querkraft bzw. Torsion in der mit Volumenelementen diskretisierten Fuge zusammen mit dem für diese Fuge maximalen Biegemoment erreicht. Beim Mehrfeldträger werden die Doppelachsen im Feld so angeordnet, dass sich in der betrachteten Fuge 1 an der Stütze das maximale Moment ergibt. Dadurch kommt es in dieser Fuge zur größtmöglichen Fugenöffnung und damit zum ungünstigsten Fall für die Querkraft- bzw. Torsionsübertragung. Die Querkraft liegt in diesem Lastfall jedoch geringfügig unter dem maximal

möglichen Wert, dessen zugehörige Laststellung allerdings ein deutlich geringeres Biegemoment in der Fuge 1 zur Folge hätte.

Lastfall	Laststellung in Querrichtung	Laststellung in Längsrichtung
Vorspannung		
Eigengewicht		
Verkehrslast	<p>Für Querkraft:</p> <p>Für Torsion:</p>	

Tabelle 4.2: Untersuchte Laststellungen und Lastfälle

Zunächst werden nur die Lasten infolge Eigengewicht und Vorspannung aufgebracht und anschließend die veränderlichen Lasten in kleinen Lastschritten bis zum Bruch der Brücke, d. h. über den Grenzzustand der Tragfähigkeit hinaus, gesteigert.

4.4 Querkraft- und Torsionstragfähigkeit bei geöffneter Fuge

4.4.1 Ergebnisse der FE-Berechnungen am Einfeldträger

Am Einfeldträger können zwei Arten der Querkraft- bzw. Torsionsübertragung bei Segmentbrücken untersucht werden. Zum einen kann im Auflagerbereich, wo das Biegemoment klein ist und die Fugen deshalb auch über den Grenzzustand der Tragfähigkeit hinaus bis zum Versagen geschlossen bleiben, das Tragverhalten von Segmentbrücken mit geschlossenen Fugen analysiert werden. Zum anderen kann im Feldbereich unter dem Einfluss positiver Biegemomente die Übertragung der Lasten über eine geöffnete Fuge untersucht werden. Dabei ist allerdings zu beachten, dass zusammen mit den Feldmomenten nur eine geringe Beanspruchung infolge von Querkraft bzw. Torsion auftritt. Die Kombination großer Biegemomente und großer Querkräfte kann an diesem Beispiel nicht untersucht werden.

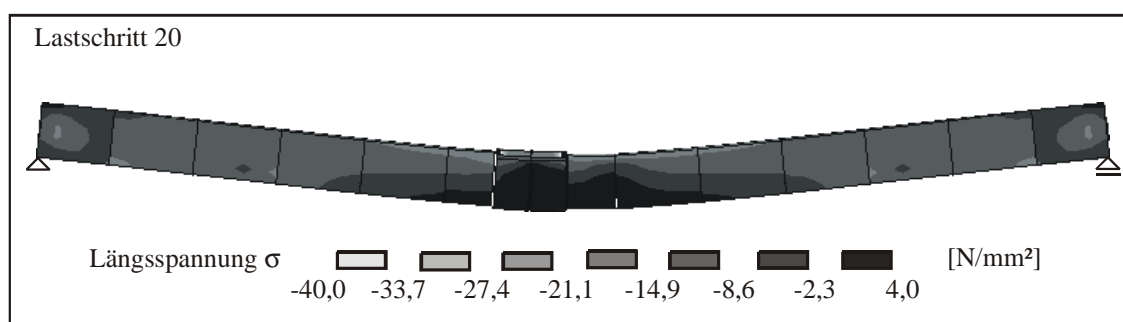


Abb. 4.12: Spannungsverlauf in Längsrichtung und überhöht dargestellte Verformung der Segmentbrücke für den Lastfall „Maximale Querkraft“

Abb. 4.12 zeigt den Spannungsverlauf in Längsrichtung und die Verformung der Segmentbrücke kurz vor dem Versagen. Im Feldbereich sind bereits mehrere Fugen geöffnet. Das Gesamtsystem versagt dadurch, dass die Tragfähigkeit der Biegedruckzone überschritten wird. Die Abb. 4.13 bis 4.15 zeigen für den Lastfall „Maximale Querkraft“ für die Fuge 6 die Breite und die Höhe der Fugenöffnung und die Durchbiegung in Feldmitte, aufgetragen über die Lastschritte, in denen die Verkehrslast schrittweise gesteigert wird. Dabei entspricht ein Lastschritt bei allen im Folgenden durchgeführten Berechnungen einer Steigerung der jeweiligen Verkehrslast um den Faktor 0,1.

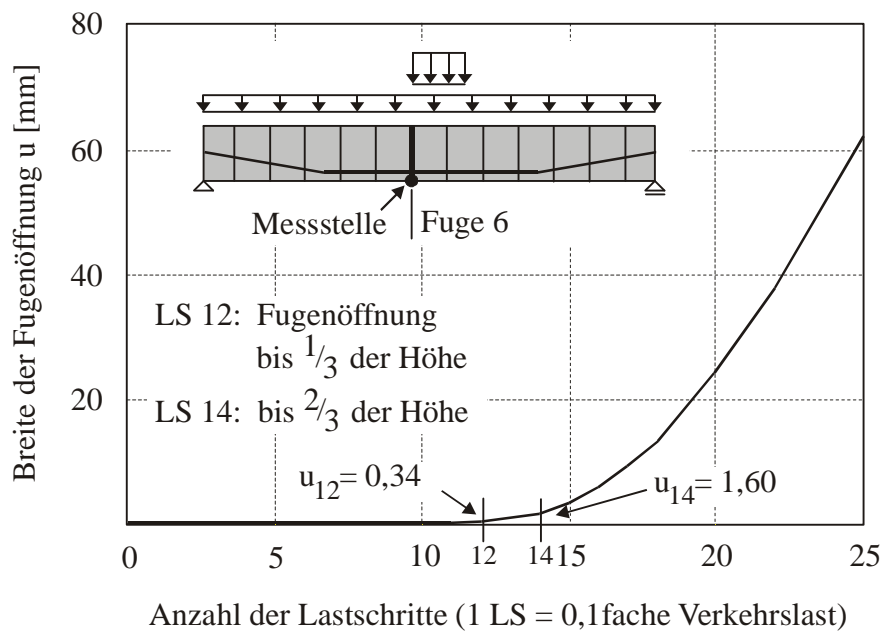


Abb. 4.13: Verlauf der Breite der Fugenöffnung für den Lastfall „Maximale Querkraft“ (der Lastschritt 1 entspricht der 0,9fachen Verkehrslast)

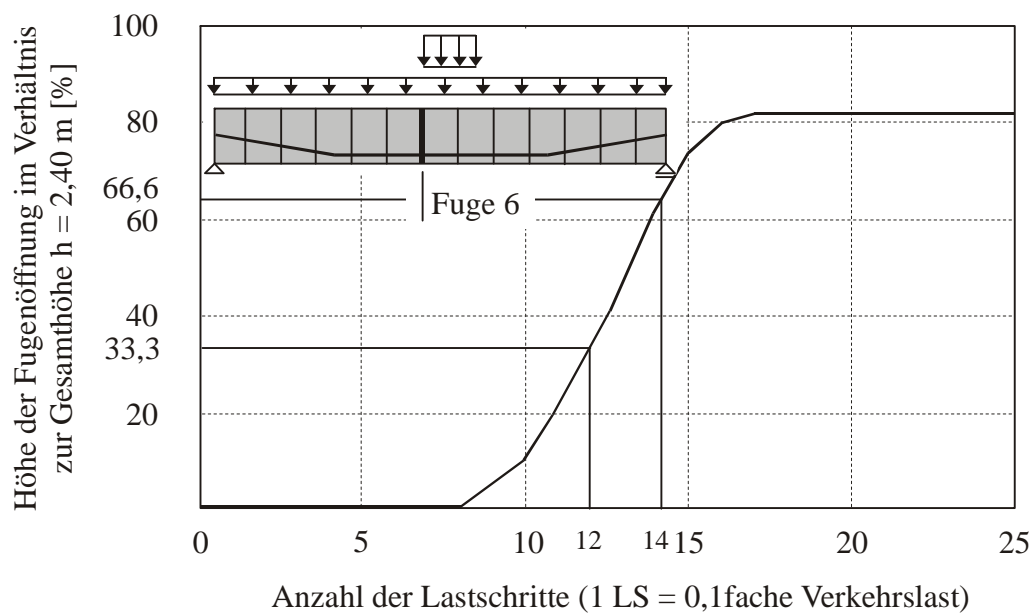


Abb. 4.14: Verlauf der Höhe der Fugenöffnung für den Lastfall „Maximale Querkraft“ (der Lastschritt 1 entspricht der 0,9fachen Verkehrslast)

Für die Breite der Fugenöffnung (Abb. 4.13) ergibt sich wie für die Durchbiegung (Abb. 4.15) ein bilinearer Verlauf. Sobald das Dekompressionsmoment der betrachteten Fuge 6 erreicht wird, öffnet sich diese. Der Wert für die Breite der Fugenöffnung bleibt dabei zunächst klein, obwohl sich die Fuge innerhalb weniger Lastschritte bis zur Fahr-

bahnplatte hin öffnet. Wird die Last dann weiter gesteigert, so ist keine weitere Fugenöffnung mehr möglich. Der Querschnitt trägt nun als Zwei-Punkt-System mit der Fahrbahnplatte als Druck- und den Spanngliedern als Zuggurt. Dies hat eine deutliche Reduktion der Steifigkeit in Feldmitte im Vergleich zu einem monolithischen Träger zur Folge. Deshalb nehmen die Durchbiegung des Gesamtsystems und dadurch bedingt die Breite der Fugenöffnung ab dem Lastschritt, bei dem die Fuge bis zur Fahrbahnplatte hin geöffnet ist, stark zu. Da jedoch weder die Tragfähigkeit der Druckzone noch die der Spannglieder überschritten ist, ist noch eine weitere Steigerung der Lasten möglich. Die Fuge kann sich jedoch nicht weiter als bis zur Fahrbahnplatte öffnen, d. h. die Steifigkeit in Feldmitte bleibt konstant. Aus diesem Grund ergibt sich wieder ein linearer Zusammenhang zwischen der Durchbiegung bzw. der Breite der Fugenöffnung und der Beanspruchung bis zum Versagen.

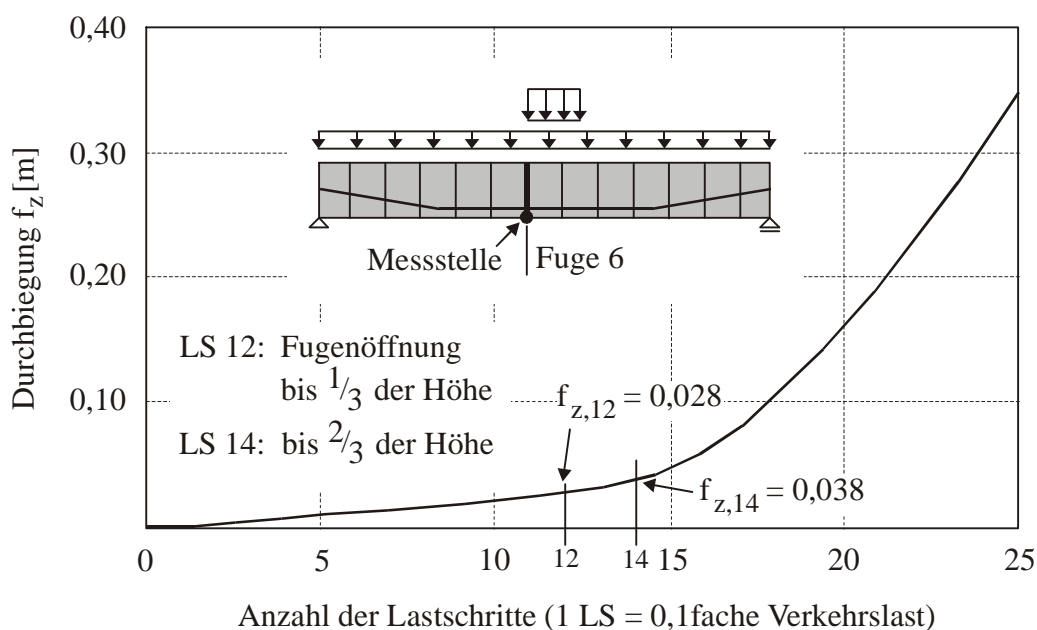


Abb. 4.15: Verlauf der Durchbiegung infolge Verkehrslasten in Feldmitte für den Lastfall „Maximale Querkraft“ (der Lastschritt 1 entspricht der 0,9fachen Verkehrslast)

Nach den deutschen Empfehlungen für Segmentfertigteilterbrücken [DBV 99] darf sich die Fuge selbst im Grenzzustand der Tragfähigkeit nicht bis zur Fahrbahnplatte hin öffnen. Dadurch soll verhindert werden, dass sich durch die überlineare Abnahme der Druckzonenhöhe infolge der Fugenöffnung Fehler in der Schnittgrößenermittlung überproportional auswirken [Eib92]. Aus diesem Grund wird in den Empfehlungen gefordert, dass sich die Fugenöffnung bei Einfeldträgern im Feldbereich nicht über mehr als $\frac{2}{3}$ der Höhe erstrecken darf. Für durch negative Biegemomente beanspruchte Fugen im

Stützbereich gilt eine Begrenzung der Öffnung auf $\frac{1}{3}$ der Höhe. Diese Grenzen sind ebenfalls in den Abb. 4.13 bis 4.15 eingetragen. Die Breite der Fugenöffnung ist zu diesem Zeitpunkt noch sehr klein und beträgt ca. 0,34 mm bei einer Fugenöffnung bis zu $\frac{1}{3}$ der Höhe, bzw. 1,6 mm bis zu $\frac{2}{3}$ der Höhe. Erst wenn die Fuge bis zur Fahrbahnplatte geöffnet ist und die Last weiter ansteigt, kommt es zu größeren Werten für die Breite der Fugenöffnung. Das Versagen der Konstruktion tritt folglich unter deutlich höheren Lasten ein, als es nach den deutschen Empfehlungen möglich ist. Nachdem sich die Fugen bis zu $\frac{2}{3}$ der Höhe geöffnet haben, ist bis zum Bruch noch eine Laststeigerung um den Faktor 1,8 möglich. Eine Begrenzung der Fugenöffnung erscheint aus diesem Grund sehr unwirtschaftlich und spiegelt nicht das reale Tragvermögen der Konstruktion wider. In Abb. 4.14 erkennt man, dass sich die Fugen in diesem Beispiel nach dem Überschreiten des Dekompressionsmomentes innerhalb sehr weniger Lastschritte bis zur Fahrbahnplatte öffnen.

In Tabelle 4.3 sind die Spannungsverläufe in der Fuge 6 im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit für die Lastfälle „Maximale Querkraft“ und „Maximale Torsion“ dargestellt. Wie nach den Bemessungsrichtlinien gefordert, sind alle Fugen noch geschlossen. Die Torsionsmomente können deshalb durch einen umlaufenden Schubfluss abgetragen werden. Vergleiche mit einem monolithischen Modell ergeben für den Gebrauchszustand keine Unterschiede in der Spannungsverteilung. Damit wird die aus Versuchen bekannte Erkenntnis, dass Segmentbrücken, deren Fugen vollständig überdrückt sind, sich im Tragverhalten nicht von monolithischen Brücken unterscheiden, auch mit dieser Berechnung bestätigt.

Um den Einfluss der Schubnocken auf das Tragverhalten von Segmentbrücken zu bestimmen, wurden, wie in Kapitel 4.3 beschrieben, neben den Berechnungen an dem Modell mit einer feinprofilierten Oberfläche in der betrachteten Fuge 6 auch Berechnungen an einem Modell mit ebener Fugenoberfläche durchgeführt (s. Abb. 4.11). In den Tabellen 4.4 bis 4.6 sind deshalb für diese beiden Modelle die Spannungsverläufe in der Fuge 6 dargestellt. Jeweils in einem Diagramm sind dabei die Verläufe für die Lastfälle „Maximale Querkraft“ und „Maximale Torsion“ zusammengefasst, um die Unterschiede zwischen den beiden Lastfällen, die in den folgenden Kapiteln erläutert werden, aufzuzeigen. Tabelle 4.4 zeigt die Spannungsverläufe in der Fuge 6, wenn die Fuge zu $\frac{1}{3}$ der Höhe geöffnet ist, Tabelle 4.5 für eine Fugenöffnung bis zu $\frac{2}{3}$ der Höhe. In Tabelle 4.6 sind die Spannungen angegeben, die sich kurz vor dem Versagen des Systems einstellen.

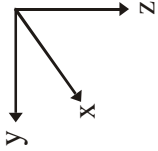
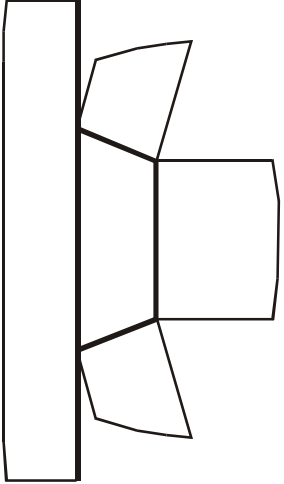
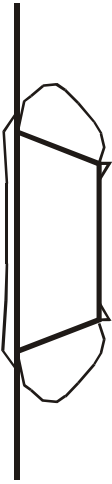
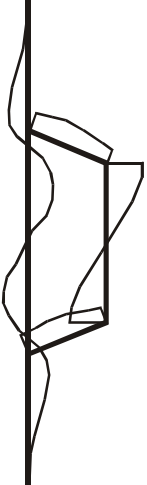
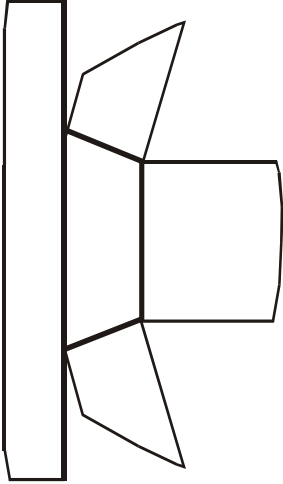





	Normalspannung σ_x	vertikale Schubspannung τ_{xz}	horizontale Schubspannung τ_{xy}
 <p data-bbox="539 1854 671 2004">Lastfall „Maximale Querkraft“</p>			
<p data-bbox="927 1854 1059 2004">Lastfall „Maximale Torsion“</p>			
<p data-bbox="1257 1888 1294 2004">Maßstab</p>	<p data-bbox="1238 1485 1302 1635">9,5 N/mm²</p> 	<p data-bbox="1238 958 1302 1108">0,87 N/mm²</p> 	<p data-bbox="1238 454 1302 604">0,70 N/mm²</p> 

Tabelle 4.3: Spannungsverteilung in der Fuge 6 im Gebrauchszustand für die Lastfälle „Max. Querkraft“ und „Max. Torsion“

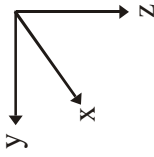
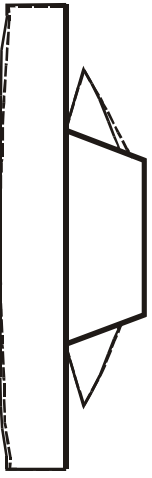
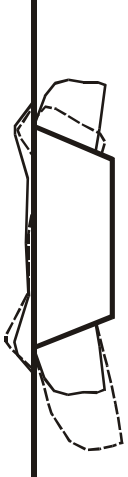

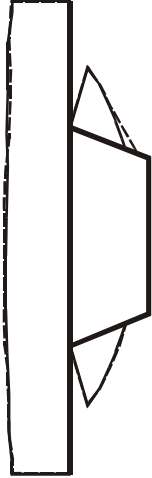





	Normalspannung σ_x	vertikale Schubspannung τ_{xz}	horizontale Schubspannung τ_{xy}
 <p>Modell mit Schubnocken</p>			
<p>Modell mit ebenen Fugen</p> <p>— Lastfall "Max. Querkraft" - - - - Lastfall "Max. Torsion"</p>			
<p>Maßstab</p>	<p>21,0 N/mm²</p> 	<p>2,13 N/mm²</p> 	<p>1,71 N/mm²</p> 

Tabelle 4.4: Spannungsverteilung in der Fuge 6 für eine Fugenöffnung bis zu $1/3$ der Höhe

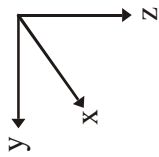
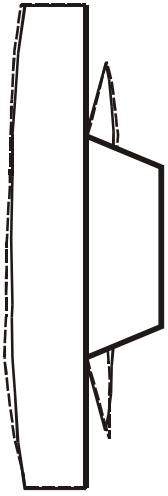
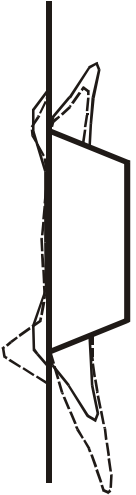

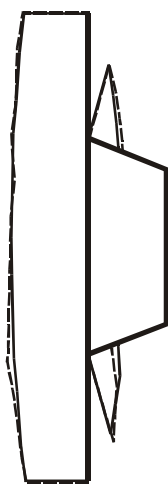
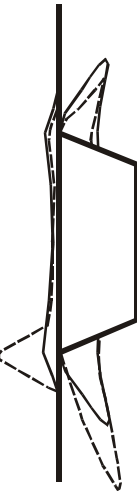
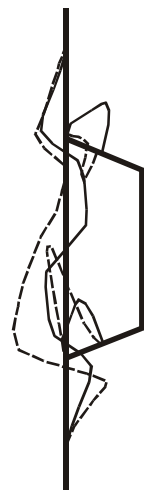



	Normalspannung σ_x	vertikale Schubspannung τ_{xz}	horizontale Schubspannung τ_{xy}
 <p>Modell mit Schubnocken</p>			
<p>Modell mit ebenen Fugen</p> <p>— Lastfall "Max. Querkraft" - - - - - Lastfall "Max. Torsion"</p>			
<p>Maßstab</p>	<p>19,0 N/mm²</p> 	<p>3,29 N/mm²</p> 	<p>1,78 N/mm²</p> 

Tabelle 4.5: Spannungsverteilung in der Fuge 6 für eine Fugenöffnung bis zu $\frac{2}{3}$ der Höhe

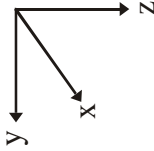
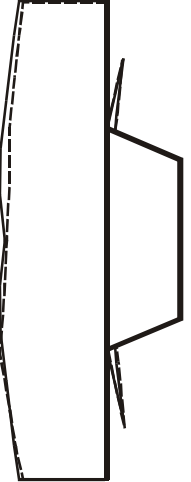
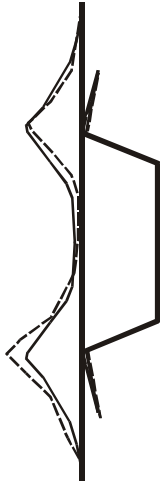

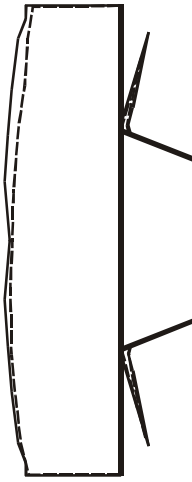

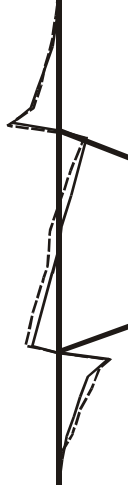
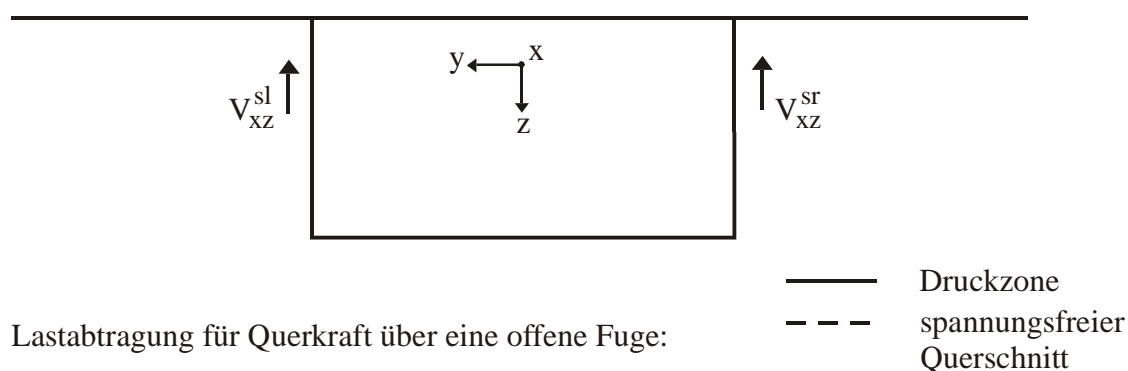
	Normalspannung σ_x	vertikale Schubspannung τ_{xz}	horizontale Schubspannung τ_{xy}
 <p>Modell mit Schubnocken</p>			
<p>Modell mit ebenen Fu- gen</p> <p>— Lastfall ‘Max. Querkraft’ - - - - Lastfall ‘Max. Torsion’</p>			
<p>Maßstab</p>	<p>19,3 N/mm² k</p>	<p>9,34 N/mm² k</p>	<p>7,87 N/mm² k</p>

Tabelle 4.6: Spannungsverteilung in der Fuge 6 kurz vor dem Versagen

4.4.1.1 Tragverhalten im Lastfall „Maximale Querkraft“

Die im Feld über die geöffneten Fugen zu übertragende Querkraft ist gering im Vergleich zur Querkraft im Auflagerbereich, in dem alle Fugen bis zum Versagen überdrückt bleiben. Infolge Querkraft ergeben sich bei einem Hohlkastenträger vertikale Schubspannungen τ_{xz} in den Stegen. Wie aus den Spannungsverläufen in den Tabellen 4.3 bis 4.6 erkennbar ist, gilt dies auch für Hohlkästen in Segmentbauweise, wenn die Fugenöffnung sich bis zu $\frac{1}{3}$ der Höhe erstreckt. Der Unterschied im Vergleich zu einem monolithischen System besteht lediglich darin, dass sich die vertikalen Schubspannungen τ_{xz} auf die Druckzone konzentrieren und damit vergleichsweise höhere Werte annehmen.

Lastabtragung für Querkraft über eine geschlossene Fuge:



Lastabtragung für Querkraft über eine offene Fuge:

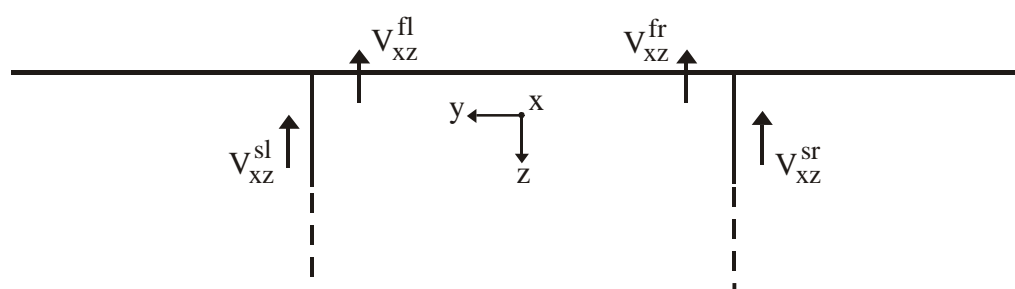


Abb. 4.16: Vergleich der Lastabtragung infolge Querkraft über eine geschlossene und eine geöffnete Fuge

Sind die Fugen bis zu $\frac{2}{3}$ der Höhe geöffnet, beteiligt sich auch die Fahrbahnplatte geringfügig an der Abtragung der vertikalen Schubspannungen. In der Platte über den Stegen nehmen die Spannungen τ_{xz} zu. Diese Werte sind jedoch aufgrund der geringen Querkraft klein (max. $\tau_{xz} = 0,70 \text{ N/mm}^2$). Kurz vor dem Versagen, das durch Überschreiten der zulässigen Spannung in der Betondruckzone eintritt, sind die Fugen bis zur Fahrbahnplatte geöffnet. Dann nehmen die vertikalen Schubspannungen in der Fahr-

bahnplatte deutlich zu, weil sich der Steg nicht mehr an der Lastabtragung beteiligen kann. In der Fuge trägt dann nur noch die Fahrbahnplatte die äußeren Einwirkungen (s. auch Abb. 4.16).

Sowohl für das Modell mit als auch für das Modell ohne Schubnocken, d. h. mit ebener Fugenoberfläche, erhält man näherungsweise die gleichen Spannungsverläufe. Die Modellierung der Schubnocken hat somit für diesen Lastfall keinen Einfluss auf das Tragverhalten. Selbst im Übergangsbereich zwischen der Druckzone und der geöffneten Fuge, wo die Breite der Fugenöffnung sehr gering ist, beteiligen sich die Schubnocken nicht an der Lastabtragung. Die Ursache dafür liegt in den verhältnismäßig geringen Schubspannungen und den damit verbundenen geringen gegenseitigen Verformungen (s. Abb. 4.17). Dadurch haben selbst bei einer kleinen Fugenöffnung die Schubnocken keinen Kontakt mehr untereinander und die gesamte Schubübertragung erfolgt im Bereich der Druckzone. Infolgedessen unterscheiden sich die beiden Modelle hier nicht.

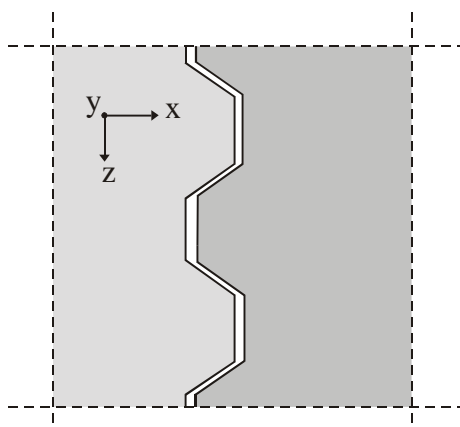


Abb. 4.17: Schubnocken in der geöffneten Fuge

Dies kann auch durch den Vergleich der Knotenkräfte bestätigt werden. In den Abb. 4.18 und 4.19 sind die Summen der Knotenkräfte F_x und F_z in der Fuge 6 für die Fahrbahnplatte, die Bodenplatte und die Stege dargestellt. Zum Vergleich ist neben den beiden Segmentmodellen mit und ohne Abbildung der Schubnocken auch der Verlauf der Knotenkräfte für eine monolithische Brücke angegeben. Die Lastschritte, bei denen sich die Fugenöffnung bis zu $\frac{1}{3}$ bzw. $\frac{2}{3}$ der Höhe erstreckt, sind ebenfalls in den Diagrammen dargestellt. Für den Lastfall „Maximale Querkraft“ unterscheiden sich die beiden untersuchten Segmentmodelle (mit ebener Fugenoberfläche bzw. mit feinprofilierter Oberfläche) nicht voneinander. Der Verlauf der Längskraft F_x im Steg zeigt deutlich die rasche Abnahme der Kraft durch die Öffnung der Fugen bis zur Fahrbahnplatte, in der die Längskraft dann entsprechend zunimmt.

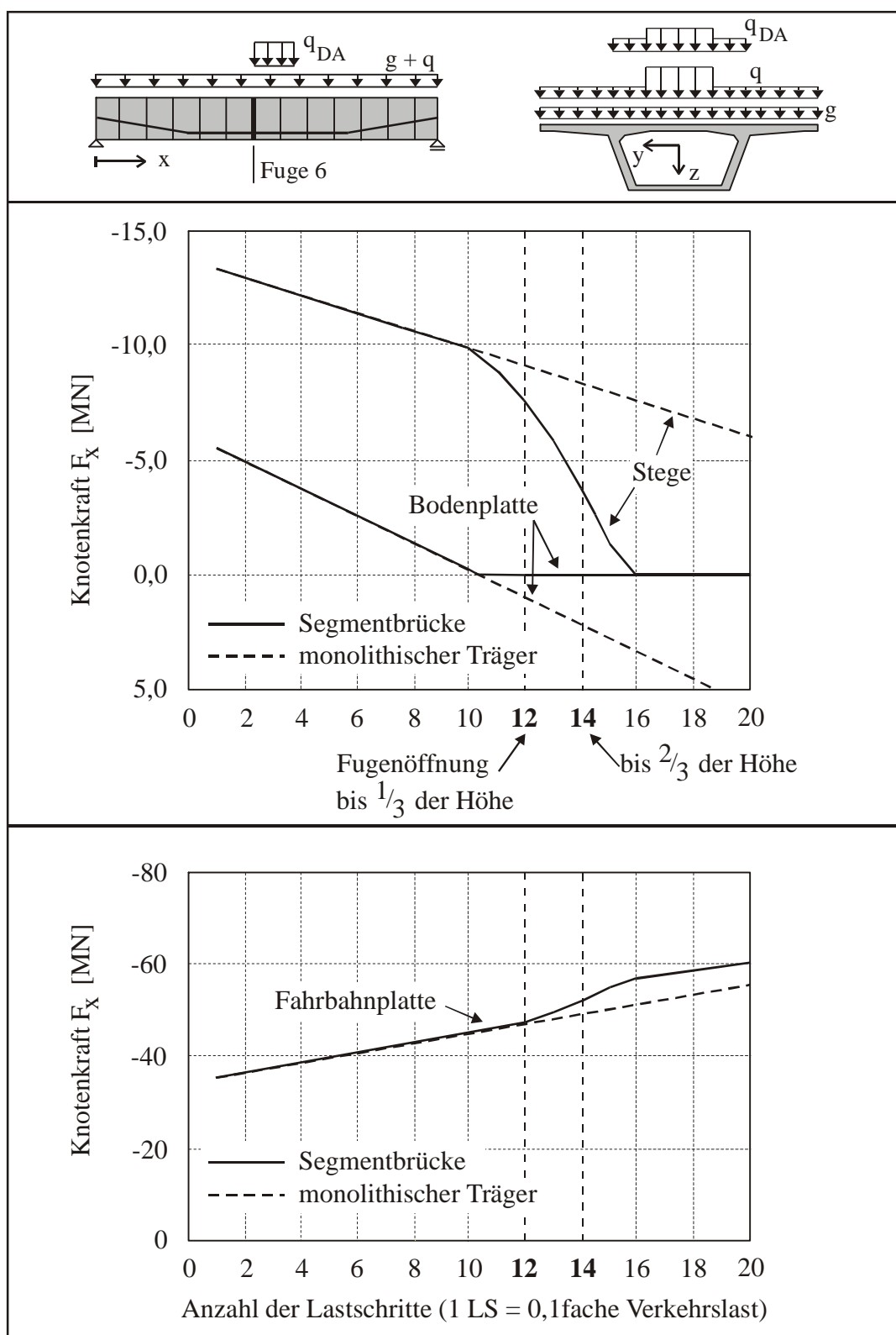


Abb. 4.18: Verlauf der Knotenkräfte F_x in der Fahrbahnplatte, im Steg und in der Bodenplatte der Fuge 6 des Einfeldträgers für den Lastfall „Maximale Querkraft“ (der Lastschritt 1 entspricht der 0,9fachen Verkehrslast)

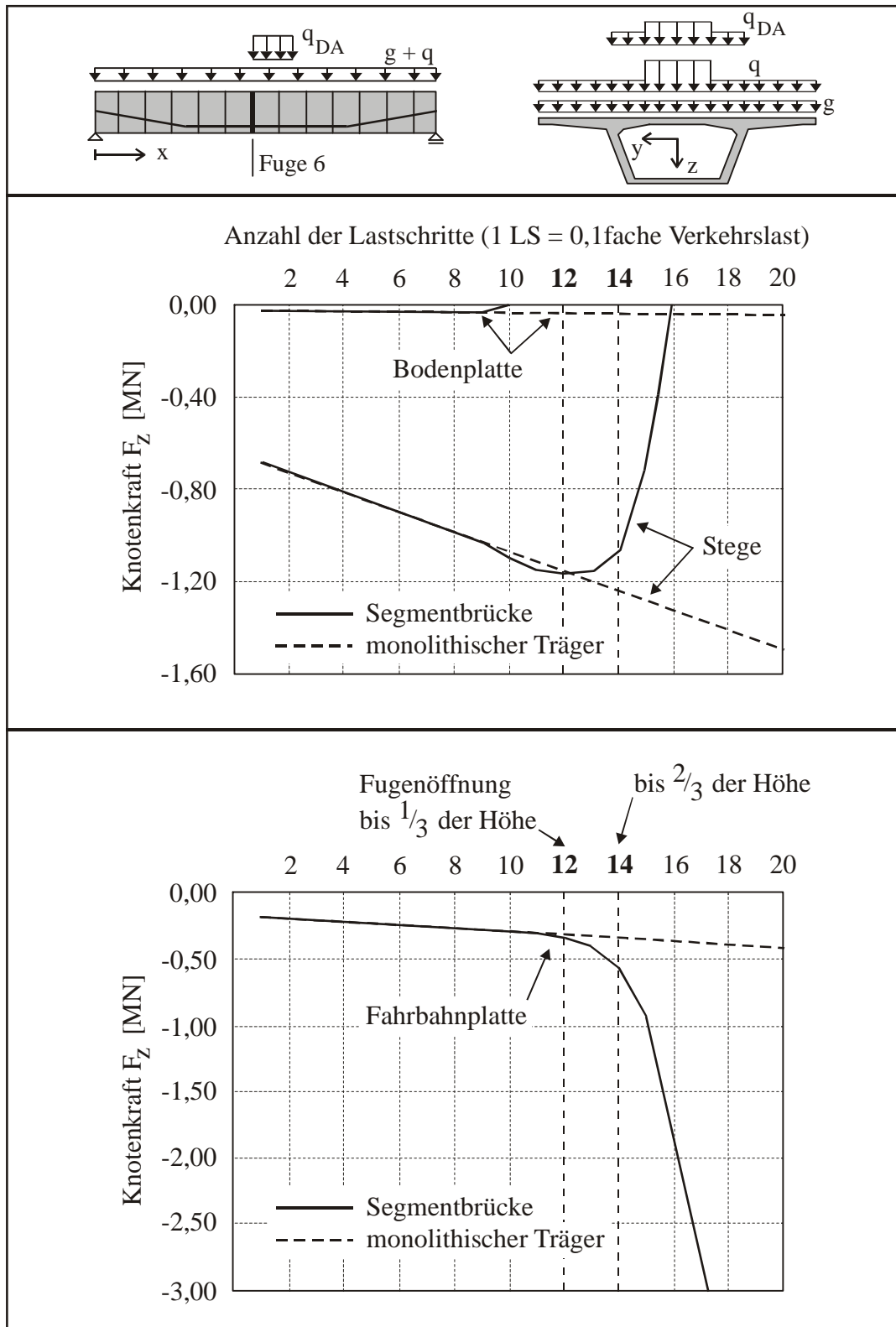


Abb. 4.19: Verlauf der Knotenkräfte F_z in der Fahrbahnplatte, im Steg und in der Bodenplatte der Fuge 6 des Einfeldträgers für den Lastfall „Maximale Querkraft“ (der Lastschritt 1 entspricht der 0,9fachen Verkehrslast)

Anhand des Verlaufs der vertikalen Knotenkräfte F_z und der Spannungen ist zu erkennen, dass sich ab einer Fugenöffnung von $\frac{2}{3}$ der Höhe die Fahrbahnplatte an der Aufnahme der vorhandenen vertikalen Schubspannungen τ_{xz} beteiligt. Die Kraft F_z im Steg steigt ab diesem Lastschritt nicht mehr entsprechend dem Verlauf der Kraft F_z des monolithischen Systems an, sondern nimmt ab. Die Differenz wird dann von der Fahrbahnplatte aufgenommen, in der die vertikale Kraft bei weiterer Fugenöffnung stark zunimmt, da die Fuge sich ab dem 16. Lastschritt bis zur Fahrbahnplatte hin geöffnet hat und die Querkraft dann vollständig über die Fahrbahnplatte abgetragen wird.

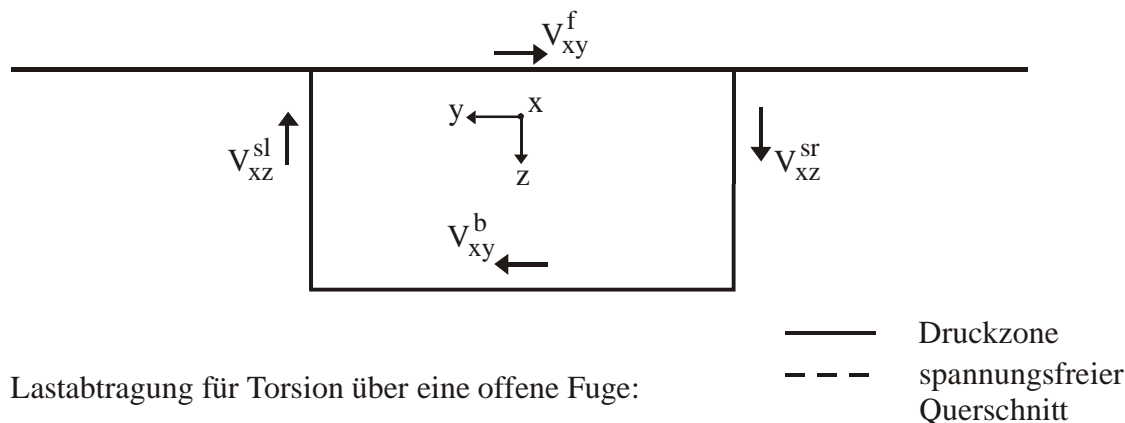
Zusammenfassend kann gesagt werden, dass die Übertragung von Querkraften über eine geöffnete Fuge durch eine Konzentration der vertikalen Schubspannungen auf die Biegedruckzone in den Stegen erfolgt. Erstreckt sich die Fugenöffnung jedoch über $\frac{2}{3}$ der Fugenhöhe, so kommt es auch in der Druckzone der Fahrbahnplatte zu einem Anstieg der vertikalen Schubspannungen in der Nähe der Stege. Bei geringer Druckzonenhöhe im Steg muss also die vertikale Schubsteifigkeit der Fahrbahnplatte bei der Übertragung der Querkraft berücksichtigt werden, da die Querkraft dann durch Schubkräfte sowohl in den Stegen als auch in der Platte abgetragen wird. Die Größe der Plattenschubkräfte hängt dabei von der Steifigkeit der Platte ab.

4.4.1.2 Tragverhalten im Lastfall „Maximale Torsion“

Auch für das Torsionsmoment gilt wie für die Querkraft, dass der Wert bei einem Einfeldträger im Feld im Vergleich zum Torsionsmoment am Auflagerbereich verhältnismäßig klein ist. Solange die Fugen geschlossen bleiben, wird das Torsionsmoment durch einen umlaufenden Schubfluss mit je einem Kräftepaar in den Stegen und in den Platten abgetragen (s. Abb. 4.20). Im Unterschied zur Querkraft tritt ein Torsionsmoment nicht unabhängig von der Querkraft, sondern immer in Kombination mit dieser auf. Öffnen sich die Fugen, so ist die Ausbildung eines umlaufenden Schubflusses nicht mehr möglich, weil die Bodenplatte aufgrund der Fugenöffnung spannungsfrei ist. Dies ist deutlich an den Spannungsverteilungen in den Tabellen 4.4 bis 4.6 zu erkennen, in denen die Verteilungen für eine Fugenöffnung bis zu $\frac{1}{3}$ bzw. $\frac{2}{3}$ der Höhe dargestellt sind. Da im Lastfall „Maximale Torsion“ jedoch nur die Hälfte der Brücke durch die veränderlichen Einwirkungen belastet wird, ist das Biegemoment und damit die Fugenöffnung im Grenzzustand der Tragfähigkeit deutlich geringer als im Lastfall „Maximale Querkraft“. Deshalb werden diese großen Fugenöffnungen unter Bemessungslasten nicht erreicht. Um dennoch das Tragverhalten infolge Torsion auch bei weit geöffneten Fugen zu untersuchen, werden die veränderlichen Lasten in diesen Berechnungen bis

zum Bruch des Modells gesteigert und die Auswertung auch für große Fugenöffnungen durchgeführt.

Lastabtragung für Torsion über eine geschlossene Fuge:



Lastabtragung für Torsion über eine offene Fuge:

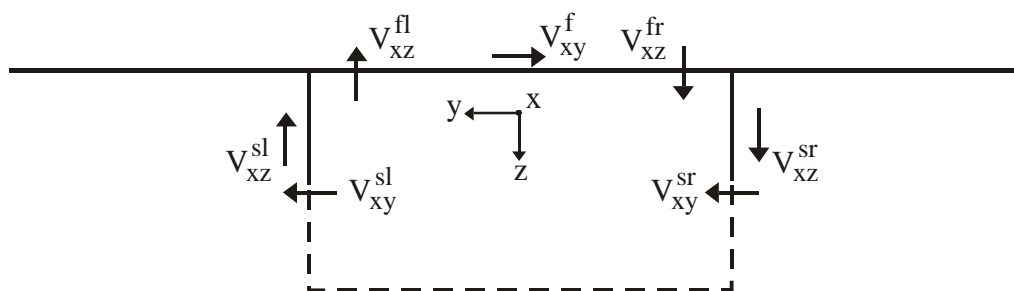


Abb. 4.20: Vergleich der Lastabtragung infolge Torsion über eine geschlossene und eine infolge eines positiven Biegemomentes geöffnete Fuge

Anhand der Spannungsverteilung in der Fuge 6 (Tabelle 4.4 – 4.6) wird deutlich, dass es durch die Torsionsbeanspruchung zu einer Schiefstellung der Spannungsnulllinie und damit zu einer ungleichmäßigen Fugenöffnung in den Stegen kommt. Aus Abb. 4.21, in der der Verlauf der Höhe der Fugenöffnung für beide Stege dargestellt ist, wird ersichtlich, dass die Fugenöffnung und damit die Normalspannungsverteilung in der Fuge nicht symmetrisch ist. Wie in Anhang A.1 beschrieben, entstehen durch eine Torsionsbeanspruchung zusätzliche sekundäre Normalspannungen aus Wölbkrafttorsion und Profilverformung, wenn keine ausreichende Queraussteifung vorhanden ist und die Querschnittsverformung in Längsrichtung durch das Auflager behindert wird. Dann ist es möglich, dass sich der Hohlkastenquerschnitt unter Torsionsbeanspruchung verformt. Die sekundären Normalspannungen können allerdings im Massivbau bei geschlossenen Kastenträgern häufig vernachlässigt werden. In den Fugen haben sie jedoch einen Einfluss auf die Fugenöffnung, da sie sich mit den primären Spannungen aus Biegung und

Vorspannung überlagern und damit zu einer Schiefstellung der Spannungsnulllinie führen.

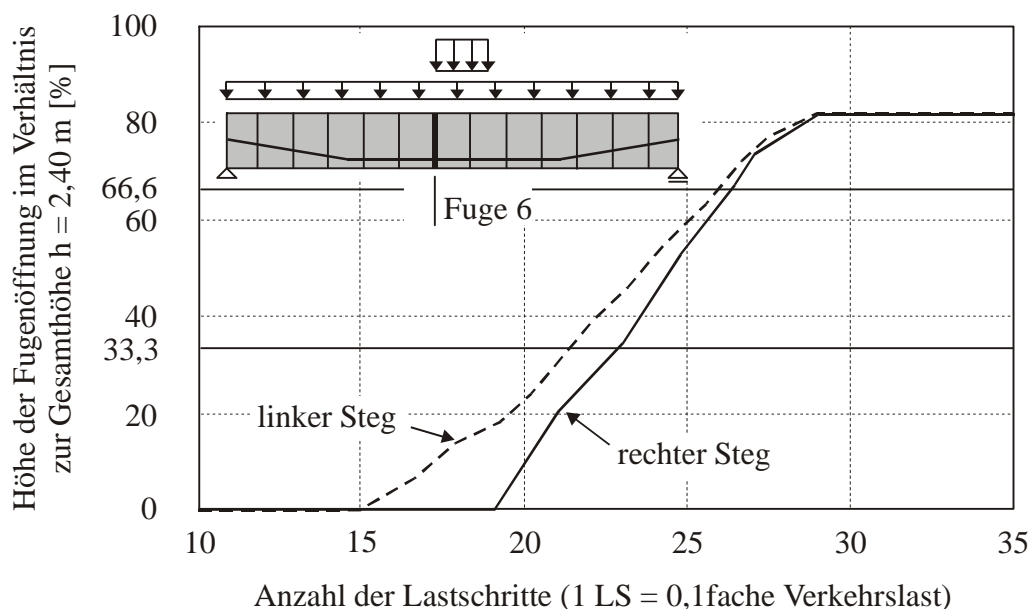


Abb. 4.21: Verlauf der Höhe der Fugenöffnung für den Lastfall „Maximale Torsion“ (der Lastschritt 1 entspricht der 1,0fachen Verkehrslast)

Huang untersuchte in seiner Arbeit [Hua94] den Einfluss der Torsionsbeanspruchung auf die Fugenöffnung anhand eines einzelligen, durchlaufenden Hohlkastenträgers mit einer Feldlänge von $l = 40$ m. Er stellte fest, dass die Normalspannung aus Wölbkraft-torsion für den geschlossenen Kastenträger relativ klein ist und nur geringfügig durch das Seitenverhältnis λ des Hohlkastens beeinflusst wird.

$$\text{Seitenverhältnis } \lambda = \frac{\text{Breite}}{\text{Höhe}} \text{ des Hohlkastens Gl. 4.2}$$

Mit zunehmendem Seitenverhältnis wachsen dagegen die sekundären Normalspannungen aus Profilverformung deutlich an und werden somit im Wesentlichen durch die Profilverformung bestimmt. Infolge einer Einzellast nehmen die sekundären Normalspannungen mit zunehmender Kastenhöhe ab, infolge von verteilten Lasten nehmen sie zu. Wird die Kastenhöhe beibehalten, steigen die Spannungen auch mit zunehmender Kastenbreite. Die sekundären Normalspannungen aus Einzellast sind in Längsrichtung veränderlich und vom Wölbwiderstand abhängig.

Nach Überschreitung des Dekompressionsmomentes öffnet sich die Fuge 6 und der umlaufende Schubfluss wird unterbrochen. Das horizontale Kräftepaar, das sich bei einem monolithischen Träger aus einer Kraft in der Fahrbahnplatte V_{xy}^f und in der Bodenplatte

V_{xy}^b zusammensetzt, kann sich nicht mehr ausbilden (s. Abb. 4.20). Die horizontale Schubkraft aus der Bodenplatte V_{xy}^b lagert sich deshalb in die Stege um (V_{xy}^{sl} und V_{xy}^{sr}), wobei der Hebelarm mit größerer Fugenöffnung immer kleiner und damit der Anteil dieses Kräftepaars am Torsionsmoment immer geringer wird. Der Anstieg der Schubspannungen τ_{xy} in der Druckzone der Stege ist in den Spannungsverläufen deutlich zu erkennen (Tabelle 4.4 – 4.6). Das vertikale Kräftepaar verbleibt in den Stegen, die Schubspannungen τ_{xz} konzentrieren sich auf die Druckzone im Steg. Nach der Fugenöffnung steigt daher der Wert für die Schubspannung τ_{xz} in dem durch Querkraft und Torsion gleichsinnig beanspruchten Steg deutlich an. Aus Gleichgewichtsgründen nimmt im benachbarten Steg die Schubspannung entsprechend ab.

Öffnet sich die Fuge über $\frac{2}{3}$ der Höhe, so beteiligt sich auch hier die Fahrbahnplatte an der Abtragung der vertikalen Schubspannungen τ_{xz} . Aufgrund der geringen Werte für das Torsionsmoment und für die zugehörige Querkraft im Feld sind die Spannungen jedoch klein (max. $\tau_{xz} = 2,70 \text{ N/mm}^2$). Bei fortschreitender Fugenöffnung nehmen sie deutlich zu, da die Druckzone in den Stegen abnimmt und sich damit die Lastabtragung infolge Torsion und Querkraft auf die Fahrbahnplatte umlagert. Wie bei dem Lastfall „Maximale Querkraft“ bleibt kurz vor dem Versagen nur noch die Fahrbahnplatte zur Kraftübertragung übrig. Bei einer weit geöffneten Fuge kommt also noch ein drittes Kräftepaar zur Lastabtragung des Torsionsmomentes hinzu, das aus den vertikalen Kräften V_{xz}^f und V_{xz}^f in der Fahrbahnplatte besteht.

Anhand des Verlaufs der Knotenkräfte in den Stegen, der Fahrbahn- und Bodenplatte (Abb. 4.22 – 4.23) wird deutlich, dass die Verläufe wie beim Lastfall „Maximale Querkraft“ zwischen dem Modell mit Berücksichtigung der Fugenprofilierung und dem Modell mit ebener Fugenoberfläche ähnlich sind. Der Verlauf der Knotenkräfte F_x wurde exemplarisch in Abb. 4.18 für den Lastfall „Maximale Querkraft“ aufgezeigt und unterscheidet sich qualitativ nicht von dem Verlauf für den Lastfall „Maximale Torsion“. Aus diesem Grund wird auf die Darstellung hier verzichtet.

In Abb. 4.22 ist der Verlauf der vertikalen Knotenkräfte F_z dargestellt. Deutlich ersichtlich ist die durch die Torsionsbelastung bedingte unterschiedliche Beanspruchung der Stege. Ab dem 18. Lastschritt ist die Bodenplatte durch die Fugenöffnung spannungsfrei. Der bis dahin im Übergangsbereich zwischen den Stegen und der Bodenplatte übertragene Anteil der Schubkräfte F_z lagert sich dann in die Stege um. Dies gilt auch für die horizontale Schubkraft F_y der Bodenplatte, die zusammen mit der Schubkraft in der

Fahrbahnplatte ein Kräftepaar zur Torsionsabtragung gebildet hat (s. Abb. 4.23). Anhand der Verläufe für die Schubkraft F_y erkennt man, dass sich mit der Fugenöffnung diese Kraft im Boden abbaut und gleichzeitig in den Stegen eine Erhöhung eintritt.

Öffnet sich die Fuge über $\frac{1}{3}$ der Fugenhöhe hinaus, nimmt die vertikale Schubkraft F_z in den Stegen wieder ab und in der Fahrbahnplatte langsam zu. Die Werte sind jedoch bis zu einer Fugenöffnung von $\frac{2}{3}$ der Höhe verhältnismäßig klein. Die Zunahme der vertikalen Schubkraft F_z in der Fahrbahnplatte tritt ebenso wie die Abnahme dieser Kraft im Steg beim Modell mit einer ebenen Fugenoberfläche in der Fuge 6 eher ein als beim Modell mit Schubnocken. Die Ursache dafür liegt im Übergangsbereich zwischen der Druckzone und der geöffneten Fuge, wo die Breite der Fugenöffnung sehr gering ist und die Schubnocken trotz fehlender Druckspannungen in der Lage sind, vertikale Schubspannungen zu übertragen. Dies war im Lastfall „Maximale Querkraft“ nicht möglich, da die gegenseitigen Verformungen zu klein waren. Im Lastfall „Maximale Torsion“ überlagern sich jedoch in den Stegen die Schubspannungen aus Querkraft und Torsion. Dadurch kommt es zu größeren Verschiebungen der Fugenoberflächen gegeneinander, die es ermöglichen, dass die Schubnocken trotz Fugenöffnung noch miteinander in Kontakt stehen und es zu einer Rissverzahnung kommt. Da sich die Größe der Fugenöffnung aufgrund der fehlenden im Verbund liegenden Bewehrung jedoch nicht einfach mit den üblichen Bemessungshilfen bestimmen lässt, ist die Ermittlung des Anteils der durch die Rissverzahnung übertragenen Schubkräfte ohne eine aufwändige FE-Berechnung, die gleichzeitig die Streuung der Parameter und die Passgenauigkeit in der Fuge berücksichtigen müsste, praktisch nicht möglich. Dieser Anteil sollte deshalb nicht zur Bemessung herangezogen werden.

Zusammenfassend gilt für den Lastfall „Maximale Torsion“ wie für den Lastfall „Maximale Querkraft“, dass sich die vertikalen Schubspannungen zunächst auf die Biegedruckzone in den Stegen konzentrieren, bei zunehmender Fugenöffnung jedoch auch in die Fahrbahnplatte hin umlagern. Der Anteil des horizontalen Kräftepaars aus der Bodenplatte lagert sich nach der Öffnung der Fuge ebenfalls in die Druckzone der Stege um. Aufgrund des geringer werdenden Hebelarms spielt dieser Wert für die Lastabtragung des Torsionsmomentes jedoch nur eine untergeordnete Rolle.

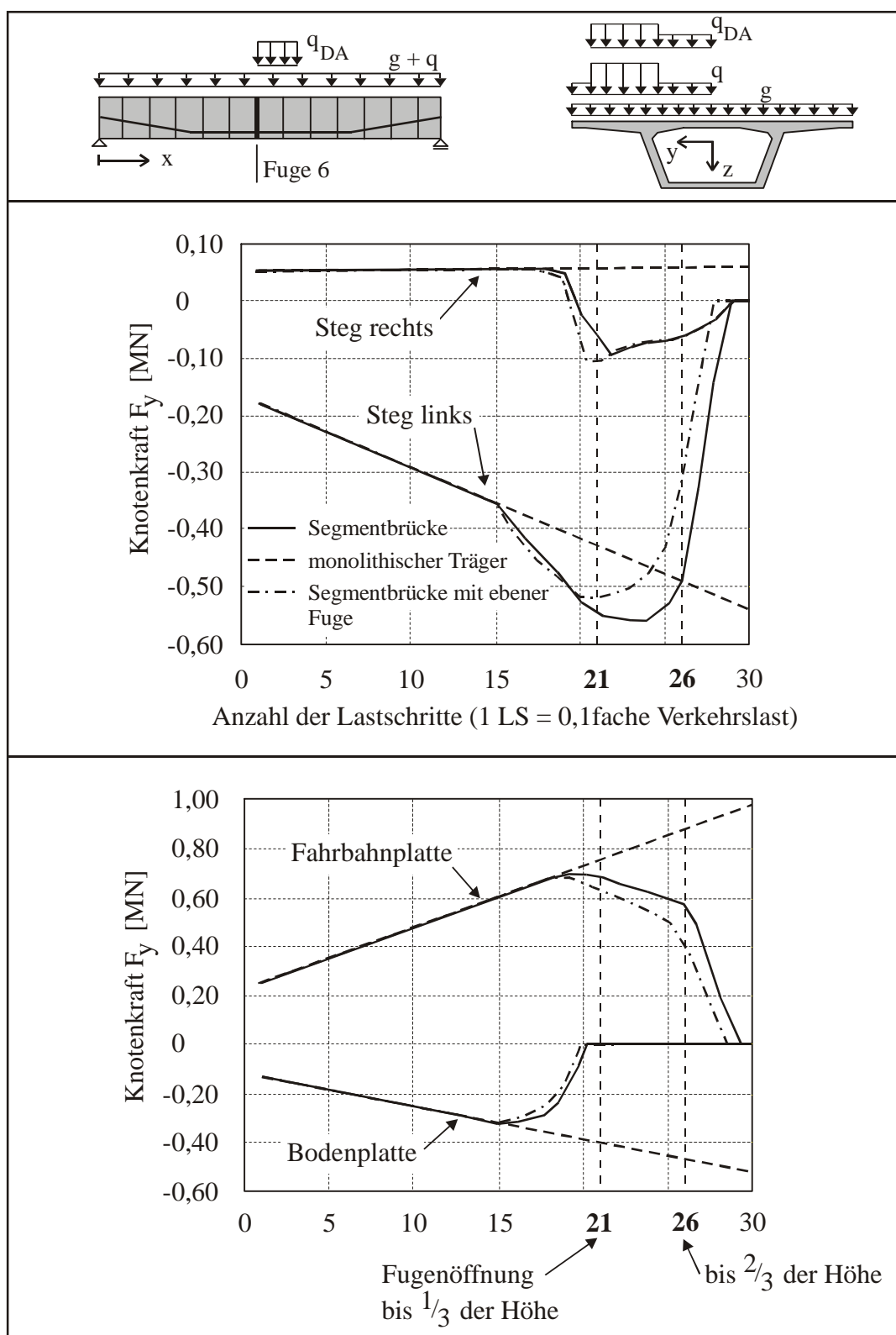


Abb. 4.23: Verlauf der Knotenkräfte F_y in der Fahrbahnplatte, im Steg und in der Bodenplatte der Fuge 6 des Einfeldträgers für den Lastfall „Maximale Torsion“ (der Lastschritt 1 entspricht der 1,0fachen Verkehrslast)

4.4.2 Ergebnisse der FE-Berechnungen am Mehrfeldträger

Während beim Einfeldsystem die maximalen Biegemomente nicht zusammen mit der maximalen Schubbeanspruchung aus Querkraft und Torsion auftreten und damit die wesentliche Schubkraftübertragung auf den Bereich mit geschlossenen Fugen konzentriert ist, kommt es am Zwischenauflager eines Mehrfeldsystems zum gleichzeitigen Auftreten großer Biegemomente und großer Querkräfte bzw. Torsionsmomente. Neben der Fuge am Innenaufleger öffnen sich beim Mehrfeldträger auch die Fugen im Feld (s. Abb. 3.13). Dort sind die Schubkräfte allerdings klein, weswegen sich die weiteren Auswertungen auf die Fuge 1 neben der Einspannung beschränken.

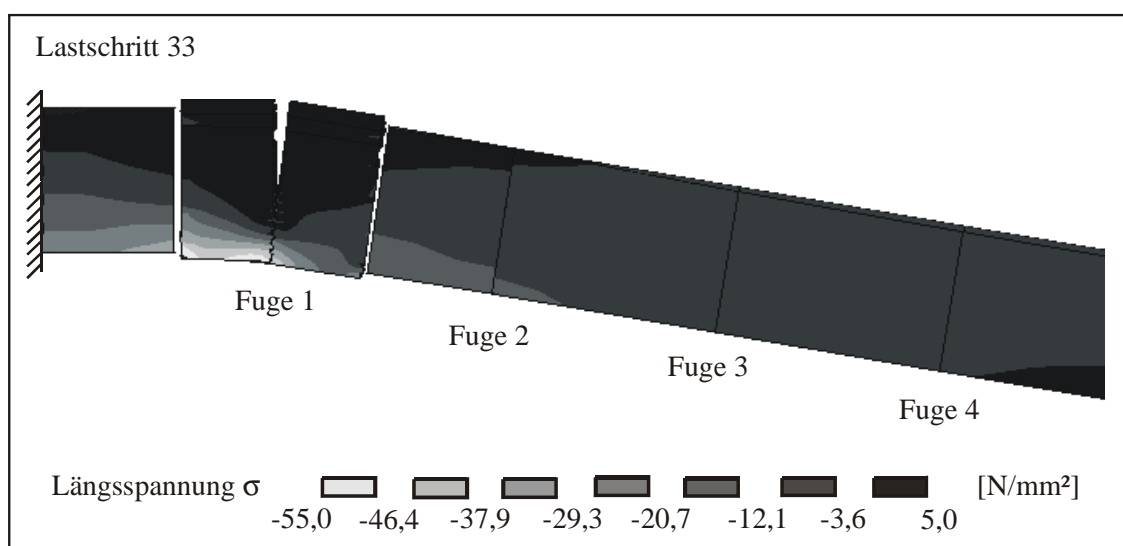


Abb. 4.24: Spannungsverteilung in Längsrichtung und überhöht dargestellte Verformung des Mehrfeldsystems für den Lastfall „Maximale Querkraft“ (der Spalt links und rechts neben der Fuge 1 resultiert aus dem Übergang zwischen den Volumen- und Schalenelementen und ist nur grafisch bedingt)

In Abb. 4.24 sind der Spannungsverlauf in Längsrichtung und die Durchbiegung an der Einspannung dargestellt. Infolge des negativen Biegemomentes über der Stütze öffnet sich nur die erste Fuge neben der Einspannung. Die zweite Fuge ist bereits vollständig überdrückt. Das allgemeine Tragverhalten eines Mehrfeldträgers bzw. des hier untersuchten einseitig eingespannten Einfeldträgers ist in Kapitel 3.2 erläutert worden. Nachdem sich die Fugen sowohl im Feld als auch neben der Einspannung geöffnet haben, versagt das System, wenn die Tragfähigkeit der Biegedruckzone erreicht ist. In den Abb. 4.25 bis 4.27 sind analog zum Einfeldträger der Verlauf der Breite und der Höhe der Fugenöffnung sowie die Durchbiegung im Feldbereich für den Lastfall „Maximale

Querkraft“ dargestellt. Zusätzlich sind auch die Grenzen für die Fugenöffnung von $\frac{1}{3}$ bzw. $\frac{2}{3}$ der Höhe angegeben.

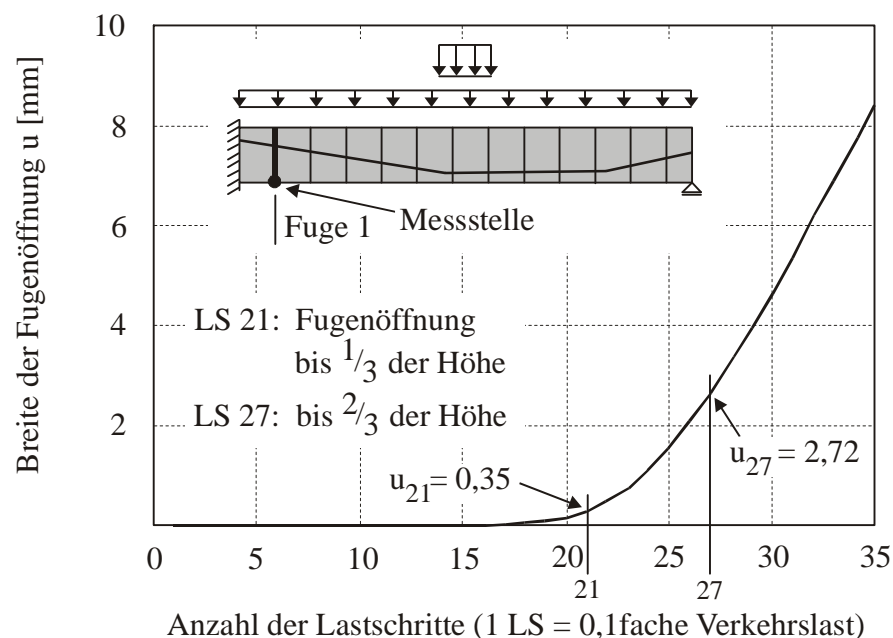


Abb. 4.25: Verlauf der Breite der Fugenöffnung für den Lastfall „Maximale Querkraft“ (der Lastschritt 1 entspricht der 0,3fachen Verkehrslast)

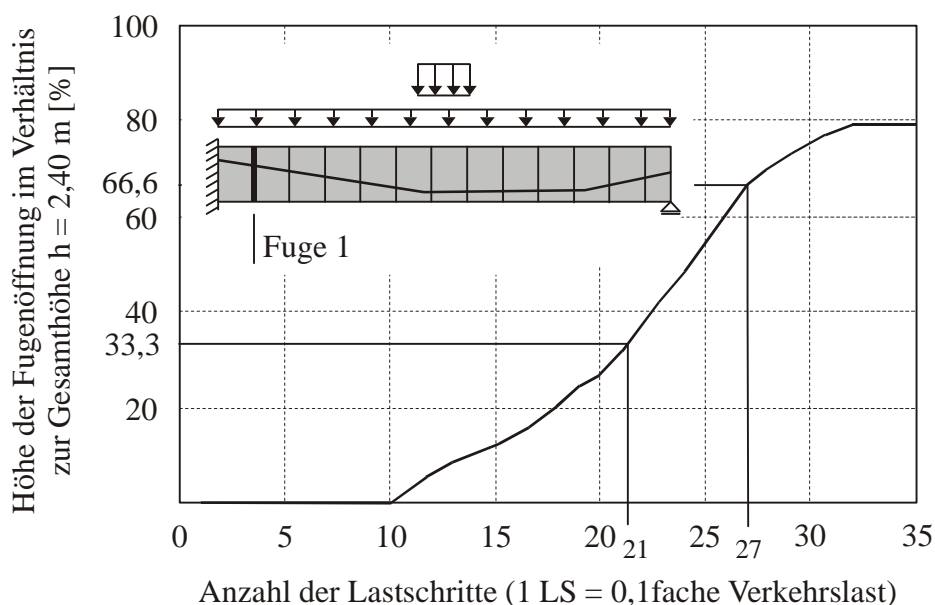


Abb. 4.26: Verlauf der Höhe der Fugenöffnung für den Lastfall „Maximale Querkraft“ (der Lastschritt 1 entspricht der 0,3fachen Verkehrslast)

Auch hier ergibt sich der für Segmentbrücken typische bilineare Verlauf für die Durchbiegung (Abb. 4.27) und die Breite der Fugenöffnung (Abb. 4.25). Im Gegensatz zum Einfeldträger ist die Breite der Fugenöffnung beim Mehrfeldträger in der Fuge 1 neben der Einspannung zum Zeitpunkt des Versagens mit $b_{\max} = 8,75$ mm deutlich geringer als beim Einfeldträger, bei dem die maximale Fugenöffnungsweite $b_{\max} = 62,2$ mm für die Fuge 6 beträgt. Dagegen ergeben sich für die Breite der Fugenöffnung bis zu den Grenzwerten für die Höhe von $1/3$ bzw. $2/3$ auch beim Einfeldträger relativ kleine Werte (0,34 mm bzw. 1,60 mm für die Fuge 6 des Einfeldträgers, 0,35 mm bzw. 2,72 mm für die Fuge 1 des Mehrfeldträgers). Die Unterschiede liegen also nur im Verhalten während des Bruches, wo sich die Fuge, die durch ein negatives Biegemoment beansprucht wird, wesentlich weniger weit öffnet als die Fugen, die durch ein positives Biegemoment beansprucht werden. Die Ursache dafür liegt im Verlauf der Biegemomente. Während der Betrag des Stützmomentes stark abfällt und nur zur Öffnung einer einzelnen Fuge führt, erstreckt sich das Feldmoment nahezu konstant über mehrere nebeneinanderliegende Fugen, die sich demzufolge öffnen. Dadurch kommt es im Feld zu einer größeren Steifigkeitsreduktion als über der Stütze. Aus diesem Grund bildet sich das Rotationsgelenk, das letztendlich durch große Verformungen zum Versagen der Brücke führt, sowohl beim Einfeld- als auch beim Mehrfeldträger immer im Feldbereich.

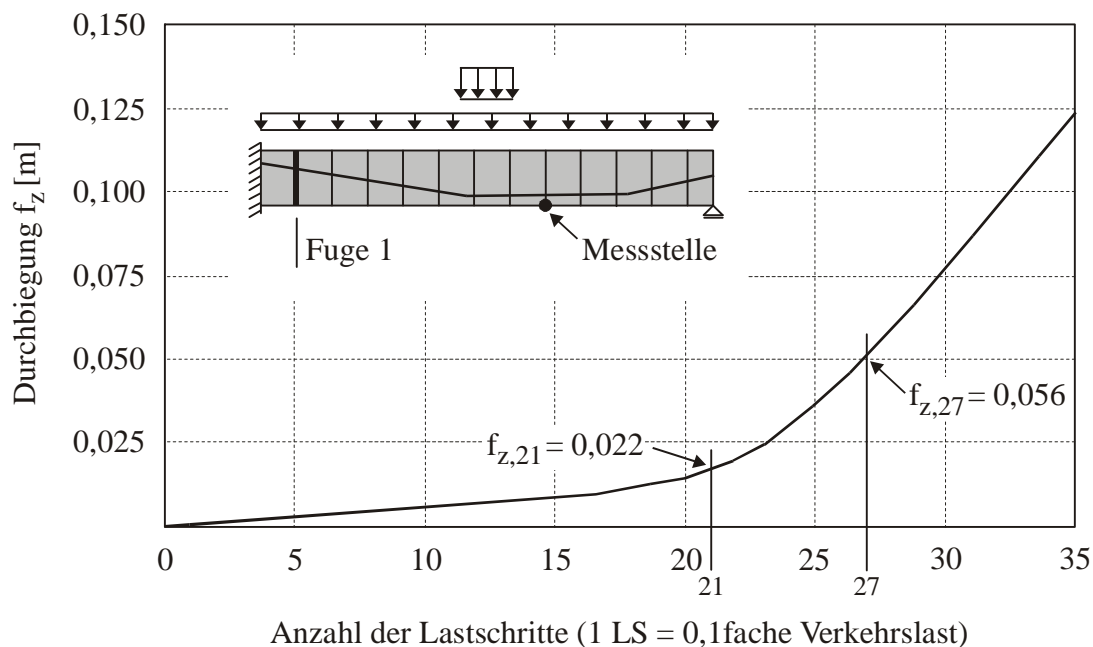


Abb. 4.27: Verlauf der Durchbiegung im Feld für den Lastfall „Maximale Querkraft“ (der Lastschritt 1 entspricht der 0,3fachen Verkehrslast)

Die Spannungsverläufe in der Fuge 1 für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit, in dem alle Fugen noch vollständig überdrückt sind, sind für die Lastfälle „Maximale Querkraft“ und „Maximale Torsion“ in Tabelle 4.7 dargestellt. Auch hier ergeben sich erwartungsgemäß im Vergleich zu einem monolithischen Modell keine Unterschiede in den Spannungsverläufen. Analog zur Auswertung der Ergebnisse des Einfeldträgers sind die Spannungsverläufe in der Fuge 1 in den Tabellen 4.8 bis 4.10 für eine Fugenöffnung bis $\frac{1}{3}$ und $\frac{2}{3}$ der Höhe sowie kurz vor dem Versagen dargestellt und für die beiden Lastfälle „Maximale Querkraft“ und „Maximale Torsion“ jeweils in einem Diagramm zusammengefasst. Dabei stellt die Spannungsverteilung für eine Fugenöffnung bis $\frac{2}{3}$ der Höhe für den Lastfall „Maximale Torsion“ gleichzeitig die Verteilung kurz vor dem Versagen dar.

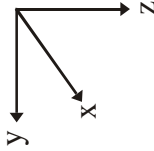
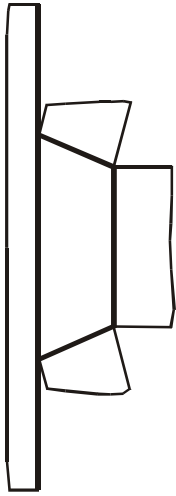
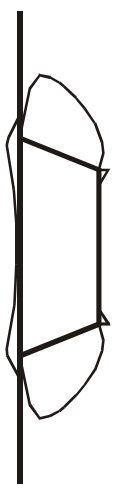
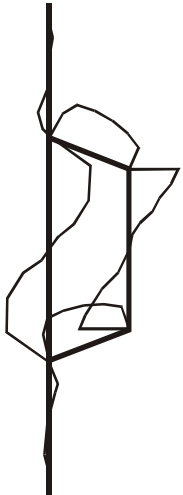
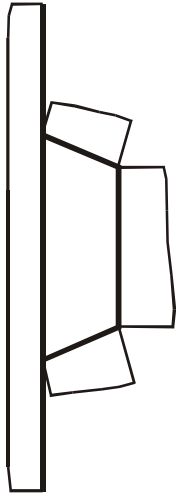

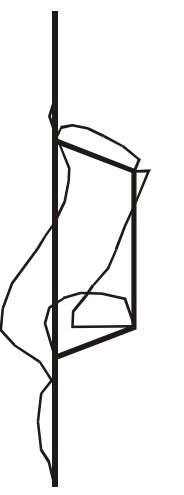
	Normalspannung σ_x	vertikale Schubspannung τ_{xz}	horizontale Schubspannung τ_{xy}
 <p>Lastfall „Maximale Querkraft“</p>			
<p>Lastfall „Maximale Torsion“</p>			
Maßstab	$10,2 \text{ N/mm}^2$	$2,44 \text{ N/mm}^2$	$1,44 \text{ N/mm}^2$

Tabelle 4.7: Spannungsverteilung in der Fuge I im Gebrauchszustand für die Lastfälle „Max. Querkraft“ und „Max. Torsion“

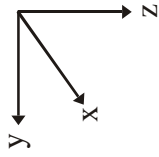
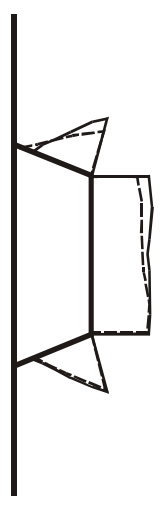
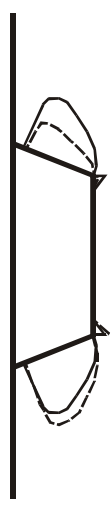

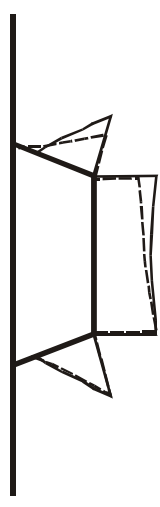





	Normalspannung σ_x	vertikale Schubspannung τ_{xz}	horizontale Schubspannung τ_{xy}
 Modell mit Schubnocken			
Modell mit ebenen Fugen	 <p> — Lastfall ‘Max. Querkraft’ - - - - Lastfall ‘Max. Torsion’ </p>		
Maßstab	$27,3 \text{ N/mm}^2$ 	$10,2 \text{ N/mm}^2$ 	$7,75 \text{ N/mm}^2$ 

Tabelle 4.8: Spannungsverteilung in der Fuge 1 für eine Fugenöffnung bis zu $1/3$ der Höhe

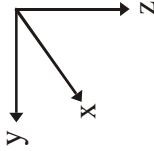
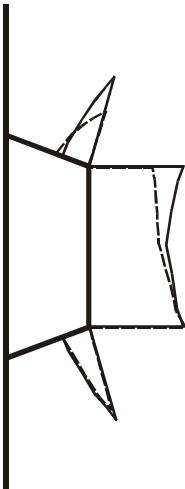


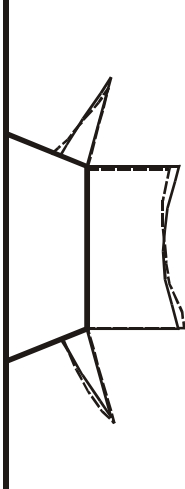
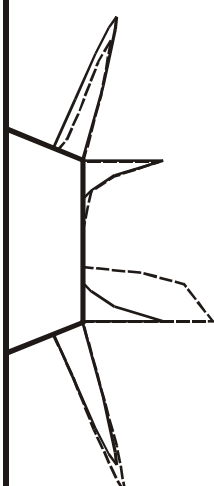




	Normalspannung σ_x	vertikale Schubspannung τ_{xz}	horizontale Schubspannung τ_{xy}
 <p>Modell mit Schubnocken</p>			
<p>Modell mit ebenen Fugen</p> <p>— Lastfall "Max. Querkraft" - - - - Lastfall "Max. Torsion"</p>			
<p>Maßstab</p>	<p>26,7 N/mm²</p> 	<p>9,39 N/mm²</p> 	<p>14,6 N/mm²</p> 

Tabelle 4.9: Spannungsverteilung in der Fuge 1 für eine Fugenöffnung bis zu $2/3$ der Höhe

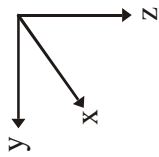
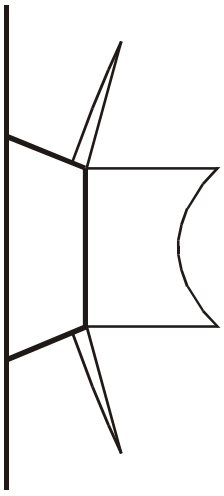


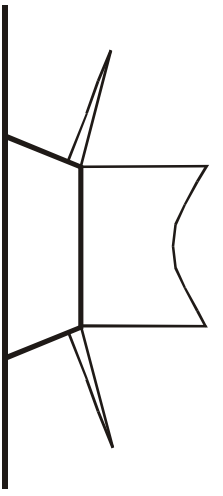
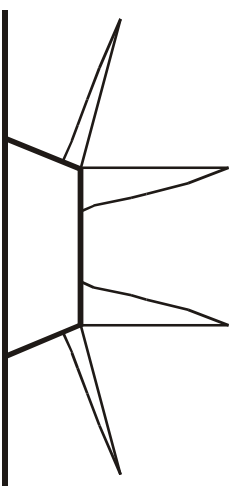




	Normalspannung σ_x	vertikale Schubspannung τ_{xz}	horizontale Schubspannung τ_{xy}
 Modell mit Schubnocken			
Modell mit ebenen Fugen	 — Lastfall „Max. Querkraft“		
Maßstab	$28,0 \text{ N/mm}^2$ 	$10,3 \text{ N/mm}^2$ 	$15,5 \text{ N/mm}^2$ 

Tabelle 4.10: Spannungsverteilung in der Fuge 1 kurz vor dem Versagen für den Lastfall „Max. Querkraft“

4.4.2.1 Tragverhalten im Lastfall „Maximale Querkraft“

Während sich beim Einfeldträger die Spannungsverläufe für das Modell mit Berücksichtigung der Fugenprofilierung kaum von dem Modell mit ebener Fugenoberfläche unterscheiden, ergeben sich in der Fuge am Innenaufleger des Mehrfeldträgers Unterschiede zwischen den beiden Modellen. Die genaue Abbildung der Schubnocken hat also bei einer gleichzeitig auftretenden großen Biegebeanspruchung (und damit einer großen Fugenöffnung) und einer hohen Schubbeanspruchung einen Einfluss auf das Tragverhalten.

Die Übertragung der Querkraft erfolgt durch vertikale Schubspannungen τ_{xz} in den Stegen. Öffnen sich die Fugen, so konzentrieren sich diese Schubspannungen für das Modell mit ebener Fugenoberfläche auf die Biegedruckzone. Beim Modell mit Berücksichtigung der Fugenprofilierung, wo die Schubnocken genau abgebildet sind, ergibt sich eine gleichmäßiger über den Steg verteilte Schubspannung τ_{xz} , weil in diesem Fall aufgrund der hohen Schubbeanspruchung die Schubnocken auch im Bereich, wo keine Druckspannungen übertragen werden, auf Schub mittragen. Abb. 4.28 verdeutlicht die Fähigkeit der Schubnocken, auch nach erfolgter Fugenöffnung Schubkräfte zu übertragen. Voraussetzung dafür ist eine geringe Breite der Fugenöffnung und eine hohe Schubbeanspruchung, sodass die Schubnocken trotz Öffnung in Kontakt bleiben. Diese Voraussetzungen sind beim Einfeldträger nicht gegeben, da die Schubbeanspruchung im Feld auch bei großer Biegebeanspruchung verhältnismäßig klein bleibt.

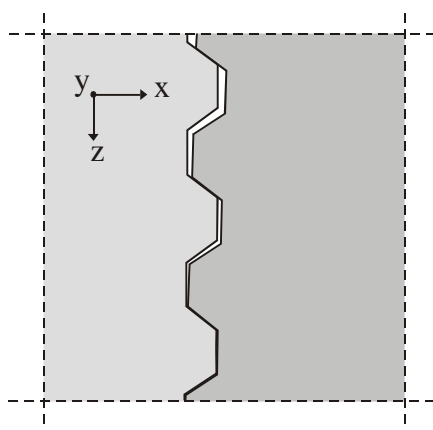


Abb. 4.28: Schubkraftübertragung in einer verzahnten Fuge im geöffneten Bereich

Werden die Einwirkungen weiter gesteigert und öffnen sich die Fugen bis zu $\frac{2}{3}$ der Höhe, wächst die Schubbeanspruchung in der Fuge 1 neben der Einspannung deutlich an. Beim Modell mit ebener Fugenoberfläche werden die Schubspannungen τ_{xz} so groß,

dass sie nicht mehr allein von der verbleibenden Druckzone im Steg übertragen werden können und deshalb auch die Bodenplatte an der Abtragung der Querkraft beteiligt wird. Bis zu einer Fugenöffnung von $\frac{1}{3}$ der Höhe wird die Bodenplatte noch nicht durch vertikale Schubspannungen beansprucht, da dann die Druckzone des Steges die vorhandene Schubbeanspruchung übertragen kann. Die Aufnahme von Schubspannungen durch die ebene Fugenoberfläche und damit durch die Kontaktelemente ist über den Reibungsbeiwert μ (hier: $\mu = 0,7$) direkt von der vorhandenen Normalspannung abhängig und kann einen Grenzwert von

$$\tau_{xz} \leq \mu \cdot \sigma_x = 0,7 \cdot \sigma_x \dots\dots\dots \text{Gl. 4.3}$$

nicht überschreiten. Da dieser Grenzwert aufgrund der hohen Schubbeanspruchung schon bei einer Fugenöffnung bis zu $\frac{2}{3}$ der Höhe überschritten ist, werden die vertikalen Schubspannungen in die Bodenplatte umgelagert. Besonders deutlich wird diese Umlagerung kurz vor dem Versagen, wenn die Fugen sehr weit geöffnet sind und die Schubtragfähigkeit der Druckzone des Steges deutlich überschritten ist.

Wird die Fugenprofilierung bei der Modellierung berücksichtigt, so kann der Grenzwert der Schubtragfähigkeit der Druckzone nicht einfach über den Reibungsbeiwert bestimmt werden. Da jedoch in diesem Fall auch die Schubnocken im Bereich mit geringer Fugenöffnung mittragen und die Schubtragfähigkeit der Druckzone höher als die einer ebenen Fuge ist, konzentriert sich bei diesem Modell die Abtragung der Querkraft auch für eine Fugenöffnung bis zu $\frac{2}{3}$ der Höhe auf die Stege. Die Bodenplatte wird noch nicht durch vertikale Schubspannungen beansprucht. Erst kurz vor dem Versagen, wenn die Fuge sehr weit geöffnet ist, beteiligt sich auch in diesem Modell die Bodenplatte an der Querkraftabtragung (s. Tabelle 4.10).

Auch anhand des Verlaufes der Knotenkräfte in der Fuge wird das unterschiedliche Tragverhalten der beiden Modelle deutlich. In den Abb. 4.29 und 4.30 sind die Summen der Knotenkräfte F_x und F_z in der Fuge 1 für die Fahrbahn- und Bodenplatte sowie für die Stege dargestellt. Im Unterschied zum Einfeldträger werden dabei die Knotenkräfte F_z für die Modelle mit und ohne Schubnocken getrennt angegeben. Neben den Ergebnissen für ein monolithisches Vergleichssystem sind auch die Lastschritte gekennzeichnet, bei denen sich die Fuge bis zu $\frac{1}{3}$ bzw. $\frac{2}{3}$ der Höhe öffnet. Der Verlauf der Längskraft F_x zeigt, wie infolge der Fugenöffnung die Kräfte in der Fahrbahnplatte bzw. in den Stegen abnehmen und in der Bodenplatte entsprechend ansteigen. Es ergeben sich dabei erwartungsgemäß keine Unterschiede zwischen den Modellen mit und ohne Schubnocken, d. h. die Fugenöffnung verläuft vollkommen identisch.

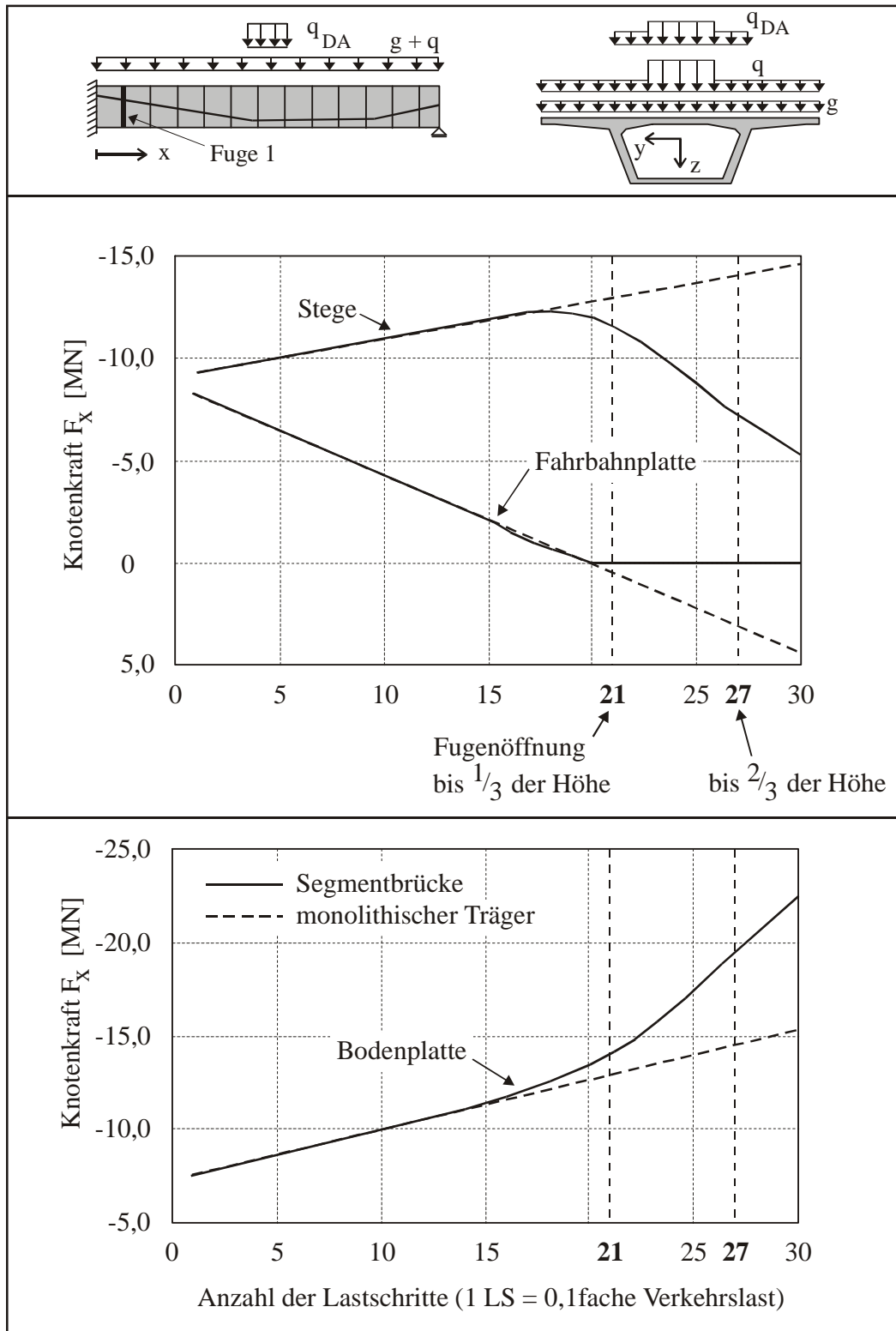


Abb. 4.29: Verlauf der Knotenkräfte F_x in der Fahrbahnplatte, im Steg und in der Bodenplatte der Fuge 1 des einseitig eingespannten Einfeldträgers für den Lastfall „Maximale Querkraft“ (der Lastschritt 1 entspricht der 0,3fachen Verkehrslast)

Im Verlauf der Knotenkräfte F_z treten dagegen Unterschiede zwischen den Modellen auf. In der Fahrbahnplatte bewirken die Schubnocken, dass trotz Fugenöffnung zunächst noch Schubkräfte in vertikaler Richtung übertragen werden, bevor sich die Fuge so weit öffnet, dass die Schubnocken keinen Kontakt mehr haben. Dadurch fällt die Kraft in der Fahrbahnplatte des Modells mit Schubnocken erst unter einer geringfügig höheren Last auf Null ab. Diese Kraft lagert sich dann in die Stege um, deren Schubkraft sich entsprechend erhöht. Für das Modell mit ebener Fugenoberfläche erreicht die Schubkraft F_z in den Stegen im Lastschritt 22 ein Maximum. Da sich mit steigender Last die Kraft in den Stegen nicht mehr erhöht, lagert sich die zusätzliche Schubkraft nun in die Bodenplatte um.

Die Grenztragfähigkeit der Stege für die Schubkraft F_z für das Modell mit ebener Fugenoberfläche ist erreicht, wenn sie das 0,7fache der vorhandenen Normalkraft übersteigt, da der Reibungsbeiwert μ in den Berechnungen zu 0,7 angenommen wurde. In Abb. 4.30 ist aus diesem Grund auch die Kurve der Grenztragfähigkeit für die Schubkraft $\lim F_z$ der Stege dargestellt.

$$\lim F_z = 0,7 \cdot F_x \dots\dots\dots \text{Gl. 4.4}$$

Die Grenztragfähigkeit $\lim F_z$ nimmt mit der Fugenöffnung und damit mit der geringer werdenden Längskraft F_x deutlich ab. Man erkennt, dass sich die Schubkraft F_z in den Stegen nach Erreichen des Maximums an die Grenztragfähigkeit $\lim F_z$ angleicht und ebenfalls deutlich abnimmt. Aus diesem Grund erhöht sich bei weiterer Laststeigerung die vertikale Kraft in der Bodenplatte. Die Schubkraft wird in die Bodenplatte (Druckzone) umgelagert. Das Modell mit den Schubnocken verhält sich dagegen bei großer Fugenöffnung anders. Auch hier lagert sich die zusätzliche Schubkraft aus der Fahrbahnplatte nach der Fugenöffnung in die Stege um. Diese können jedoch die erhöhte Schubkraft bei weiterer Fugenöffnung übertragen, sodass sich in der Bodenplatte nur ein minimaler Anstieg der Schubkräfte ergibt. Die Schubkräfte nehmen erst dann deutlich zu, wenn die Fuge sich bis zur Bodenplatte öffnet, sodass diese allein alle äußeren Einwirkungen übertragen muss.

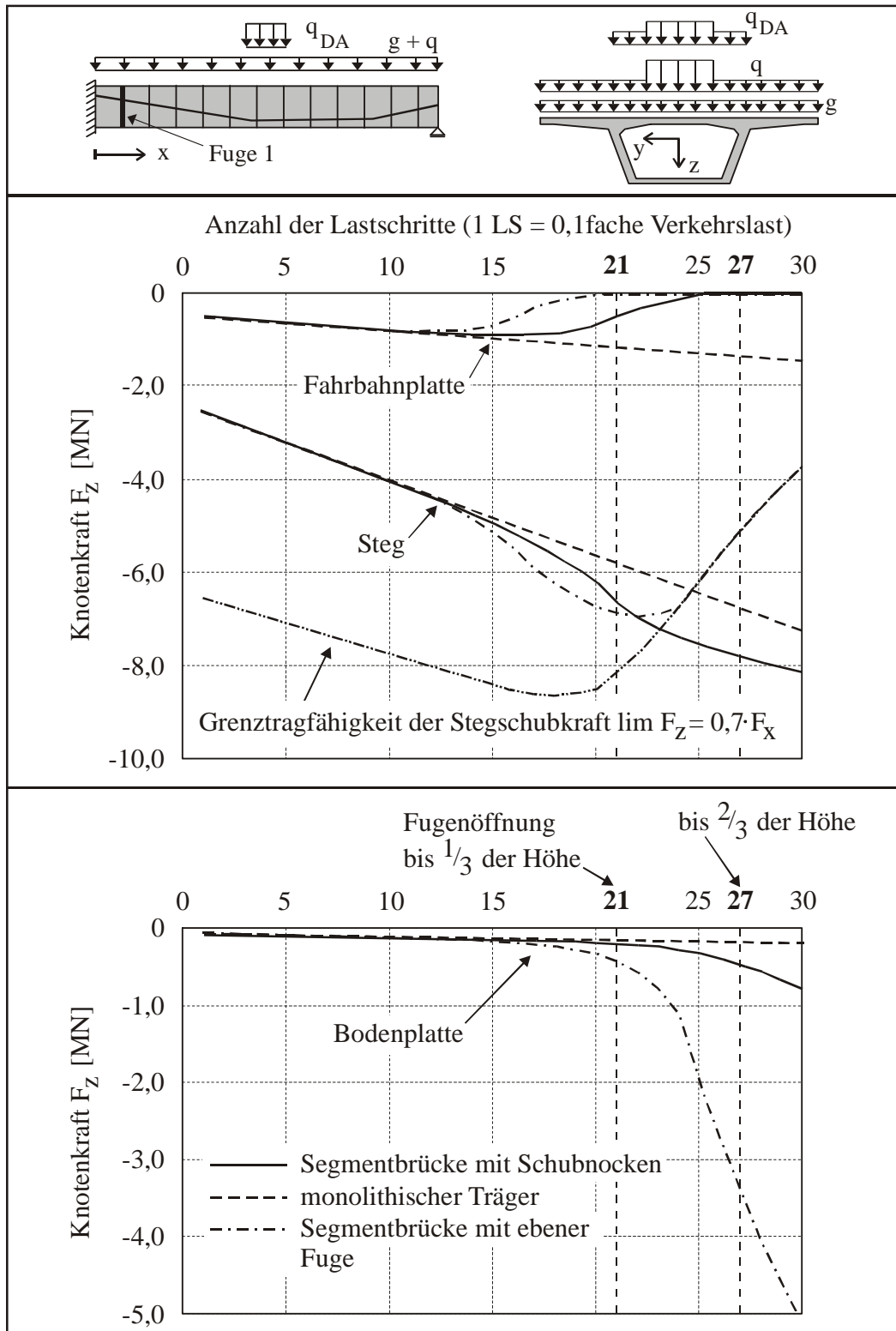


Abb. 4.30: Verlauf der Knotenkräfte F_z in der Fahrbahnplatte, im Steg und in der Bodenplatte der Fuge 1 des einseitig eingespannten Einfeldträgers für den Lastfall „Maximale Querkraft“ (der Lastschritt 1 entspricht der 0,3fachen Verkehrslast)

Während sich beim Einfeldträger mit positivem Moment und geringer Schubbeanspruchung keine Unterschiede zwischen den Modellen ergeben haben, kann der Einfluss der Schubnocken auf die Tragfähigkeit bei einer Beanspruchung durch ein negatives Moment und einer großen Schubkraft nicht vernachlässigt werden. Dabei ergibt sich der Unterschied weniger durch die Richtung der Fugenöffnung als durch die Höhe der Schubbeanspruchung. Generell kann gesagt werden, dass sich durch die Fugenöffnung die Schubkraft auf die Stege konzentriert. Dabei ist es durch die Schubnocken möglich, auch in Bereichen, in denen keine Normalspannungen vorhanden sind, Schubkräfte zu übertragen. Diese Übertragung ist jedoch von der Breite der Fugenöffnung und der Höhe der Schubspannungen abhängig. Um den Anteil der Schubkraft, der über die Rissverzahnung der Schubnocken übertragen wird, ermitteln zu können, muss die Breite der Fugenöffnung bekannt sein. Da eine im Verbund liegende Bewehrung fehlt, sind alle bekannten Modelle zur Berechnung der Rissbreiten hier nicht anwendbar. Weil die Breite der Fugenöffnung jedoch einen entscheidenden Einfluss auf die Größe der Schubkräfte hat und außerdem durch Imperfektionen an der Fugenoberfläche beeinflusst wird, sollte der Anteil der Rissverzahnung durch die Schubnocken nicht in Rechnung gestellt werden.

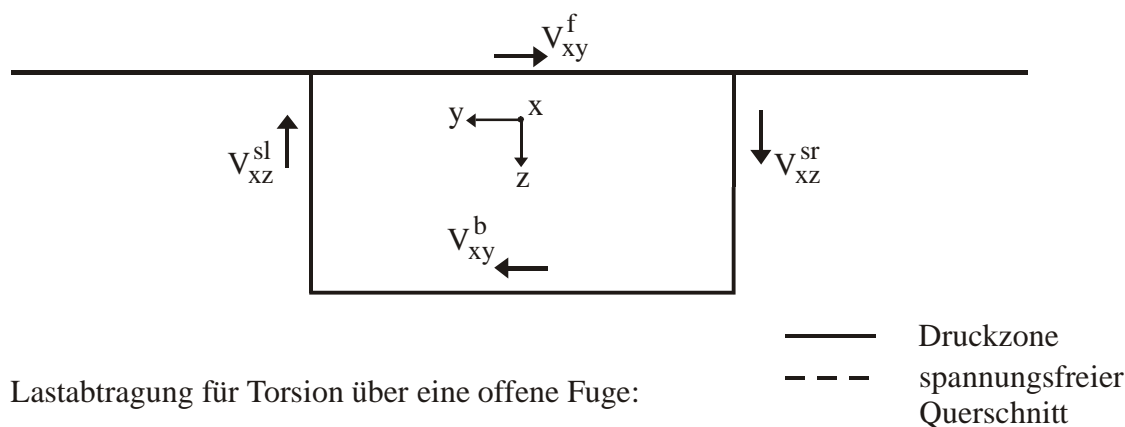
Ab einer Fugenöffnung von $\frac{2}{3}$ der Höhe werden beim Einfeldträger auch in der Fahrbahnplatte vertikale Schubkräfte übertragen. Ein ähnliches Verhalten der Bodenplatte beim Mehrfeldträger kann für das Modell mit Schubnocken erst für eine Fugenöffnung von mehr als 73 % beobachtet werden. In Abhängigkeit von der vertikalen Schubsteifigkeit der Platte lagern sich also die vertikalen Schubspannungen von den Stegen in die Platte um. Da die Bodenplatte in diesem Beispiel geringere Abmessungen als die Fahrbahnplatte und damit eine im Verhältnis geringere Steifigkeit besitzt, erfolgt die Umlagerung später.

4.4.2.2 Tragverhalten im Lastfall „Maximale Torsion“

Auch für den Lastfall „Maximale Torsion“ ergeben sich Unterschiede im Tragverhalten zwischen dem Modell mit Berücksichtigung der Fugenprofilierung und dem Modell mit ebener Fugenoberfläche. Im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit, wenn alle Fugen noch geschlossen sind, unterscheiden sich die Modelle jedoch noch nicht voneinander. Die Spannungsverteilung im Gebrauchszustand in Tabelle 4.7 zeigt, dass sich auch hier der für einen Hohlkastenquerschnitt übliche, umlaufende Schubfluss wie bei einer monolithischen Brücke einstellt. Öffnen sich die Fugen bei weiterer Laststeigerung, ergeben sich ähnliche Unterschiede zwischen den Modellen wie im Lastfall „Maximale

Querkraft“. Während sich im Modell mit ebener Fugenoberfläche die Übertragung der vertikalen Schubspannungen τ_{xz} zunächst auf die Biegedruckzone in den Stegen konzentriert, stellt sich auch hier für das Modell mit genauer Abbildung der Schubnocken eine gleichmäßigere Schubspannungsverteilung ein. Die Schubnocken tragen im Bereich mit geringer Fugenöffnung mit (s. Abb. 4.28).

Lastabtragung für Torsion über eine geschlossene Fuge:



Lastabtragung für Torsion über eine offene Fuge:

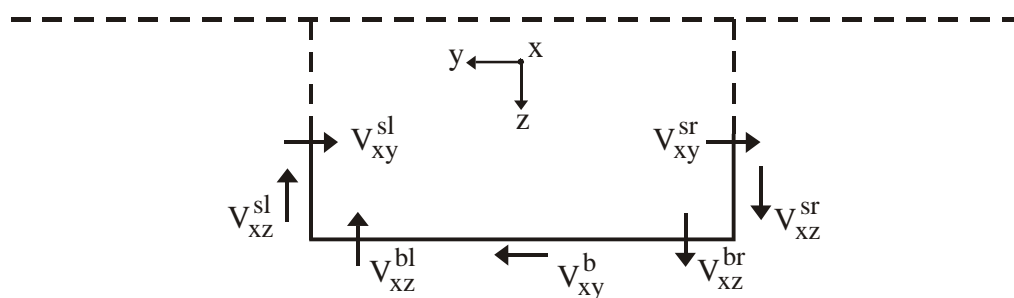


Abb. 4.31: Vergleich der Lastabtragung infolge Torsion über eine geschlossene und eine durch ein negatives Biegemoment geöffnete Fuge

Dennoch kann sich auch unter Berücksichtigung der Feinprofilierung bei geringer Fugenöffnung kein umlaufender Schubfluss mehr einstellen. Die aufnehmbaren Schubkräfte in der Fahrbahnplatte reduzieren sich durch die Fugenöffnung sehr schnell und können somit nicht mehr mit den Schubkräften in der Bodenplatte im Gleichgewicht stehen. Dadurch kommt es zur Umlagerung der Kräfte (s. Abb. 4.31). Zum einen wird das Kräftepaar V_{xz}^{sl} und V_{xz}^{sr} in den Stegen, das dem Torsionsmoment entgegenwirkt, größer. Zum anderen lagert sich das zweite Kräftepaar, bestehend aus je einer horizontalen Kraft in der Fahrbahn- V_{xy}^f und Bodenplatte V_{xy}^b , nach der Fugenöffnung von der Fahrbahnplatte in die Stege (V_{xy}^{sl} und V_{xy}^{sr}) um. Dadurch verringert sich der Hebelarm deutlich und der Anteil dieses Kräftepaares am Querschnittswiderstand wird mit weite-

rer Fugenöffnung immer geringer. Aus diesem Grund wird das Torsionsmoment hauptsächlich durch das vertikale Kräftepaar in den Stegen abgetragen.

Da beim Modell mit ebener Fugenoberfläche die vertikalen Schubspannungen durch die Reibung in der Biegedruckzone auf das 0,7fache der Normalspannungen begrenzt sind, werden sie bei weiterer Laststeigerung wiederum in die Bodenplatte umgelagert. Bei einer Fugenöffnung bis zu $\frac{2}{3}$ der Höhe ist dies deutlich an der Spannungsverteilung zu erkennen (s. Tabelle 4.9). Für das Modell mit Berücksichtigung der Feinprofilierung kommt es dagegen nicht zu einer Umlagerung in die Bodenplatte, d. h. die vertikalen Schubspannungen τ_{xz} in der Bodenplatte bleiben klein. Das Torsionsmoment wird also vorwiegend durch ein Kräftepaar in den Stegen aufgenommen.

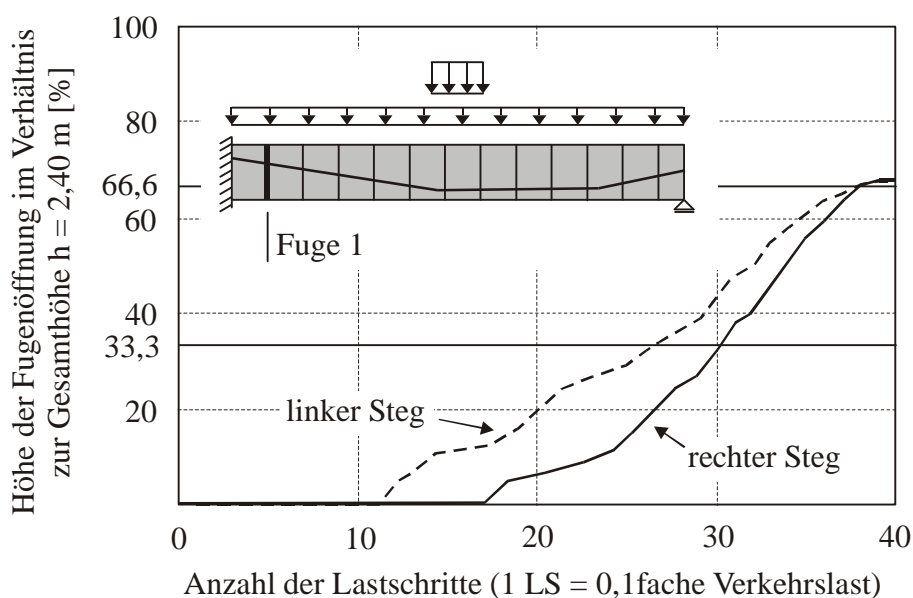


Abb. 4.32: Verlauf der Höhe der Fugenöffnung in den Stegen für den Lastfall „Maximale Torsion“ für das Modell mit Berücksichtigung der Feinprofilierung (der Lastschritt 1 entspricht der 0,3fachen Verkehrslast)

Durch die Schiefstellung der Nulllinie, die in den Diagrammen zur Spannungsverteilung zu erkennen ist, öffnen sich die Fugen ungleichmäßig. Aus Abb. 4.32, in der der Verlauf der Fugenöffnung für beide Stege dargestellt ist, wird der Einfluss der sekundären Normalspannungen aus Wölbkrafttorsion und Profilverformung ersichtlich. Aufgrund der im Vergleich zu einem Einfeldträger großen Torsionsbeanspruchung sind die Auswirkungen der sekundären Normalspannungen hier ausgeprägter (s. Abb. 4.21).

Eine Laststeigerung über die Fugenöffnung von $\frac{2}{3}$ der Höhe hinaus ist in diesem Beispiel für den Lastfall „Maximale Torsion“ nicht möglich. Die Spannungsverteilung in den Fugen bei einer Öffnung bis zu $\frac{2}{3}$ der Höhe stellt daher gleichzeitig den Zustand kurz vor dem Bruch dar, der durch das Versagen der Fuge 1 eintritt. In diesem Lastfall öffnen sich die Fugen also nicht bis zur Bodenplatte. Deshalb kommt es beim Modell mit Abbildung der Schubnocken auch bis zum Bruch nicht zu einer Umlagerung der vertikalen Schubspannungen τ_{xz} in die Bodenplatte. Dies wird auch anhand der Verläufe der Knotenkräfte in der Fahrbahn- und Bodenplatte sowie in den Stegen, die in den Abb. 4.33 bis 4.36 dargestellt sind, deutlich. Der unterschiedliche Verlauf der Längskraft F_x in den Stegen veranschaulicht die unsymmetrische Normalspannungsverteilung und damit die ungleichmäßige Fugenöffnung. Es ergibt sich zwischen den Modellen mit und ohne Berücksichtigung der Feinprofilierung kein Unterschied im Verlauf der Längskräfte F_x , d. h. die Fugenöffnung verläuft identisch.

Anhand des Verlaufes der vertikalen Schubkraft F_z in der Fahrbahnplatte der Fuge 1 kann man erkennen, dass durch die Abbildung der Schubnocken in der Platte auch nach der Fugenöffnung noch Schubkräfte übertragen werden können. Diese reduzieren sich aufgrund der weiteren Öffnung jedoch sehr schnell. Dadurch kommt es in den Stegen zu einem Anstieg der vertikalen Schubkraft.

Durch die Überlagerung der Schubkraft aus Torsion und Querkraft in den Stegen erreicht die Schubkraft F_z im linken Steg schon bei einer Fugenöffnung, die geringfügig größer als $\frac{1}{3}$ der Höhe ist, den für eine ebene Fuge maximal möglichen Wert von $\lim F_z = 0,7 F_x$ (Gl. 4.4), dessen Verlauf ebenfalls in Abb. 4.35 eingetragen ist. Dadurch lagert sich bei ebener Fuge bei weiterer Laststeigerung die Schubkraft entsprechend in die Bodenplatte um. Aus Gleichgewichtsgründen nimmt auch die Schubkraft im rechten Steg ab, obwohl dort die Grenztragfähigkeit noch nicht erreicht ist. Beim Modell mit Berücksichtigung der Schubnocken kommt es dagegen bis zum Bruch nur zu einem geringen Anstieg der vertikalen Schubkraft in der Bodenplatte. Die Grenztragfähigkeit der Stege wird hier nicht erreicht, weil zum einen auch die Schubnocken im Bereich mit geringer Fugenöffnung mittragen und zum anderen die Tragfähigkeit der Druckzone noch nicht überschritten ist. Da sich die Fuge zum Zeitpunkt des Versagens nur geringfügig weiter als bis zu $\frac{2}{3}$ der Höhe öffnet, kommt es in diesem Modell nur zu einer unwesentlichen Umlagerung der Schubkräfte in die Bodenplatte. Die Schubkräfte F_z in der Bodenplatte beim Modell mit ebener Fugenoberfläche resultieren also hauptsächlich aus dem Überschreiten der Grenztragfähigkeit der Druckzone in den Stegen.

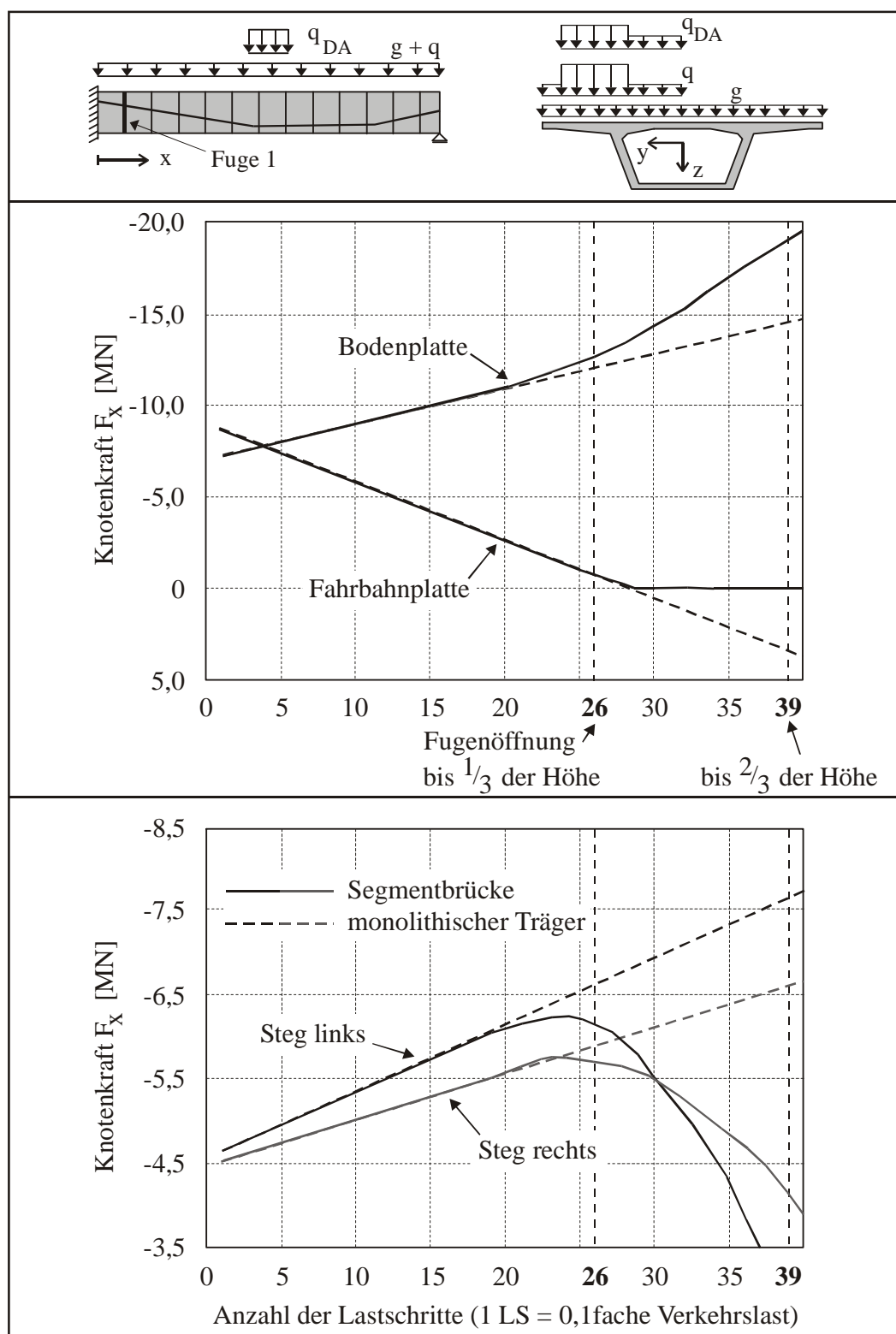


Abb. 4.33: Verlauf der Knotenkräfte F_x in der Fahrbahnplatte, im Steg und in der Bodenplatte der Fuge 1 des einseitig eingespannten Einfeldträgers für den Lastfall „Maximale Torsion“ (der Lastschritt 1 entspricht der 0,3fachen Verkehrslast)

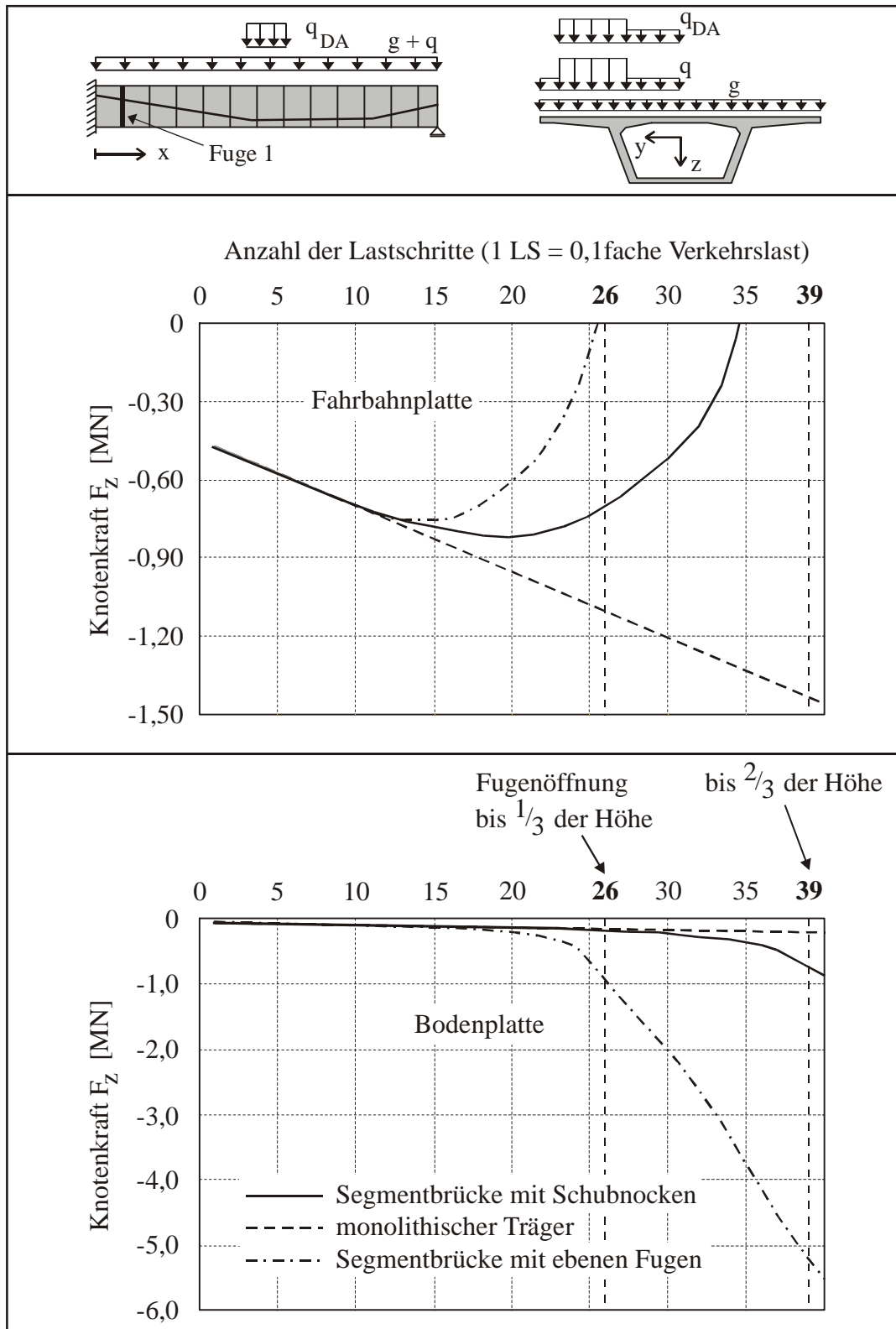


Abb. 4.34: Verlauf der Knotenkräfte F_z in der Fahrbahnplatte und in der Bodenplatte der Fuge 1 des einseitig eingespannten Einfeldträgers für den Lastfall „Maximale Torsion“ (der Lastschritt 1 entspricht der 0,3fachen Verkehrslast)

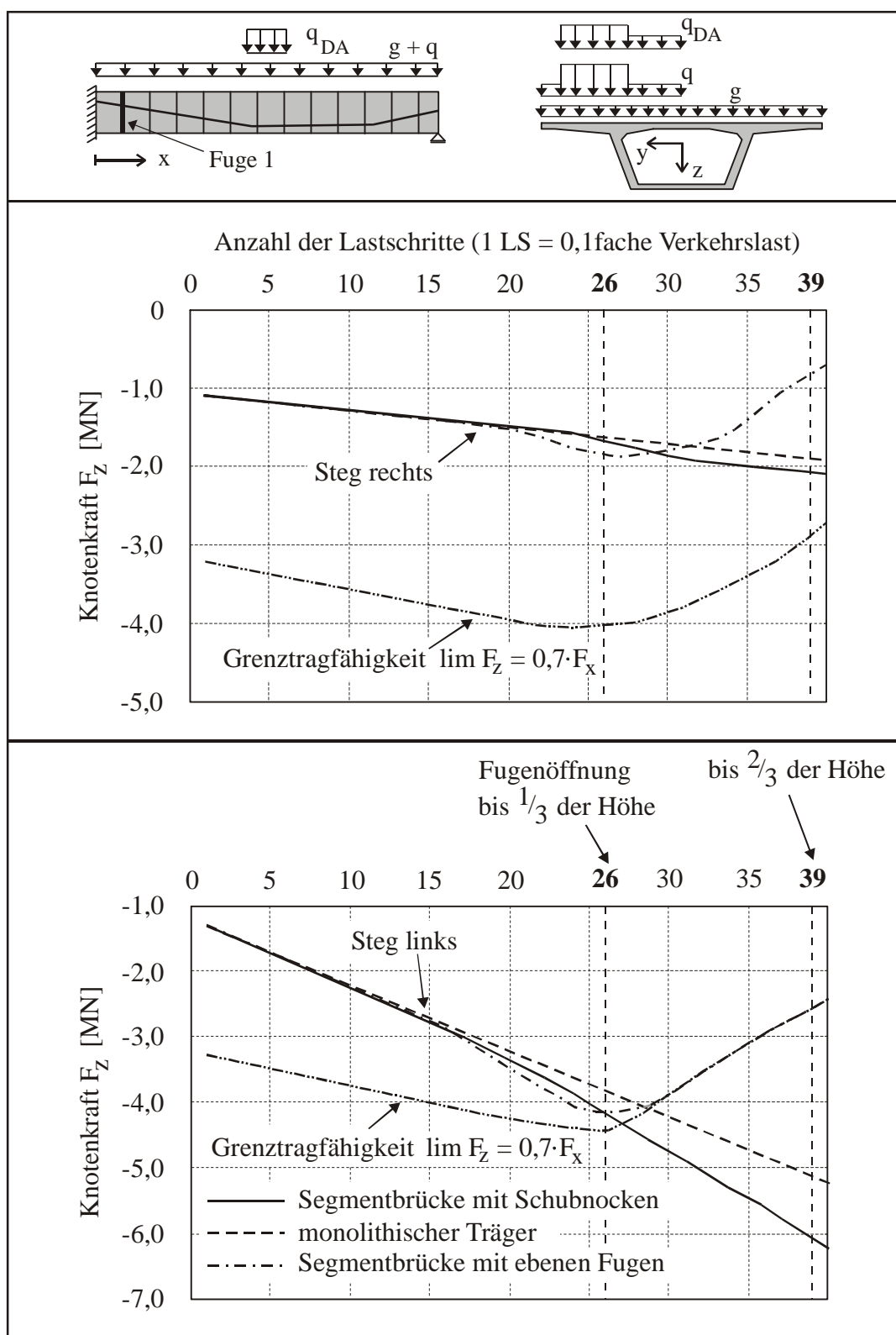


Abb. 4.35: Verlauf der Knotenkräfte F_z in den Stegen der Fuge 1 des einseitig eingespannten Einfeldträgers für den Lastfall „Maximale Torsion“ (der Lastschritt 1 entspricht der 0,3fachen Verkehrslast)

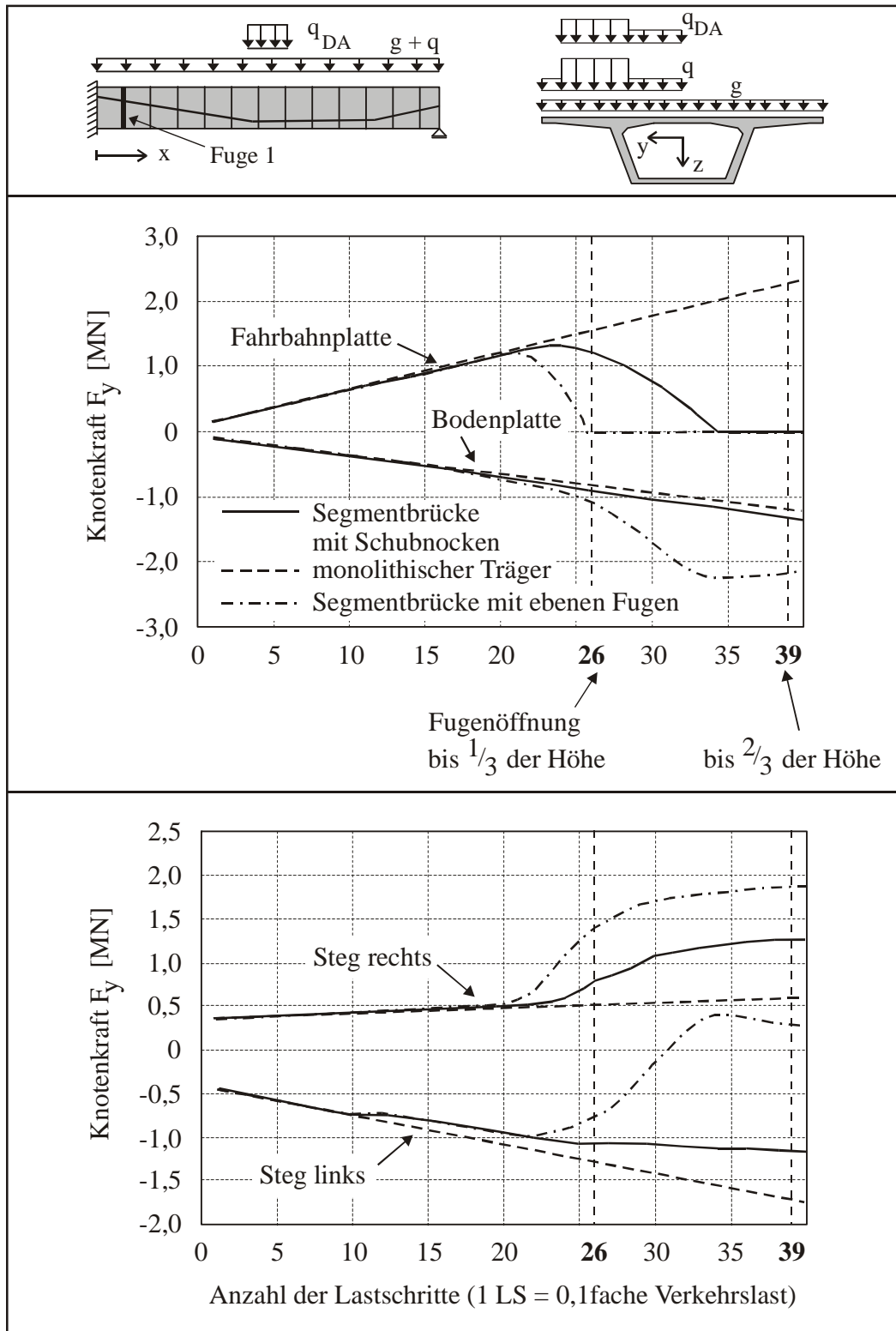


Abb. 4.36: Verlauf der Knotenkräfte F_y in der Fahrbahnplatte, im Steg und in der Bodenplatte der Fuge 1 des einseitig eingespannten Einfeldträgers für den Lastfall „Maximale Torsion“ (der Lastschritt 1 entspricht der 0,3fachen Verkehrslast)

Der Verlauf der horizontalen Schubkräfte F_y verdeutlicht, wie sich nach der Fugenöffnung das horizontale Kräftepaar von der Fahrbahnplatte in die Stege umlagert (s. Abb. 4.36). Man erkennt, dass die Kraft F_y in den Stegen und in der Bodenplatte ansteigt und sich folglich auch nach der Fugenöffnung ein horizontales Kräftepaar bildet. Dieses hat jedoch aufgrund des immer geringer werdenden Hebelarms keinen großen Einfluss mehr auf den Torsionswiderstand.

Zusammenfassend kann für den Lastfall „Maximale Torsion“ festgestellt werden, dass der umlaufende Schubfluss nach der Fugenöffnung in den Fugen unterbrochen wird und es dadurch zu einer Umlagerung der Schubspannungen in die Druckzone der Stege kommt. Die Lastabtragung des Torsionsmomentes konzentriert sich also auf die Stege. Der Anteil der Schubkraft, der beim Modell mit Berücksichtigung der Feinprofilierung durch die Schubnocken im geöffneten Bereich der Fuge übertragen wird, kann nicht für die praktische Bemessung angesetzt werden. Wird die Grenztragfähigkeit der Stege überschritten, kommt es beim Modell mit ebener Fugenoberfläche zu einer weiteren Umlagerung der vertikalen Schubkräfte von den Stegen in die Bodenplatte. Dies ist beim wirklichkeitsnäheren Modell mit Schubnocken nicht möglich, da es aufgrund der Fugenprofilierung nicht zum Gleiten der Fugenoberflächen gegeneinander kommen kann.

4.5 Fazit

In den hier durchgeführten Berechnungen ist der Einfluss der Fugen auf die Querkraft- und Torsionstragfähigkeit von Segmentbrücken untersucht worden. Im Unterschied zu den bisher vorliegenden Arbeiten wurde dazu ein Modell verwendet, das die genaue Abbildung der Schubnocken berücksichtigt. Die Berechnungen wurden mit denen eines Modells mit ebener Fugenoberfläche verglichen und zeigen, dass sich die Schubkräfte nach dem Öffnen der Fugen zunächst auf die Druckzone in den Stegen konzentrieren. Verringert sich die Höhe der Druckzone aufgrund steigender Beanspruchung, lagert sich ein Teil der Schubkräfte in Abhängigkeit von der Plattensteifigkeit in die obere bzw. untere Platte um. Der sich infolge eines Torsionsmomentes ausbildende umlaufende Schubfluss wird durch die Fugenöffnung unterbrochen und die hauptsächliche Lastabtragung für das Torsionsmoment erfolgt dann durch ein vertikales Kräftepaar, das sich ebenfalls auf die Druckzone der Stege konzentriert.

Da sich beim Einfeldträger die Fugen in Feldmitte öffnen und dort im Vergleich zum Auflagerbereich eine verhältnismäßig geringe Beanspruchung infolge Querkraft bzw. Torsion auftritt, ergeben sich nur geringfügige Unterschiede zwischen dem Modell mit Berücksichtigung der Feinprofilierung und dem Modell mit ebener Fugenoberfläche. Die Schubkräfte konzentrieren sich nach Öffnung der Fuge auf die Druckzone in den Stegen. Aufgrund der größeren Schubbeanspruchung im Steg werden im Lastfall Torsion auch Schubkräfte außerhalb der Druckzone durch die Verzahnung der Feinprofilierung im Bereich geringer Fugenöffnung übertragen. Diese können für die praktische Bemessung jedoch nicht in Rechnung gestellt werden, weil sich die Größe der Fugenöffnung nicht genau ermitteln lässt. Außerdem ist der Anteil sehr gering, da die Tragfähigkeit der Schubnocken mit zunehmendem Fugenspalt deutlich abfällt (s. Kapitel 5).

Beim Mehrfeldträger ergeben sich in den Berechnungen größere Unterschiede zwischen den beiden verwendeten Modellen. In der Fuge neben der Einspannung kann das gleichzeitige Auftreten großer Biege- und Schubbeanspruchungen untersucht werden. Im Gegensatz zum Modell mit Schubnocken ist beim Modell mit ebener Fugenoberfläche ein gegenseitiges Gleiten der Fugenoberflächen möglich. Dadurch ändert sich das Tragverhalten nach Überschreiten der Grenztragfähigkeit der Schubkräfte, die über den Reibungskoeffizienten direkt von der Normalspannung abhängig ist. Die Schubkräfte lagern sich in die untere Bodenplatte um. Beim Modell mit Berücksichtigung der Feinprofilierung kommt es erst dann zur Umlagerung, wenn wie beim Einfeldträger die

Druckzone im Steg so klein wird, dass sich in Abhängigkeit von der Plattensteifigkeit eine Umlagerung der Kräfte ergibt. Eine Überschreitung der Grenztragfähigkeit hat somit das Versagen der Feinprofilierung und damit der Fuge zur Folge. Aus diesem Grund ist in den durch eine Kombination aus großen Schub- und Druckkräften beanspruchten, geöffneten Fugen ein Schub-Druck-Nachweis erforderlich. Ein Nachweis der Querbiegung in den Platten, wie in den deutschen Empfehlungen nach DBV 99 gefordert, ist dagegen nicht notwendig, solange die Fugen sich nicht bis zur unteren bzw. oberen Platte öffnen. Die Annahme einer Umlagerung der Schubkräfte bei Überschreitung der Grenztragfähigkeit in der Stegdruckzone liegt damit auf der unsicheren Seite und ist nur für Fugen mit einer ebenen Oberfläche zutreffend. Sind die Fugen dagegen feinprofiliert, wie es nach AASHTO 89 und DBV 99 vorgeschrieben ist, konzentrieren sich die Schubkräfte bis zum Bruch der Fuge in der Stegdruckzone, da ein gegenseitiges Abgleiten der Fugenoberflächen gegeneinander ohne eine Zerstörung der Feinprofilierung nicht möglich ist.

5 Rechnerische Untersuchungen zur Tragfähigkeit überdrückter Fugen

5.1 Einleitung

Die numerischen Untersuchungen an extern vorgespannten Segmentbrücken zeigen, dass sich die Schubkraftübertragung in den Fugen auf die Biegedruckzone konzentriert. Dabei ergeben sich Unterschiede im Tragverhalten zwischen dem Modell mit einer feinprofilierten Fugenoberfläche, wie sie im Segmentbrückenbau üblich ist, und dem Modell mit einer ebenen Fuge. Während bei einer ebenen Fuge die aufnehmbare Schubkraft über den Reibungsbeiwert μ linear von der vorhandenen Normalkraft abhängig ist, ergibt sich bei einer feinprofilierten Fuge eine erhöhte Schubtragfähigkeit durch die Anordnung unbewehrter Fugen Zähne (Schubnocken, s. Abb. 5.1). Nach den vorhandenen Bemessungsrichtlinien sind ebene Fugen nicht zulässig. Die Ausbildung einer Profilierung ist vorgeschrieben.



Abb. 5.1: Segmentbrücke im Bauzustand

Die Bestimmung der Schubtragfähigkeit der Biegedruckzone unter Berücksichtigung der Feinprofilierung in den Fugen ist jedoch nicht nur aus wirtschaftlichen Gründen von großer Bedeutung. Sie beeinflusst die Tragfähigkeit der Gesamtkonstruktion maßgeblich. Wie in Abb. 2.27 gezeigt wurde, unterscheiden sich zudem alle bisher vorliegenden Bemessungskonzepte beträchtlich voneinander. Aus diesem Grund soll mit Hilfe von Versuchen und numerischen Berechnungen die aufnehmbare Schubkraft bestimmt

werden. Bei der Betrachtung der Gesamtbrücke konnte aufgrund des großen Einflusses der Fugen auf das Tragverhalten auf eine genaue Abbildung des Betons verzichtet werden. Wie anhand von nachgerechneten Großversuchen bestätigt werden konnte, erwies sich die Annahme einer nichtlinearen Spannungs-Dehnungs-Beziehung, wie sie in Abb. 5.5 dargestellt ist, als ausreichend. Um jedoch die Auswirkungen der Feinprofilierung und damit der unbewehrten Schubnocken auf die Schubtragfähigkeit einer überdrückten Fuge zu ermitteln, ist es in den weiteren Untersuchungen erforderlich, den Einfluss der Rissbildung und die damit verbundenen Spannungsumlagerungen zu erfassen und den Beton durch ein nichtlineares Materialgesetz sowohl im Druck- als auch im Zugbereich abzubilden.

Das Ziel dieser Berechnungen besteht in der Ermittlung der Schubtragfähigkeit einer überdrückten Fuge, bei der der Einfluss der Feinprofilierung berücksichtigt wird. Anhand einer Parameterstudie werden die Auswirkungen der unbewehrten Schubnocken auf das Tragvermögen untersucht.

5.2 Berechnungsmodell und Wahl der finiten Elemente

Zur Untersuchung der Tragfähigkeit unbewehrter Fugen ist es nicht erforderlich und aus Gründen der Systemgröße auch nicht möglich, die gesamte Segmentbrücke mit nichtlinearen Elementen unter Berücksichtigung der Betoneigenschaften abzubilden. Deshalb wurde ein Berechnungsmodell in Anlehnung an die Versuche von Buyukozturk [Buy90] (Abb. 5.2) gewählt, mit dem nur ein kleiner Ausschnitt der Fuge abgebildet wird. Damit ist es anhand von Parameterstudien möglich, den Einfluss der Schubnocken, der Geometrie, der Vorspannung und der Betonfestigkeit auf die Tragfähigkeit überdrückter Fugen zu bestimmen. Außerdem können die Berechnungen anhand von einfachen Versuchen verifiziert werden.

Die bisher zur Verfügung stehenden Formeln zur Bemessung von Segmentfugen basieren entweder auf einer geringen Anzahl an Versuchen (Gl. 2.8, AASHTO 89) oder berücksichtigen das erhöhte Tragvermögen infolge der Schubnocken nicht (Gl. 2.25 nach DBV 99). Numerische Berechnungen zur Untersuchung des Einflusses der Schubnocken sind bislang noch nicht durchgeführt worden. Aufgrund der Zweifel, die an der Herleitung der Bemessungsformel nach AASHTO 89 bestehen und die in Kapitel 2 ausführlich erläutert wurden, ist es erforderlich, die vorhandenen Konzepte hinsichtlich der Tragfähigkeit und der Wirtschaftlichkeit zu überprüfen.

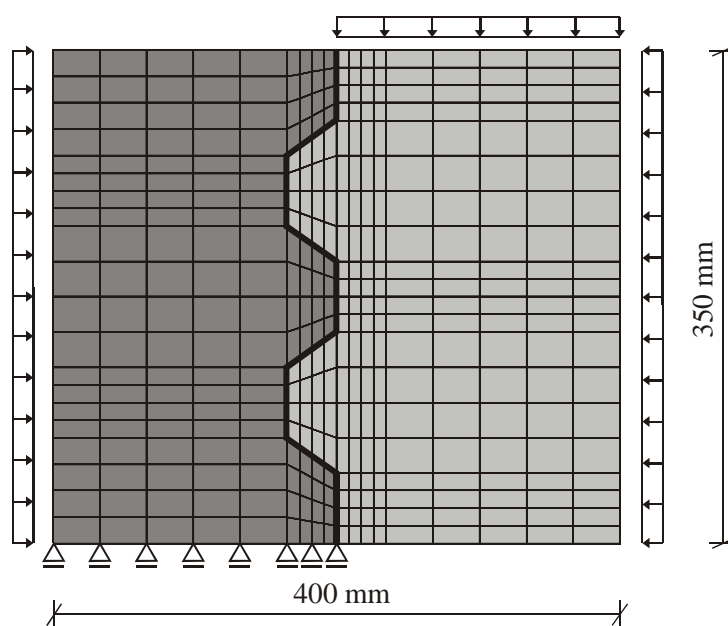


Abb. 5.2: Elementnetz des Berechnungsmodells mit zwei Schubnocken

Unter Berücksichtigung des speziellen Werkstoffverhaltens von Beton werden alle Berechnungen mit dem Programmsystem ANSYS [Ans00], das die Möglichkeit einer dreidimensionalen nichtlinearen Berechnung von Stahlbetonkonstruktionen bietet, durchgeführt. Mit Hilfe eines 3-D-Beton-Elementes wird das komplexe Verhalten des Verbundwerkstoffes Stahlbeton beschrieben. Dabei können neben dem nichtlinearen Stoffgesetz, der Rissbildung und dem Druckbruch sowohl plastische als auch Kriechverformungen berücksichtigt werden. Da der Bereich der Segmentfugen unbewehrt ausgeführt wird, kommen in den Berechnungen ausschließlich unbewehrte Betonelemente zum Einsatz.

Zur Abbildung der Fuge, in der Druck- und Schubkräfte übertragen werden müssen, werden wie bei der Segmentbrücke Kontaktelemente eingesetzt. Das genaue Tragverhalten und die Materialkennwerte sind bereits in Kapitel 3.1.1 beschrieben worden.

5.2.1 Materialverhalten von Beton

- im Druckbereich

Das Verhalten von Beton unter mehrachsiger Beanspruchung ist in ANSYS [Ans00] auf der Grundlage des Stoffmodells von Willam und Warnke [Wil75] implementiert. Sie entwickelten ein dreiaxiales Modell für die Versagensfläche und das Stoffverhalten von Beton, das auf fünf experimentell zu bestimmenden Parametern beruht (s. Abb. 5.3). Die Spezialfälle des von Mises-Bruchkriteriums und des Kriteriums von Drucker-Prager

sind in dieser allgemeinen Formulierung enthalten. Das Besondere dieses Modells ist die Erfassung der Krümmung der Versagensfläche in Meridianrichtung im hohen Druckbereich.

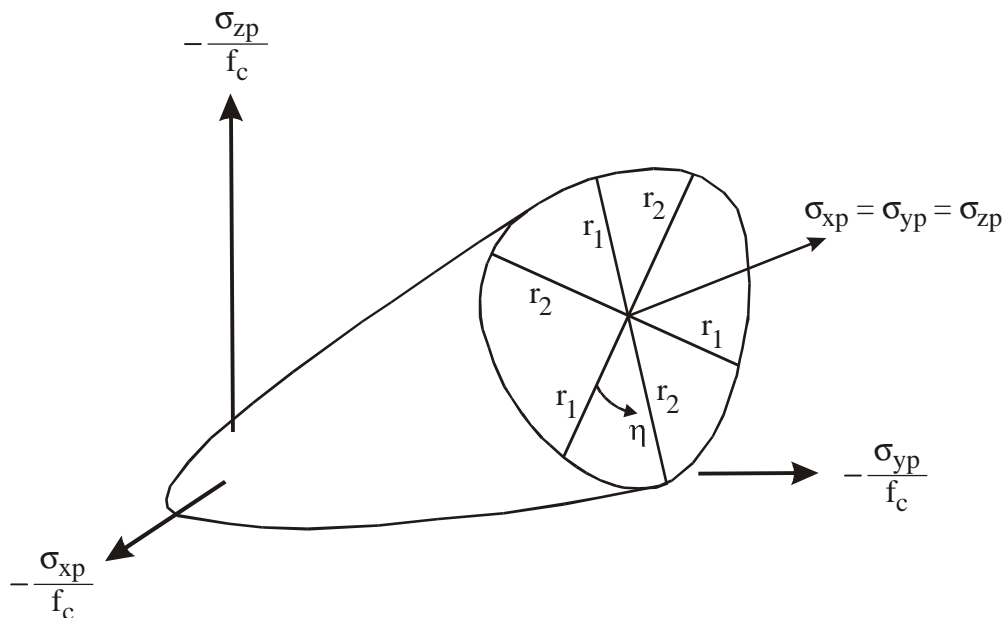


Abb. 5.3: Versagensfläche von Beton unter dreiaxialer Belastung [Ans00]

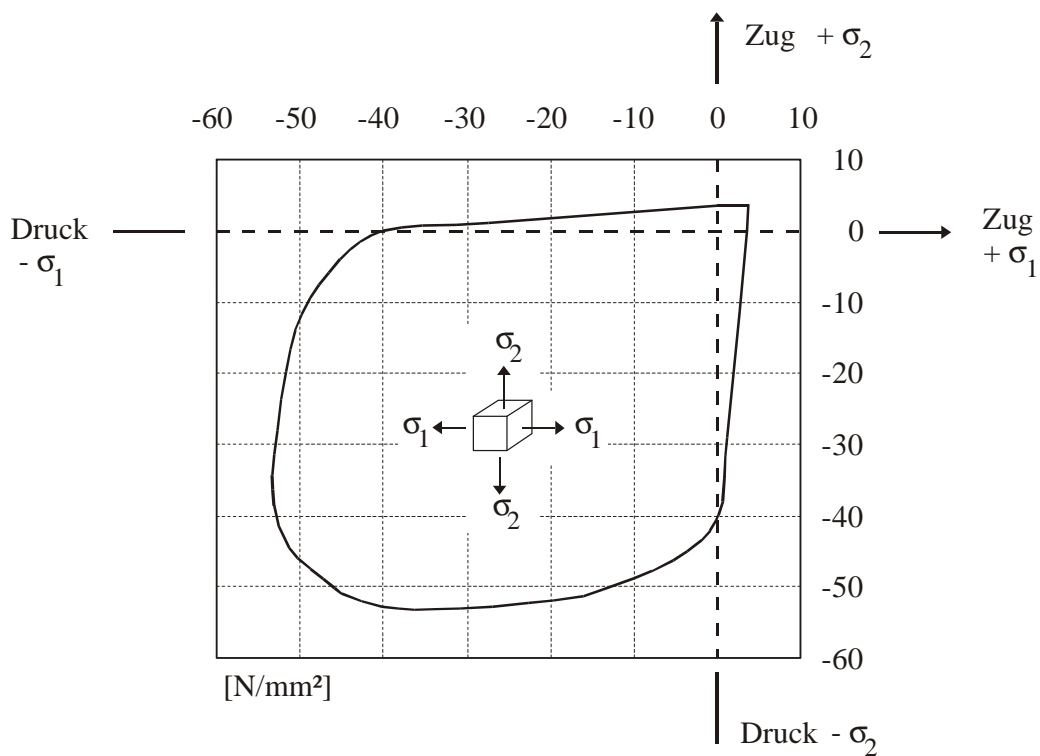


Abb. 5.4: Festigkeit von Beton unter zweiachsiger Beanspruchung (einachsige Betondruckfestigkeit $f_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$)

In den hier durchgeführten numerischen Untersuchungen spielt insbesondere das Tragverhalten unter zweiachsiger Beanspruchung eine große Rolle. Vergleichsrechnungen an einem Würfel mit einer einachsigen Betondruckfestigkeit von $f_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$ ergaben die in Abb. 5.4 dargestellte Bruchfläche. Das Ergebnis entspricht der von Kupfer [Kup82] experimentell ermittelten Festigkeit von Beton unter zweiachsiger Beanspruchung. Im einachsigen Druckbereich liegt der FE-Berechnung die in Abb. 5.5 dargestellte Spannungs-Dehnungs-Beziehung in Anlehnung an den Eurocode 2, Teil 1 zugrunde. Das Versagen des Betonelementes auf Druck tritt durch Erreichen der definierten Versagensfläche ein, die je nach Beanspruchungsart durch eine zwei- oder dreidimensionale Oberfläche beschrieben wird. Neben der Versagensfläche ist auch das Erreichen dieser Fläche von Bedeutung. Das Programm ANSYS [Ans00] geht dabei von einer linearen Beziehung zwischen den Spannungen und den Dehnungen aus.

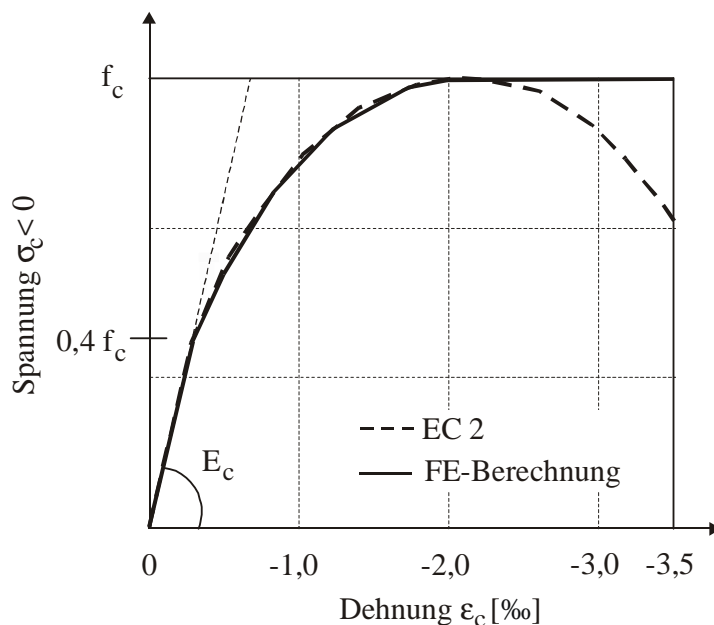


Abb. 5.5: Spannungs-Dehnungs-Beziehung von Beton nach Eurocode 2, Teil 1, Bild 4.1

– im Zugbereich

Die Fähigkeit von Beton, unter Zugbeanspruchung aufzureißen, wird in diesem Programm nicht diskret durch das Lösen der Knoten, sondern über das Element verschmiert dargestellt. Überschreitet eine vorhandene Hauptspannung die Betonzugfestigkeit, bildet sich senkrecht dazu ein Riss, der durch Reibung und Verzahnung zwischen den Rissflanken noch weitere Spannungen aufnehmen kann. Die Spannungen nehmen jedoch mit zunehmender Rissöffnung rasch ab. In ANSYS wird diese physikalische Rest-

festigkeit nach Abb. 5.6 berücksichtigt. Sie fällt nach Überschreitung der Spannungsspitze dehnungsabhängig ab. Das Auftreten von über dem Element verschmierten Rissen ist für die hier durchgeführten Berechnungen zulässig, weil das Versagen aufgrund des unbewehrten Betons bereits kurz nach dem Auftreten des ersten Risses durch Abscheren der Schubnocken eintritt.

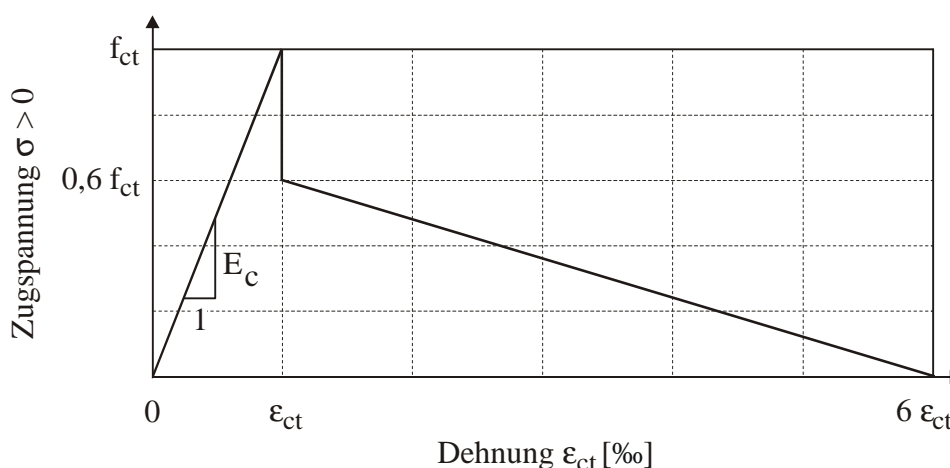


Abb. 5.6: Festigkeit im gerissenen Zustand [Ans00]

Die Übertragung von Schubspannungen im Riss ist auch nach der Rissbildung durch die gegenseitige Verzahnung der Rissufer möglich. Anhand von Schubreduktionsfaktoren für einen offenen bzw. einen geschlossenen Riss wird die Restschubfestigkeit definiert. Bei einer Lastumkehr können über einen geschlossenen Riss wieder Druckspannungen übertragen werden, die Aufnahme von Zugspannungen unter einer erneuten Zugbeanspruchung ist jedoch nicht mehr möglich.

Bez.	β_t	β_c	f_{ct}	f_{ck}	f_{cb}	σ_h^a	f_1	f_2
Einheit	[-]	[-]	[MN/m ²]					
Wert	0,2	0,8	$0,30 f_{ck}^{2/3}$	s. Tab. 5.2	$1,20 f_{ck}$	$1,732 f_{ck}$	$1,45 f_{ck}$	$1,725 f_{ck}$

Tabelle 5.1: Materialkennwerte für das Betonelement

Erläuterung der Werte:

- β_t Schubreduktionsfaktor für die Schubkraftübertragung über einen offenen Riss
- β_c Schubreduktionsfaktor für einen geschlossenen Riss
- f_{ct} Mittelwert der Beton-Zugfestigkeit nach Eurocode 2, Teil 1
- f_{ck} Beton-Druckfestigkeit (im Versuch ermittelt, s. Tabelle 5.2)

f_{cb}	Beton-Druckfestigkeit unter zweiachsiger Beanspruchung
σ_h^a	Innerer hydrostatischer Spannungszustand
f_1	Einachsige Druckspannung im inneren hydrostatischen Spannungszustand σ_h^a
f_2	Zweiachsige Druckspannung im inneren hydrostatischen Spannungszustand σ_h^a

In Tabelle 5.1 sind die für den Beton gewählten Materialkennwerte zusammengefasst, die allen nachfolgend beschriebenen Berechnung zugrunde liegen. Die Konstanten f_1 und f_2 sollten in der Höhe des zu erwartenden hydrostatischen Spannungszustandes gewählt werden, da sie die Höhepunkte der gekrümmt verlaufenden Meridiane auf der Bruchfläche bezeichnen. Die gewählten Werte sind dem ANSYS-Handbuch [Ans00] entnommen. In den hier durchgeführten Berechnungen spielt der Bereich hoher hydrostatischer Spannungen eine untergeordnete Rolle, da es sich vorwiegend um eine zweiachsige Beanspruchung handelt.

5.3 Verifikation des Berechnungsmodells anhand von Versuchen

Zur Verifikation der numerischen Berechnungen sind in Zusammenarbeit mit der University of Science and Technology (UST) in Hongkong Versuche durchgeführt worden. Aufgrund der begrenzten Höhe der Prüfmaschinen wurden am Arbeitsbereich Massivbau der Technischen Universität Hamburg-Harburg (TUHH) nur Versuche mit einer einzelnen unbewehrten Schubnocke (s. Abb. 5.7), in Hongkong zusätzlich Versuche mit drei unbewehrten Schubnocken durchgeführt.

5.3.1 Versuche an der TU Hamburg-Harburg

5.3.1.1 Versuchsdurchführung

Die Abmessungen der Versuchskörper sind in Abb. 5.8 angegeben und entsprechen bezüglich der Schubnocke der Segmentbrücke in Bangkok (Abb. 2.4) sowie den Vorgaben der deutschen Empfehlungen [DBV 99]. Bei der Herstellung wurden die Versuchskörper zur Vereinfachung durch ein 1 mm dickes Stahlblech getrennt. Dies entspricht nicht dem in der Praxis üblichen Herstellungsverfahren des Match-Casting, bei dem ein Segment gegen die Stirnfläche des vorherigen Segmentes betoniert wird, um eine möglichst genaue Übereinstimmung der Fugenoberflächen zu erreichen. Die Verwendung eines Stahlbleches führte dazu, dass sich zwischen den Probekörpern ein Spalt befand.

Insgesamt wurden sechs Versuchskörper geprüft, wovon zwei mit Epoxidharz verklebt wurden. An den restlichen vier Probekörpern sollte die Tragfähigkeit der ebenfalls bei Segmentbrücken üblichen Trockenfuge bestimmt werden. Während des Versuches wurde mit Hilfe einer Presse eine konstante Normalkraft von $N = 40 \text{ kN}$ in horizontaler Richtung auf Höhe der Schubnocke aufgebracht. Ein Probekörper wurde ohne Vorspannung durch Einspannung in einen Rahmen untersucht. Aufgrund der fehlenden horizontalen Halterung verdrehte sich der Versuchskörper jedoch so stark, dass die Ergebnisse nicht zur Auswertung herangezogen werden konnten. Die Vertikalkraft wurde weggesteuert aufgebracht und bis zum Bruch gesteigert. Tabelle 5.2 gibt einen Überblick über die durchgeführten Versuche.

Zwischen den mit Epoxidharz verklebten Probekörpern und denen mit Trockenfugen ergaben sich nicht nur hinsichtlich der Tragfähigkeit, die bei verklebten Versuchskörpern deutlich höher war, sondern auch bezüglich des Rissbildes Unterschiede. Das Ver-

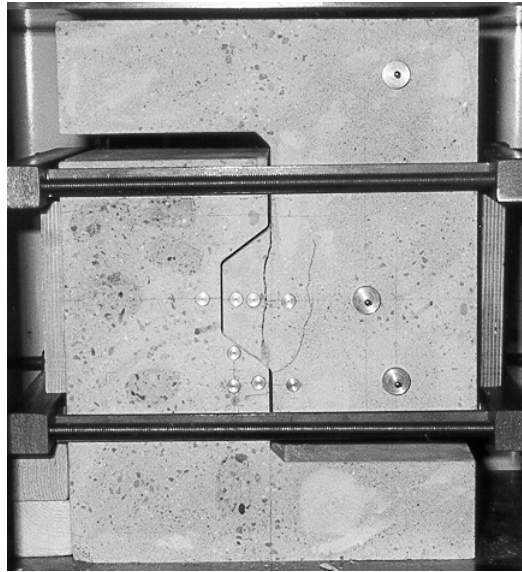


Abb. 5.7: Versuchskörper mit Trockenfuge nach dem Bruch

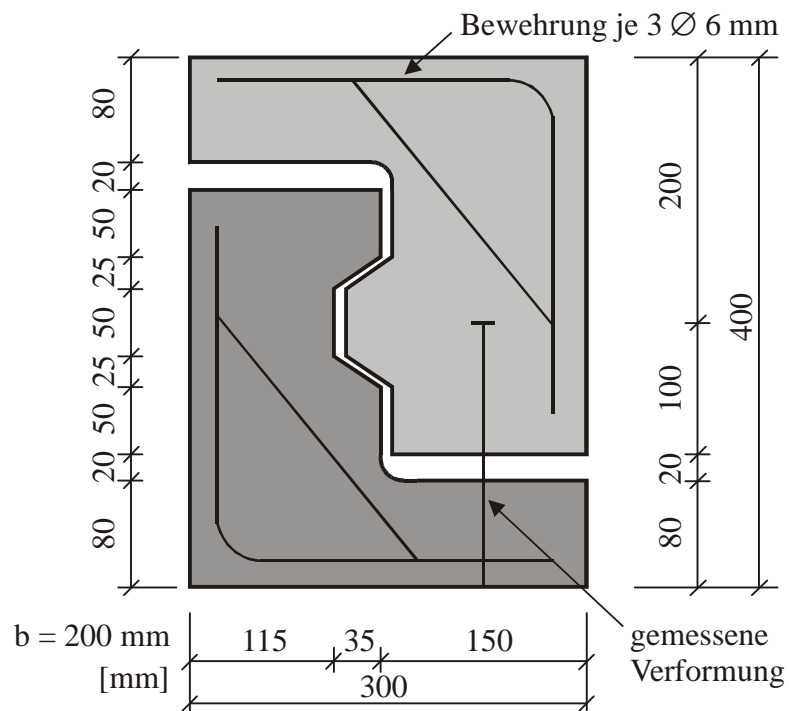


Abb. 5.8: Abmessungen des Versuchskörpers

sagen der Probekörper mit Trockenfuge trat nach vorheriger Rissbildung durch Abscheren der Schubnocke ein. Die Risse bildeten sich dabei jeweils ausgehend von der unteren Wurzel der Schubnocke (s. Abb. 5.9). Bei den Versuchen mit Epoxidharzfuge wanderte der Riss dagegen zunächst in den Versuchskörper hinein, bevor es zum schlagartigen Abscheren der Nocke kam. Wie bei einem monolithischen Träger trat der Bruch

entlang der gesamten Kontaktfuge ein. Der Riss verlief nicht im Kleber, sondern im Beton direkt neben der Fuge (s. Abb. 5.9).

Name	Fugenart	Betonfestigkeit f_{ck} [N/mm ²]	Normalkraft [kN]	Bruchlast [kN]
TF 1	Trocken	33,9	40	210,0
TF 2		37,5	40	220,5
TF 3		37,5	40	205,5
TF 4		33,9	0	180,0
EF 1	mit Epoxidharz	33,9	40	247,0
EF 2	verklebt	37,5	40	275,5

Tabelle 5.2: Übersicht und Ergebnisse der durchgeführten Versuche

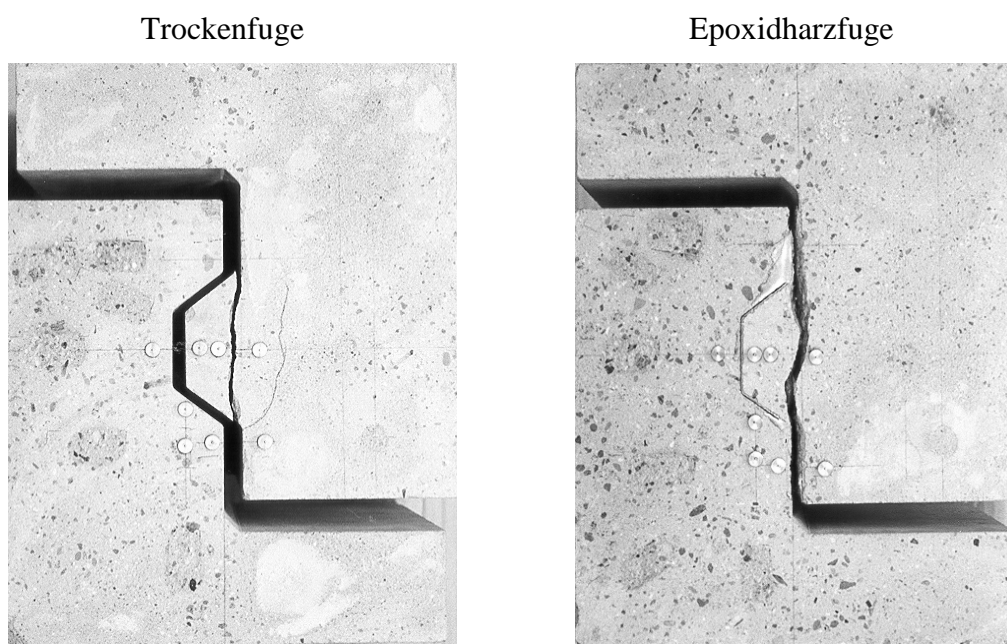


Abb. 5.9: Bruchbilder der Versuchskörper mit Trockenfuge bzw. mit Epoxidharzfuge

5.3.1.2 Numerische Berechnung der Versuche

Um das gewählte Berechnungsmodell und das Materialgesetz von Beton zu verifizieren, wurden die oben beschriebenen Versuche mit dem Programm ANSYS [Ans00] und den

in Kapitel 5.2 beschriebenen Elementen nachgerechnet. Das gewählte Elementnetz und die Randbedingungen sind in Abb. 5.10 dargestellt. Die horizontale Normalkraft wird als äußere Spannung aufgebracht, die Vertikallast dagegen weggesteuert in kleinen Lastschritten bis zum Versagen des Systems gesteigert.

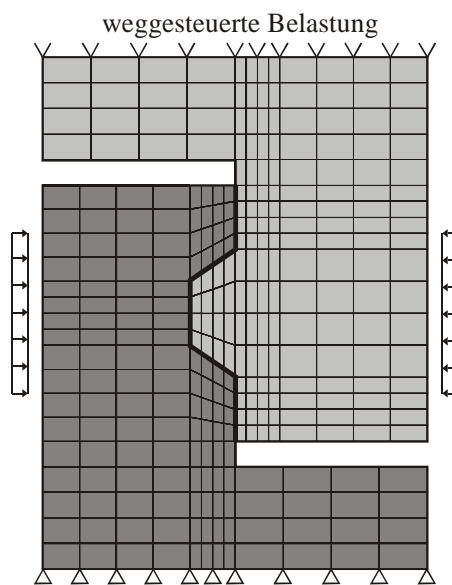


Abb. 5.10: Berechnungsmodell und Randbedingungen der Versuchskörper

Die Materialkennwerte der Kontaktelemente zur Abbildung der Trockenfugen sind in Kapitel 3.2 in Tabelle 3.1 beschrieben. Zur Modellierung der Epoxidharzfugen wurden lineare Federelemente mit einer Federsteifigkeit entsprechend den Herstellerangaben des vorhandenen Epoxidharzes verwendet. Da die Zugfestigkeit eines Fugenklebers im Allgemeinen über der Beton-Zugfestigkeit liegt, können zur Abbildung Federelemente, die unbegrenzt Zugspannungen aufnehmen, gewählt werden.

5.3.1.3 Vergleich der numerischen Berechnung mit den Versuchsergebnissen

Zur Überprüfung der Modellannahmen wurden die Versuchsergebnisse mit den numerischen Berechnungen verglichen. Die in Abb. 5.11 dargestellten Rissbilder einer Trockenfuge und einer Epoxidharzfuge entsprechen dem in den Versuchen beobachteten Bruchverhalten. Bei einer Trockenfuge beginnt die Rissbildung an der unteren Wurzel der Schubnocke und verläuft zunächst in den Versuchskörper hinein. Der Probekörper versagt anschließend durch das Abscheren der Schubnocke. Dies ist auch in Abb. 5.11 deutlich zu erkennen. Bei der mit Epoxidharz verklebten Fuge stellt sich dagegen ein Riss entlang der gesamten Kontaktfuge ein, der schließlich zum Versagen führt. Kurz vor dem Bruch ergibt sich deshalb das in Abb. 5.11 von der Trockenfuge abweichende

Rissbild. Wie im Versuch beobachtet, ist die Laststeigerung zwischen dem Auftreten der ersten Risse und dem endgültigen Versagen gering.

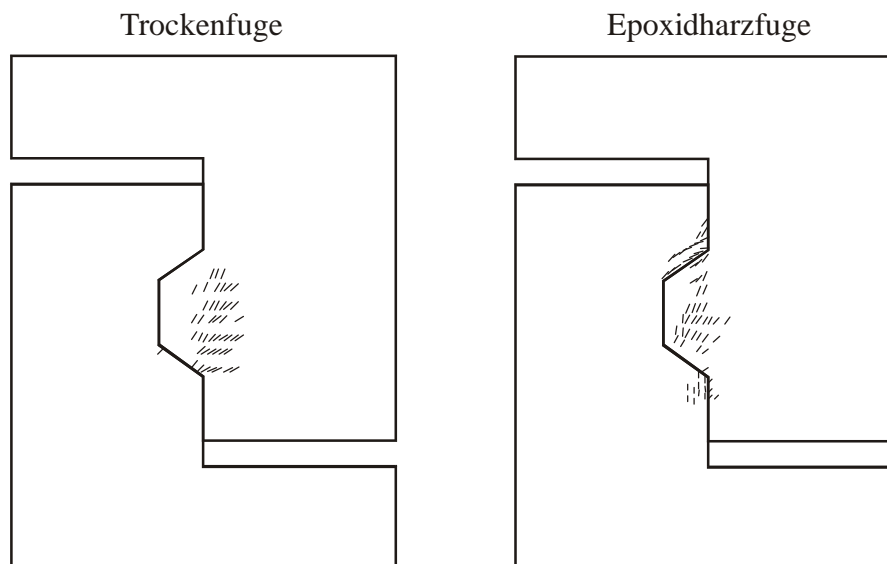


Abb. 5.11: Rissbild einer Trockenfuge bzw. einer Epoxidharzfuge kurz vor dem Bruch

In den Abbildungen 5.12 bis 5.14 sind die im Versuch und in der FE-Berechnung ermittelten Last-Verschiebungskurven aufgetragen. Dabei wurde im Versuch die vertikale Verschiebung des oberen Probekörpers gemessen (s. Abb. 5.8). Zum Zeitpunkt des Versagens ergaben sich für die Verschiebung Werte zwischen 0,7 und 1,7 mm. Diese sehr kleinen Verschiebungen setzen sich bei den Trockenfugen zu einem Großteil aus dem Schlupf zusammen (s. Abb. 5.12 und 5.13). Eine ideale Kraftübertragung wie über die Kontaktelemente im Berechnungsmodell wird erst erreicht, wenn sich die Körner ineinander verzahnt haben. Dieser Weg wird mit den gewählten Elementen in der numerischen Berechnung nicht berücksichtigt. Deshalb sind die Kurven der FE-Berechnungen nicht im Nullpunkt, sondern um den Betrag des Schlupfes verschoben eingezeichnet und zeigen so eine genügend genaue Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen.

Der im Vergleich zu den Versuchen TF 2 und 3 überproportional große Schlupf im Versuch TF 1 resultiert aus dem Versuchsaufbau. Herstellungsbedingt befand sich aufgrund des Trennbleches zwischen den Probekörpern ein Spalt. Bei diesem Versuch wurde die Schubnocke jedoch nicht unten, sondern oben angelegt, sodass nach Überschreitung der aufnehmbaren Reibungskraft der obere Probekörper nach unten rutscht und erst dann kraftschlüssig über die Schubnocke mit dem unteren Versuchskörper verbunden

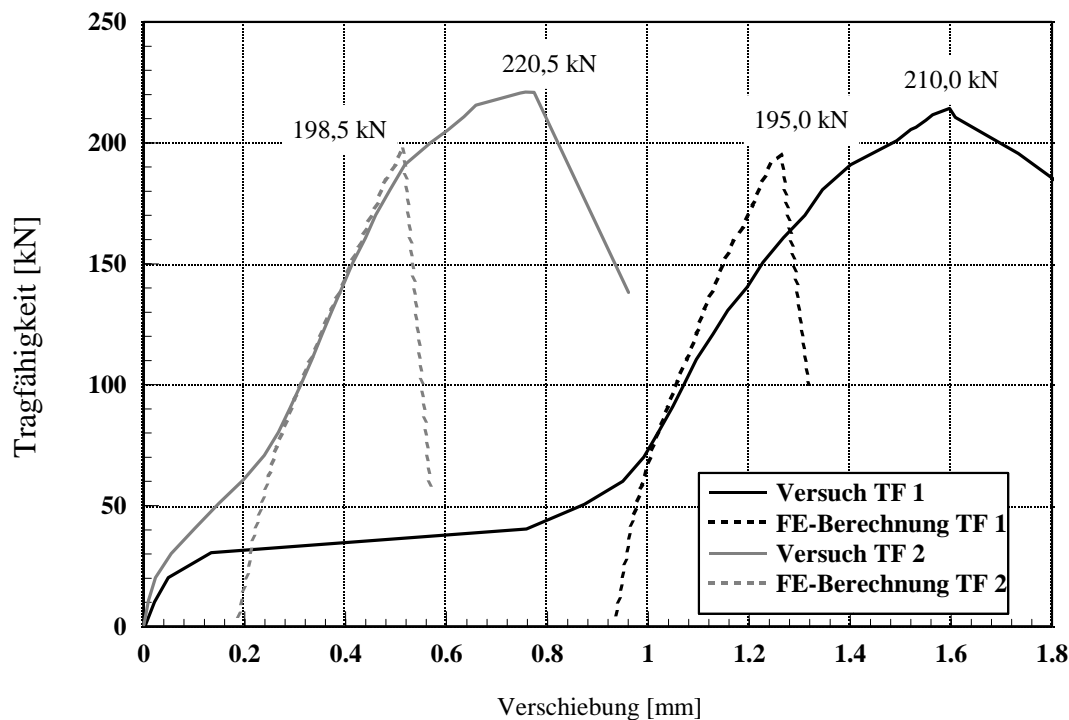


Abb. 5.12: Vergleich zwischen den Versuchsergebnissen der Versuche TF 1 und TF 2 mit Trockenfuge und der FE-Berechnung ($N = 40$ kN)

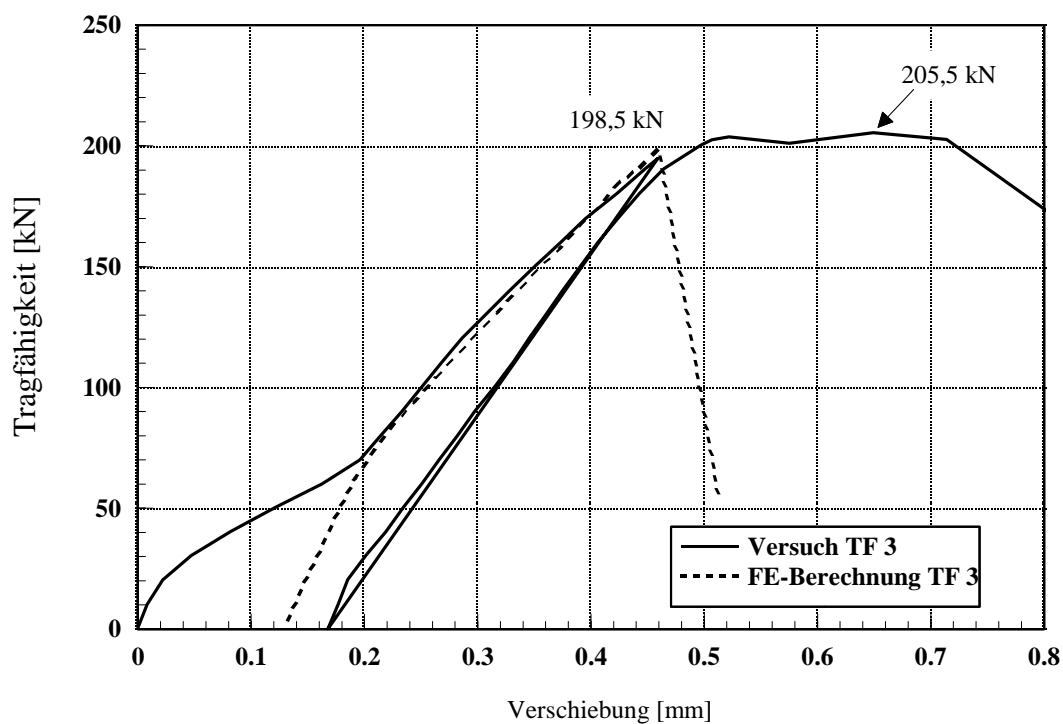


Abb. 5.13: Vergleich zwischen den Versuchsergebnissen des Versuches TF 3 mit Trockenfuge und der FE-Berechnung ($N = 40$ kN)

ist. Das Gleiten trat bei einer Belastung von 30 kN ein, sodass sich bei einer Normalkraft von 40 kN ein Reibungsbeiwert μ von

$$\mu = \frac{F_{\text{vertikal}}}{N} = \frac{30}{40} = 0,75 \dots\dots\dots \text{Gl. 5.1}$$

für diese Versuche ergibt.

Der Wert für den auftretenden Schlupf kann ermittelt werden, indem der nahezu lineare Bereich der Last-Verschiebungskurve, der sich unmittelbar an die durch den Schlupf bedingten Verformungen anschließt, nach unten weitergeführt wird. In diesem Bereich ist der Probekörper noch weitgehend ungerissen. Die Zulässigkeit dieses Vorgehens zeigt der Versuch TF 3 (Abb. 5.13), bei dem der Probekörper außerplanmäßig entlastet wurde, da sich ein Wegaufnehmer gelöst hatte. Die Normalkraft blieb jedoch während der Entlastung konstant. In Abb. 5.13 erkennt man deutlich, dass der Schlupf nur bei der erstmaligen Belastung auftritt. Haben sich die Körner bereits gegeneinander verschoben und verzahnt, verläuft die Last-Verschiebungskurve entsprechend der FE-Berechnung ohne Schlupf. Die Berücksichtigung des Schlupfes ist zwar numerisch möglich, aber nicht Ziel der hier durchgeführten Berechnungen, bei denen die Ermittlung der Bruchlasten im Vordergrund stand.

Im Vergleich zu den Trockenfugen steigt die aufnehmbare Last um ca. 20 %, wenn die Fugen mit Epoxidharz verklebt werden (Abb. 5.14). Außerdem tritt kein Schlupf auf. Mit Hilfe von linearen Federelementen können diese Versuche gut nachgerechnet werden. Eine Vergleichsrechnung mit einem monolithischen Modell ergibt eine höhere Bruchlast und eine deutlich geringere Verschiebung. Abweichend davon wurde in den Versuchen von Buyukozturk [Buy90] festgestellt, dass sich die Versuchskörper mit Epoxidharzfugen wie monolithische verhalten. Dieses Verhalten kann mit den hier erzielten Ergebnissen nicht bestätigt werden. In der Versuchsreihe von Buyukozturk wurde jedoch nur ein einziger monolithischen Probekörper getestet. Deshalb kann dieses Ergebnis keinen repräsentativen Anspruch erheben.

In allen FE-Berechnungen wird die Bruchlast der Versuche nicht erreicht. Als Materialwerte für den Beton sind der E-Modul und die Druckfestigkeit in Versuchen bestimmt worden, die Zugfestigkeit wurde entsprechend der mittleren Beton-Zugfestigkeit nach Eurocode 2, Teil 1 bestimmt (s. Tabelle 5.1). Unter Ansatz des oberen Grenzwertes der Zugfestigkeit (95 %-Quantil):

$$f_{ctk;0,95} = 1,3 \cdot f_{ck} \dots\dots\dots \text{Gl. 5.2}$$

können geringfügig höhere Bruchlasten in der FE-Berechnung erreicht werden. Dies ist in den Diagrammen jedoch nicht dargestellt, da sich die Bruchlasten der einzelnen Versuche untereinander trotz gleicher Betonfestigkeit auch unterscheiden. Sie dienen in erster Linie der Verifikation des den numerischen Berechnungen zugrunde liegenden Modells und der gewählten Elemente.

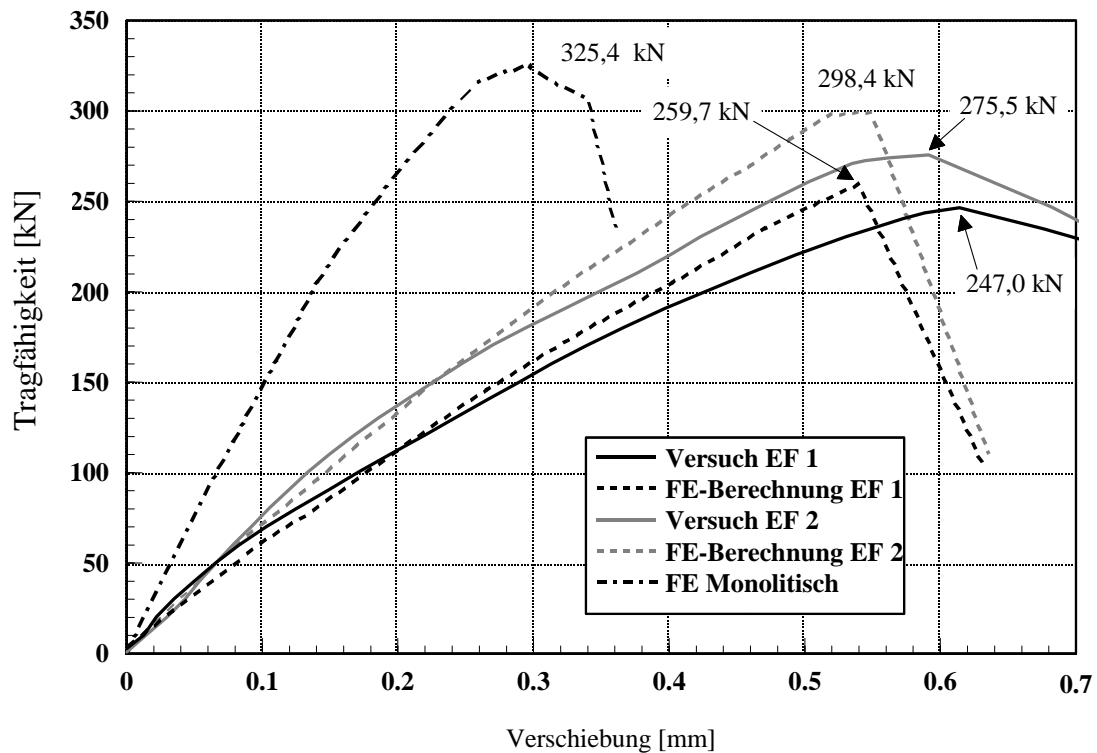


Abb. 5.14: Vergleich zwischen der FE-Berechnung und den Versuchsergebnissen der Versuche EF 1 und EF 2 mit Epoxidharzfuge ($N = 40 \text{ kN}$)

5.3.2 Versuche an der UST in Hongkong

An der Universität in Hongkong konnten aufgrund der vorhandenen Versuchseinrichtungen sowohl Versuche an Probekörpern mit einer als auch mit drei Schubnocken durchgeführt werden (s. Abb. 5.15). Die Abmessungen sind in Abb. 5.16 angegeben und weichen geringfügig von denen der Versuchskörper in Hamburg ab. Um eine möglichst hohe Passgenauigkeit in der Fuge zu erreichen, wurden die Probekörper in einer Stahlschalung hergestellt. Auf die Herstellung im Match-Cast Verfahren wurde zunächst verzichtet. Die Auswirkungen des Herstellungsverfahrens auf das Tragverhalten sind Gegenstand weiterführender Untersuchungen in Hongkong.

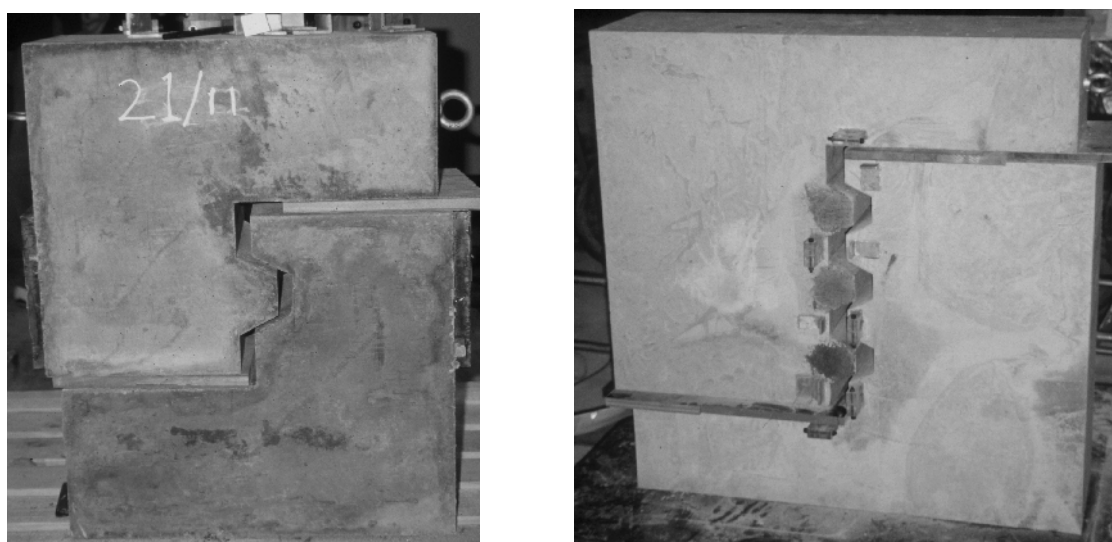


Abb. 5.15: Versuchskörper mit einer und drei Schubnocken (Hongkong)

Im Versuch wurden die Probekörper zunächst durch eine konstante Normalkraft vorgespannt und anschließend durch Steigerung der weggesteuerten Vertikallast bis zum Bruch belastet. In den Bruchbildern in Abb. 5.17 ist deutlich das Versagen durch Abscheren der Schubnocken zu erkennen. Beim Probekörper mit drei Schubnocken trat die Rissbildung nahezu gleichzeitig an allen drei Schubnocken auf. Eine Umlagerung der Kraft, wie von Eibl in [Eib00] behauptet, konnte nicht beobachtet werden. In Tabelle 5.3 sind die Ergebnisse der bisher in Hongkong durchgeführten Versuche zusammengestellt. Es wurden nur Trockenfugen untersucht.

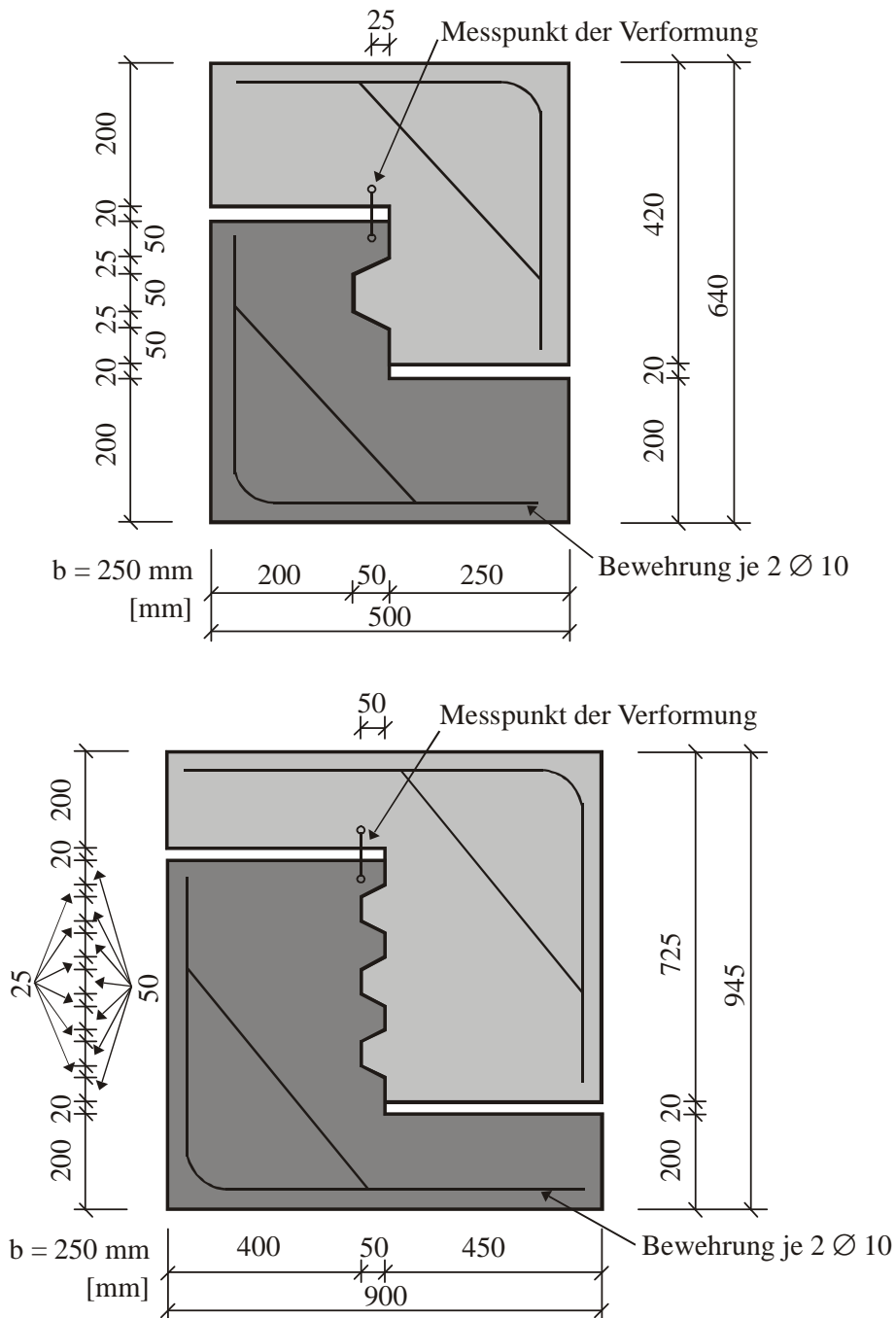


Abb. 5.16: Abmessungen der Versuchskörper

Name	Anzahl der Schubnocken	Betonfestigkeit [N/mm ²]	Normalkraft [kN]	Bruchlast [kN]
TF1-1	1	32,3	50	191,0
TF3-1	3	28,6	125	445,9

Tabelle 5.3: Übersicht und Ergebnisse der in Hongkong durchgeführten Versuche



Abb. 5.17: Bruchbilder der Versuchskörper mit einer und mit drei Schubnocken (Ausschnitt)

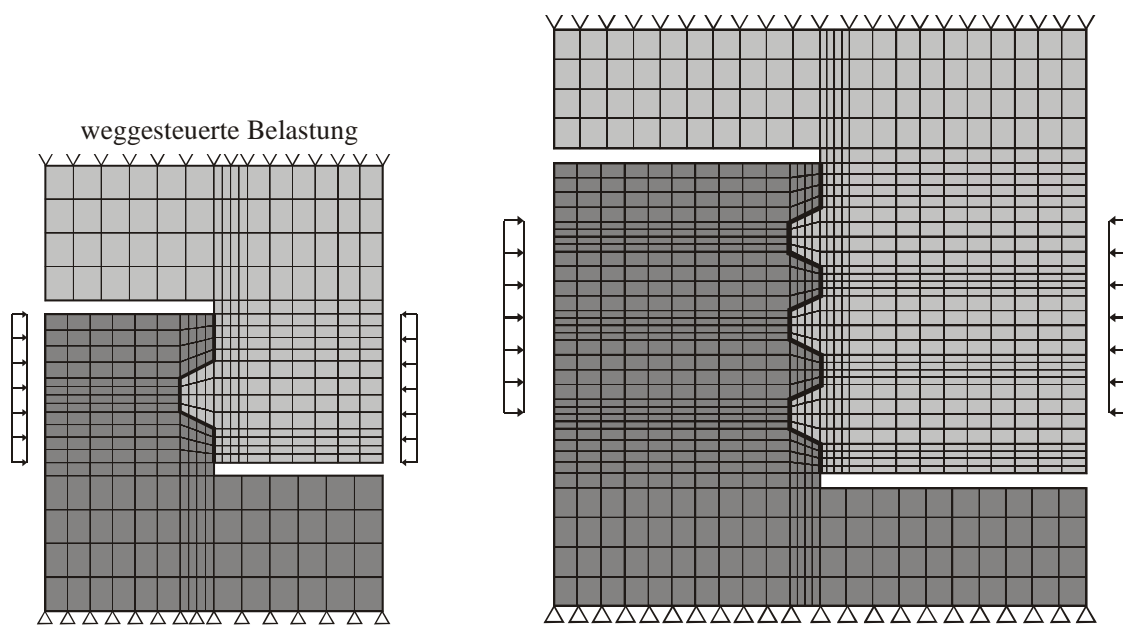


Abb. 5.18: Elementnetz und Randbedingungen

5.3.2.1 Numerische Berechnung

Diese Versuche werden ebenfalls mit den in Kapitel 5.2 vorgestellten Elementen nachgerechnet. Das verwendete Elementnetz und die Randbedingungen sind in Abb. 5.18 dargestellt. Die horizontale Normalkraft wird als äußere Spannung, die Vertikallast entsprechend dem Versuch weggesteuert aufgebracht und bis zum Bruch gesteigert. Die

den Berechnungen zugrunde liegenden Materialkennwerte entsprechen den in Tab. 5.2 angegebenen Werten.

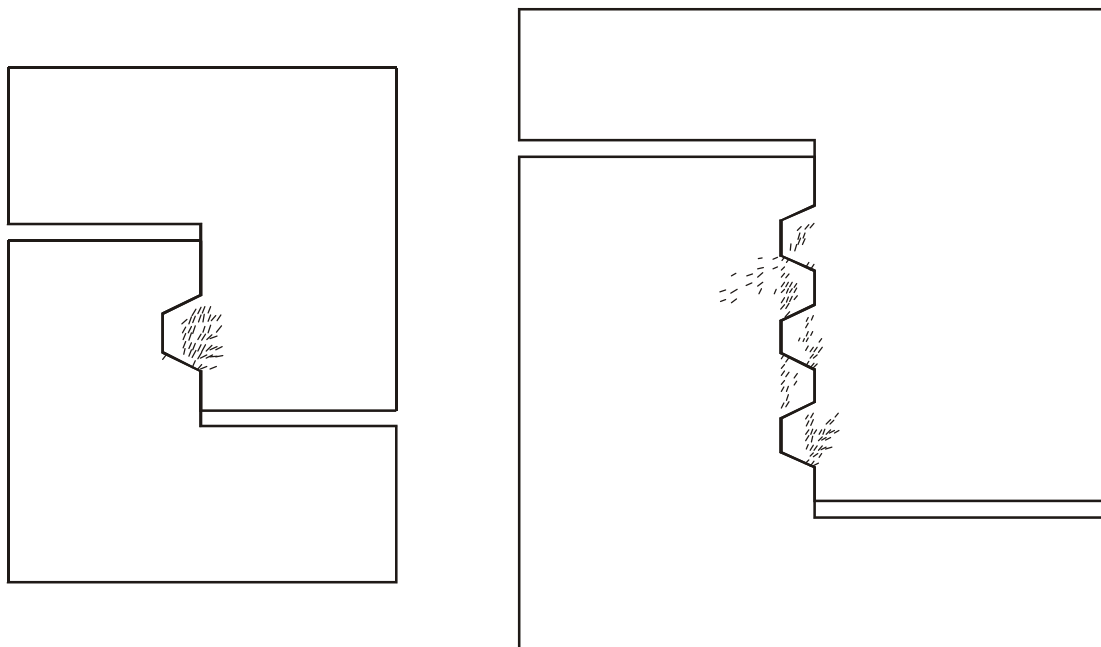


Abb. 5.19: Rissbilder für eine bzw. drei Schubnocken kurz vor dem Versagen

In den Rissbildern (Abb. 5.19) ist das Versagen durch Abscheren der Schubnocken zu erkennen. Der Vergleich zwischen den Versuchsergebnissen und der FE-Berechnung erfolgt wiederum anhand von Last-Verschiebungskurven (s. Abb. 5.20 und 5.21). Dabei ergibt sich eine gute Übereinstimmung zwischen den gemessenen und den berechneten Werten. Im Vergleich zu den Versuchen in Hamburg trat bei diesen Versuchen jedoch deutlich weniger Schlupf in der Fuge auf. Beim Versuch mit einer Schubnocke ist ein geringer Schlupf zu Beginn der Belastung zu erkennen, weshalb die numerisch ermittelten Verformungen wie bei den Versuchen in Hamburg geringer sind. Bei der Last-Verschiebungskurve des Probekörpers mit drei Schubnocken ist kein Schlupf zu erkennen. Aus diesem Grund ergibt sich zu Beginn eine relativ gute Übereinstimmung der Verformungen. Durch die Herstellung in einer Stahlschalung konnte also eine sehr genaue Übereinstimmung der Probekörper erzielt werden.

Im Unterschied zu den Hamburger Versuchen wurden hier in den numerischen Berechnungen höhere Bruchlasten als in den Versuchen ermittelt. Unterschiede ergaben sich auch in der Ausbildung der Bruchfläche. Während in den Hamburger Versuchen die Bruchfläche sehr uneben war und sich die Risse hauptsächlich um die Zuschläge herum ausgebildet haben, war die Bruchfläche in den Versuchen in Hongkong aufgrund der

geringen Korngröße des verwendeten Betons sehr eben. Der Einfluss der Korngröße wird mit den gewählten Elementen nicht berücksichtigt und kann die im Vergleich zur FE-Berechnung geringere Versuchsbruchlast durch eine geringere Kornverzahnung zur Folge haben.

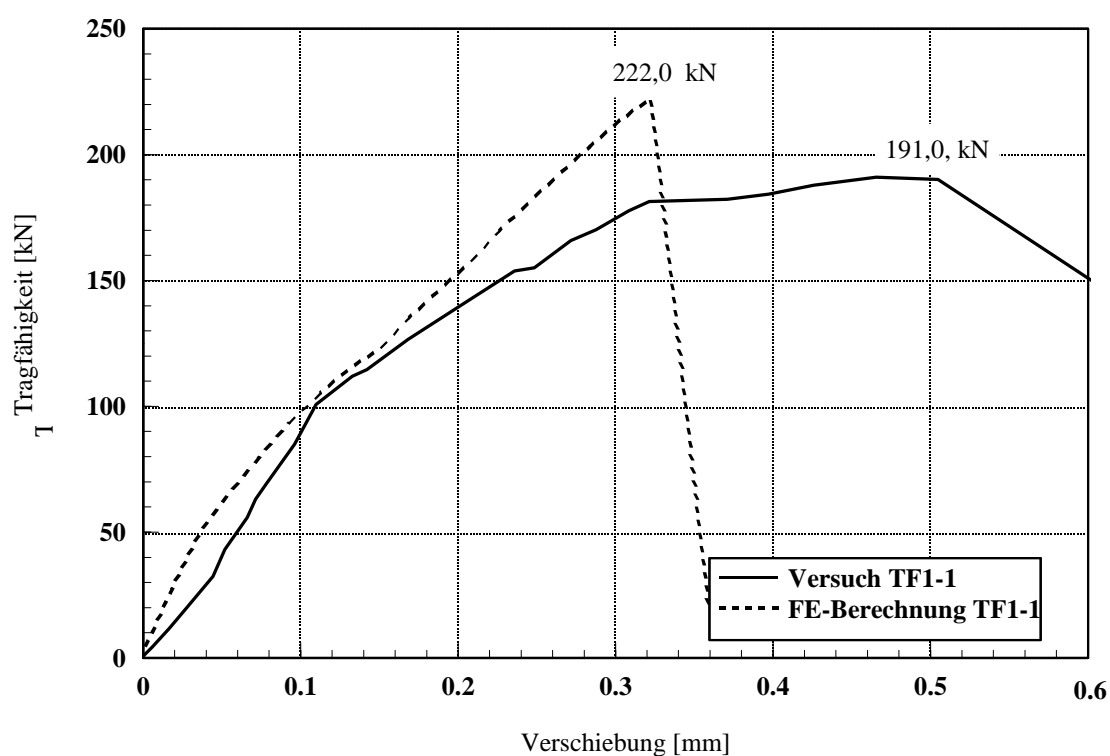


Abb. 5.20: Vergleich zwischen den Versuchsergebnissen und der FE-Berechnung für eine Schubnocke (TF1-1)

In den Diagrammen ist zu erkennen, dass die Verformungen kurz vor dem Erreichen der maximalen Last deutlich anwachsen. Dieser Zuwachs resultiert aus einem verstärkten Verformungswachstum infolge der Rissbildung. Mit der FE-Berechnung wird diese Verformungszunahme im Nachbruchverhalten nicht erfasst. Sie zeigt ein sehr sprödes Verhalten, bei dem die Maximallast durch einen nahezu linearen Anstieg der Verformungen erreicht wird und gleichzeitig das vollständige Versagen des Systems eintritt. Ziel der weiteren Berechnungen ist jedoch die Ermittlung der Bruchlast. Wie der Vergleich zu den Versuchen zeigt, haben die in dieser FE-Berechnung nicht berücksichtigten Einflüsse des Schlupfes, der Korngröße und des Verformungswachstums im Nachbruchverhalten nur einen geringen Einfluss auf die Bruchlast.

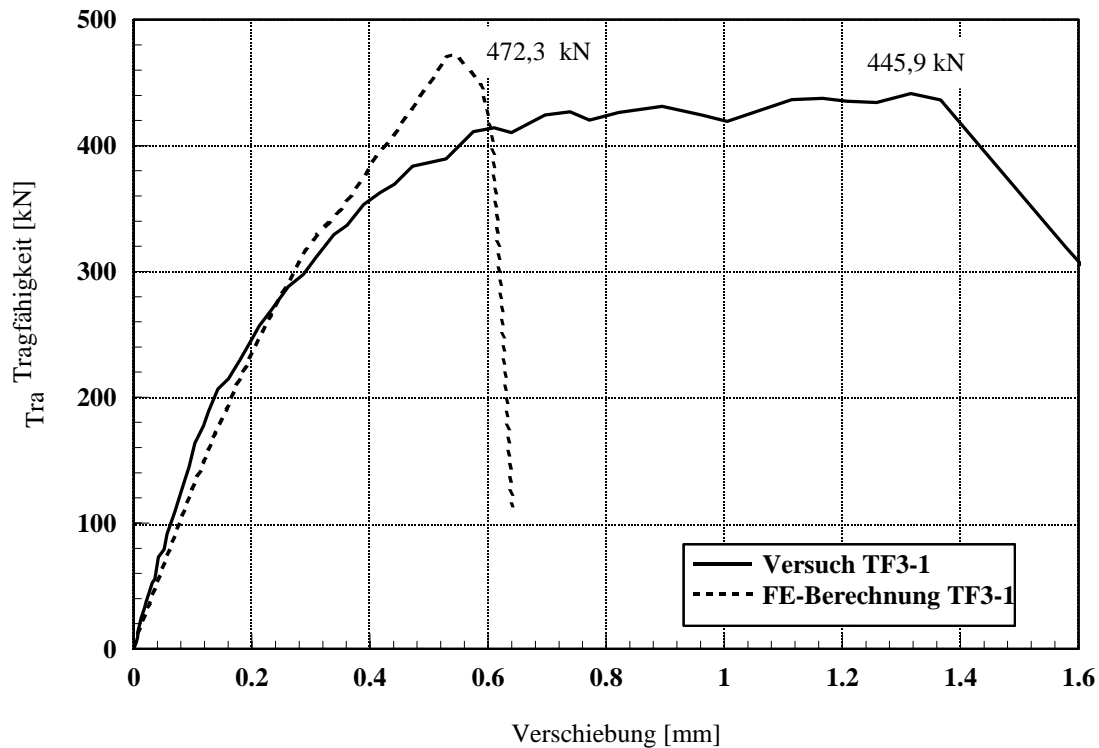


Abb. 5.21: Vergleich zwischen den Versuchsergebnissen und der FE-Berechnung für drei Schubnocken (TF3-1)

5.3.3 Fazit

Durch die Vergleichsrechnungen mit den durchgeführten Versuchen sowohl in Hamburg als auch in Hongkong wird das den Berechnungen zugrunde liegende Modell aus Kapitel 5.2 verifiziert. Das gewählte Berechnungsmodell bildet somit die Realität mit ausreichender Genauigkeit ab. In den weiteren Berechnungen wird ausschließlich das Tragverhalten trocken aneinander gestoßener Fugen untersucht, da die Tragfähigkeit des Fugenklebers bei der Bemessung nicht in Rechnung gestellt werden darf. Zum einen verliert das Epoxidharz bei hohen Temperaturen seine Festigkeit, zum anderen kann aufgrund von Anwendungsproblemen eine vollflächige Aufbringung des Klebers auf der Baustelle nicht gewährleistet werden.

5.4 Numerische Berechnungen zur Ermittlung der Tragfähigkeit überdrückter Fugen

5.4.1 Allgemeines

Zur Untersuchung der Tragfähigkeit überdrückter Segmentfugen werden numerische Berechnungen an dem in Abb. 5.22 dargestellten Modell durchgeführt und die Abmessungen der Feinprofilierung variiert. Die Randbedingungen und die gewählten Bezeichnungen des Berechnungsmodells, das allen folgenden Untersuchungen zugrunde liegt, sind in Abb. 5.22 dargestellt.

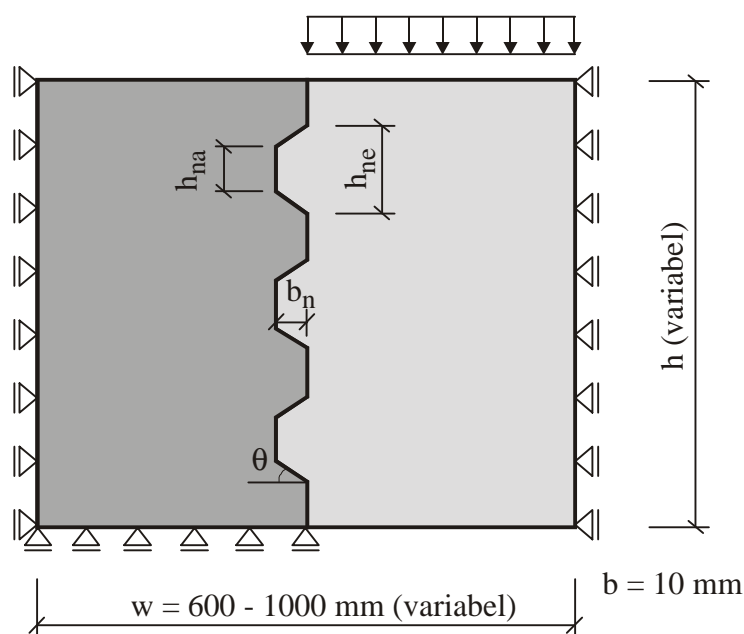


Abb. 5.22: Berechnungsmodell mit Abmessungen und Randbedingungen

Als Standardmodell wird dabei das System mit den folgenden Abmessungen für die Schubnocken gewählt:

- $b_n = 35 \text{ mm}$ Breite der Schubnocke
- $h_{ne} = 100 \text{ mm}$ Höhe der abzuscherenden Fläche einer Schubnocke (hintere Höhe)
- $h_{na} = 50 \text{ mm}$ vordere Höhe einer Schubnocke
- $\theta = 35,5^\circ$ Neigung einer Schubnocke gegen die Horizontale

Diese Abmessungen sind in Anlehnung an die deutschen Empfehlungen [DBV 99] gewählt worden und entsprechen der Fugenprofilierung von bereits ausgeführten Seg-

mentbrücken [Rob93, Rom95, Fis98]. Eine kontinuierliche Schubkraftübertragung in der Druckzone kann nur durch die Anordnung möglichst vieler Schubnocken mit geringen Abmessungen gewährleistet werden. Aufgrund der Herstellung ergeben sich jedoch Grenzen in der Größe der Schubnocken. Nach DBV 99 muss deshalb die mittlere Höhe h der Schubnocken mindestens 30 mm betragen und kleiner als der Wert des zweifachen Größtkorndurchmessers sein (s. Abb. 5.23).

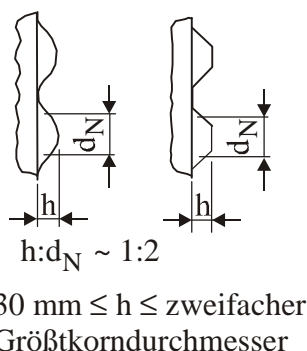


Abb. 5.23: Ausbildung der Feinprofilierung nach DBV 99 und AASHTO 89

Im Vergleich zu den Versuchskörpern wurde das Modell für die Parameterstudie vereinfacht, da bei den FE-Berechnungen im Unterschied zu den Versuchen keine Probleme bei einer einseitigen Beanspruchung entstehen können. Dadurch ist es möglich, auf den ausschließlich für eine symmetrische Lasteinleitung erforderlichen oberen und unteren Bereich zu verzichten und damit das Modell vollständig mit unbewehrten Betonelementen auszubilden. Die in den Versuchen vorhandene Bewehrung diente lediglich zur Einleitung der symmetrischen Beanspruchung in die Fuge.

Die Betonfestigkeit wird, sofern nicht deren Einfluss auf die Tragfähigkeit untersucht wird, zu $f_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$ angenommen. Dies entspricht einer Betonfestigkeitsklasse von C40/50. Aufgrund hoher auftretender Druckspannungen kommt im Segmentbrückenbau vorwiegend Beton dieser Festigkeitsklasse zum Einsatz. Aus Gründen der Systemgröße wird die Dicke des Modells zu $b = 10 \text{ mm}$ angenommen. Da ein seitliches Ausweichen mit den gewählten Elementen nicht berücksichtigt wird, sind aus der geringen Dicke keine Tragfähigkeitseinbußen zu erwarten.

Die Druckspannung wird im Unterschied zu den Versuchen weggesteuert aufgebracht. Damit sind keine Verformungen der Versuchskörper in horizontaler Richtung möglich. Dies stimmt mit der realen Beanspruchung in der Fuge überein, da die Annahme einer horizontal unverschieblichen Lagerung einem unendlich langen System von Segmenten

und Fugen entspricht. Die vertikale Beanspruchung wird als äußere Spannung aufgebracht und in kleinen Lastschritten bis zum Versagen des Modells gesteigert.

5.4.2 Vorstellung und Ergebnisse der Parameterstudie

Um den Einfluss der Schubnocken auf das Tragverhalten zu untersuchen, werden für unterschiedliche Abmessungen und Betonfestigkeiten die Traglasten numerisch ermittelt. Dabei variieren die Höhe der Schubnocken (h_{na} , h_{ne}), die Breite b_n und der Winkel θ . Die gegenseitige Beeinflussung der Schubnocken wird durch Berechnungen an Modellen mit 1 bis 5 Schubnocken analysiert. Alle Parameter werden für Druckspannungen von $\sigma_n = 0, 3, 5$ und 10 N/mm^2 untersucht. Die numerisch ermittelten Bruchlasten sind für alle untersuchten Modelle im Anhang 2 tabellarisch aufgeführt.

Anhand der durchgeführten Parameterstudie wurde eine Bemessungsformel zur Ermittlung der Schubtragfähigkeit unbewehrter Fugen in Abhängigkeit von der Geometrie der Feinprofilierung, der Druckspannung und der Betonfestigkeit entwickelt. Diese wird in Kapitel 5.4.3 Gl. 5.6 vorgestellt. Zum Vergleich mit den im Folgenden durchgeführten Berechnungen werden die Ergebnisse dieser Formel bereits in die Diagramme mit eingetragen.

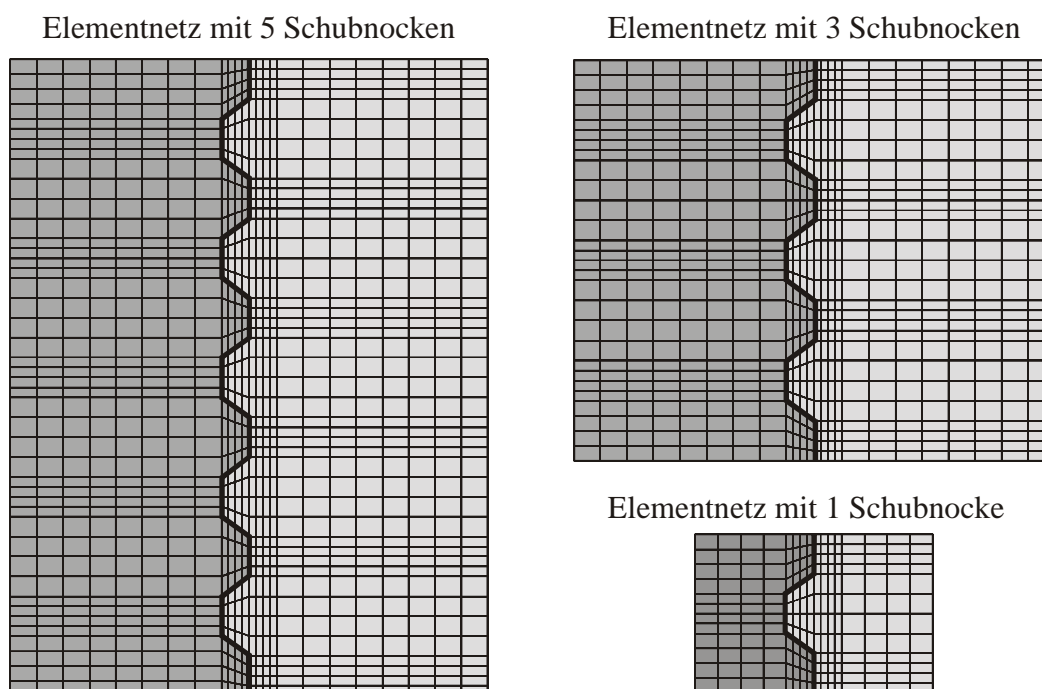


Abb. 5.24: Elementnetz der Berechnungsmodelle mit unterschiedlicher Anzahl an Schubnocken

5.4.2.1 Anzahl der Schubnocken

In Abb. 5.24 ist ein Teil der untersuchten Berechnungsmodelle dargestellt. Die Anzahl der Schubnocken wird in den weiteren Untersuchungen durch die Anzahl der Nocken in der rechten Hälfte festgelegt, da der Bruch aufgrund der gewählten Randbedingungen jeweils durch das Abscheren dieser Hälfte eintritt. Es wurden Modelle mit 1 bis 5 Schubnocken untersucht.

Die Ergebnisse der Berechnungen sind in Abb. 5.25 zusammen mit den Ergebnissen der entwickelten Bemessungsformel in Abhängigkeit von der Druckspannung aufgetragen. Es ergibt sich ein eindeutig linearer Zusammenhang zwischen der Anzahl der Schubnocken, der Druckspannung und der Tragfähigkeit. Eine gegenseitige Beeinflussung der Schubnocken kann nicht beobachtet werden. Der Bruch tritt jeweils durch das Abscheren aller Schubnocken ein.

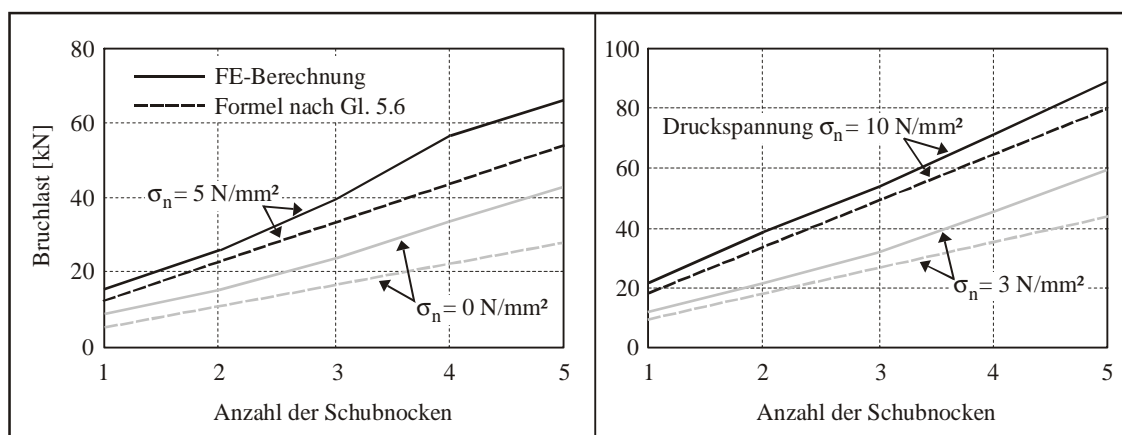


Abb. 5.25: Vergleich der numerisch ermittelten Bruchlasten mit der Bemessungsformel für eine unterschiedliche Anzahl an Schubnocken

In den Abb. 5.26 bis 5.27 sind exemplarisch für die hier untersuchten Systeme Bilder zum Rissverlauf, zur Spannungsverteilung und Verformung dargestellt. Man erkennt deutlich, dass die Fuge erst versagt, wenn alle Schubnocken abgesichert sind. Da auch in den weiteren Berechnungen der Bruch vorwiegend auf diese Weise eintritt, werden nachfolgend nur noch Rissbilder dargestellt, wenn sich das Versagen von dem hier abgebildeten unterscheidet.

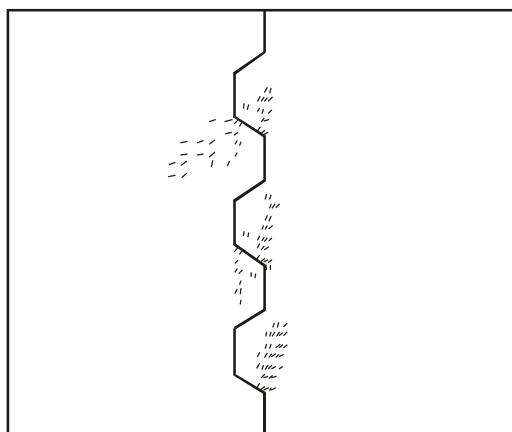


Abb. 5.26: Rissbildung kurz vor dem Bruch (Modell mit 3 Schubnocken, Standardabmessung, $\sigma_n = 0 \text{ N/mm}^2$, $F_y = 23,7 \text{ kN}$)

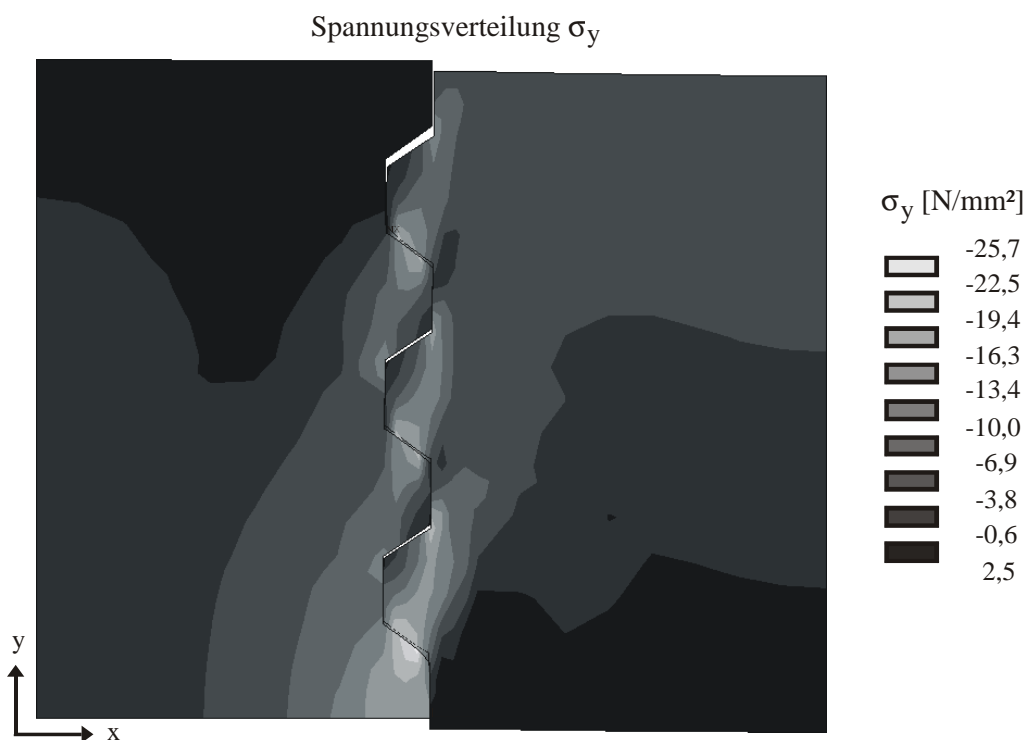


Abb. 5.27: Spannungsverteilung der vertikalen Normalspannungen σ_y und Verformungen kurz vor dem Bruch (Modell mit 3 Schubnocken, Standardabmessung, $\sigma_n = 0 \text{ N/mm}^2$, $F_y = 23,7 \text{ kN}$)

Aufgrund des linearen Zusammenhangs zwischen der Bruchlast und der Anzahl der Schubnocken wurde die weitere Parameterstudie nur noch für die Modelle mit einer und mit drei Schubnocken durchgeführt.

5.4.2.2 Variation der Betondruckfestigkeit

Da im Spannbetonbau eine Mindestbetondruckfestigkeit von $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$ für Bauteile mit nachträglichem Verbund und $f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$ für Bauteile mit sofortigem Verbund gefordert wird, beschränkt sich die Untersuchung auf die Betonfestigkeitsklassen C30/37 bis C50/60. In Abb. 5.28 sind die Ergebnisse für unterschiedliche Druckspannungen dargestellt. Wie für die Anzahl der Schubnocken, besteht auch hier ein linearer Zusammenhang zwischen der Betonfestigkeit und damit auch zwischen der Zugfestigkeit und der Tragfähigkeit. Für die Zugfestigkeit werden dabei Mittelwerte, die sich in Abhängigkeit von der Druckfestigkeit nach Eurocode 2 bestimmen lassen, angenommen. Aufgrund des linearen Zusammenhangs werden hochfeste Betone, die in Zukunft auch im Brückenbau eingesetzt werden sollen, nicht untersucht.

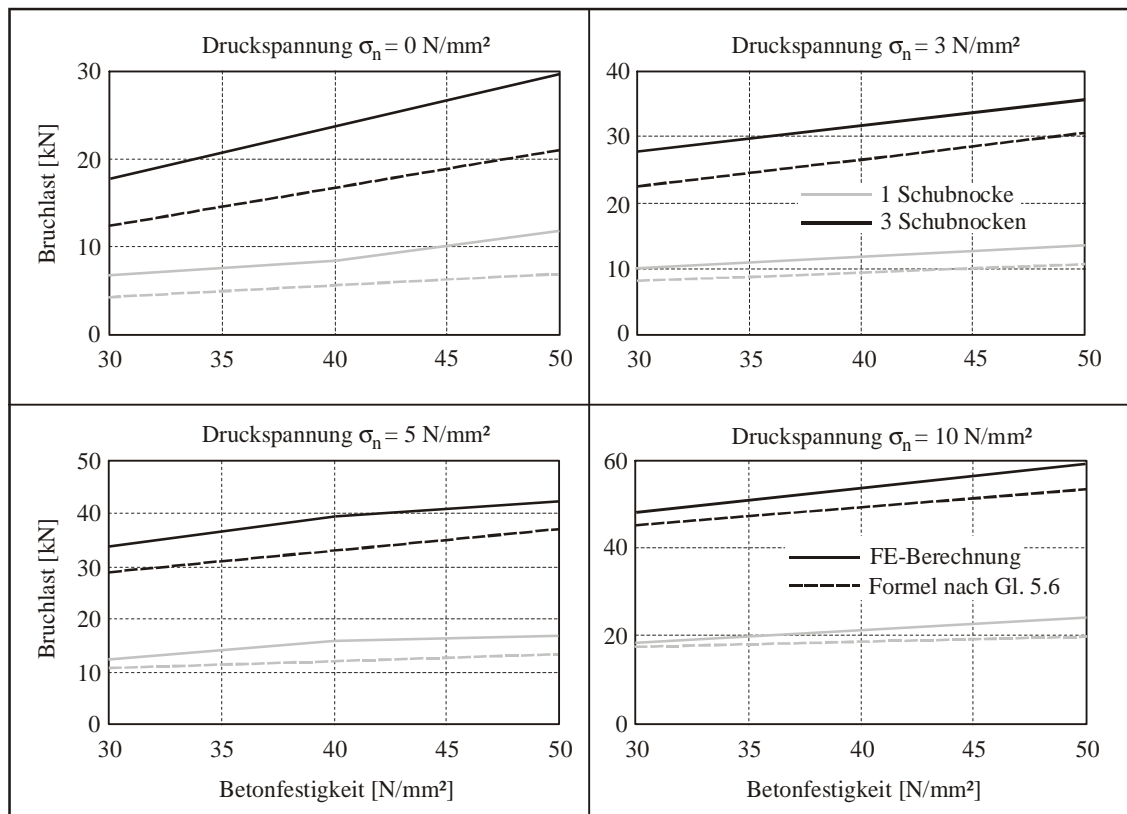


Abb. 5.28: Vergleich der numerisch ermittelten Bruchlast mit der Bemessungsformel für unterschiedliche Betonfestigkeitsklassen

5.4.2.3 Abmessungen der Schubnocken

Versuche haben gezeigt, dass durch eine Feinprofilierung die Schubkraftübertragung im Fugenbereich nicht beeinflusst wird, solange die Fuge überdrückt bleibt. Einzelne bewehrte Konsolen wirken sich dagegen negativ auf das Tragverhalten aus. Um eine kontinuierliche Schubkraftübertragung über die gesamte Druckzonenhöhe zu gewährleisten, sollten also möglichst viele Schubnocken mit geringen Abmessungen angeordnet werden. Aufgrund von Grenzen bei der Herstellung können die Schubnocken jedoch nicht beliebig klein gewählt werden, bisher ausgeführte Beispiele und somit auch die Abmessungen des Standardmodells stellen bereits eine untere Grenze dar. Um jedoch die optimale Größe der Schubnocken zu bestimmen, werden numerische Berechnungen zum Einfluss der verschiedenen Abmessungen durchgeführt.

Dabei werden auch Schubnocken mit größeren Abmessungen, wie in Abb. 5.29 dargestellt, untersucht. Die Ergebnisse in Abb. 5.30 zeigen, dass auch zwischen der Größe der Schubnocken und der Tragfähigkeit ein linearer Zusammenhang besteht. In Bezug auf die Tragfähigkeit ist die Größe der Schubnocke folglich ohne Bedeutung. Zur Sicherstellung einer kontinuierlichen Lasteinleitung sollten jedoch die Abmessungen möglichst gering gewählt werden.

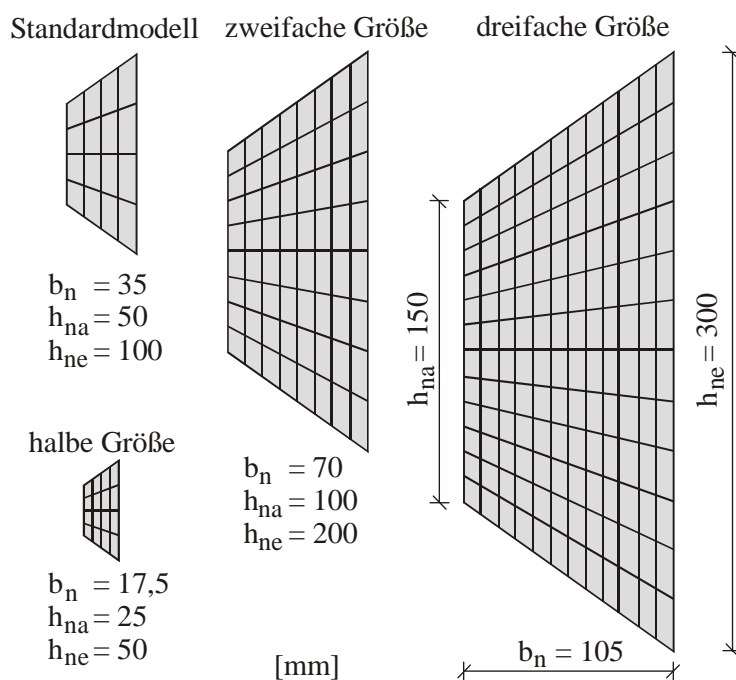


Abb. 5.29: Berechnungsmodelle zum Einfluss der Schubnockengröße

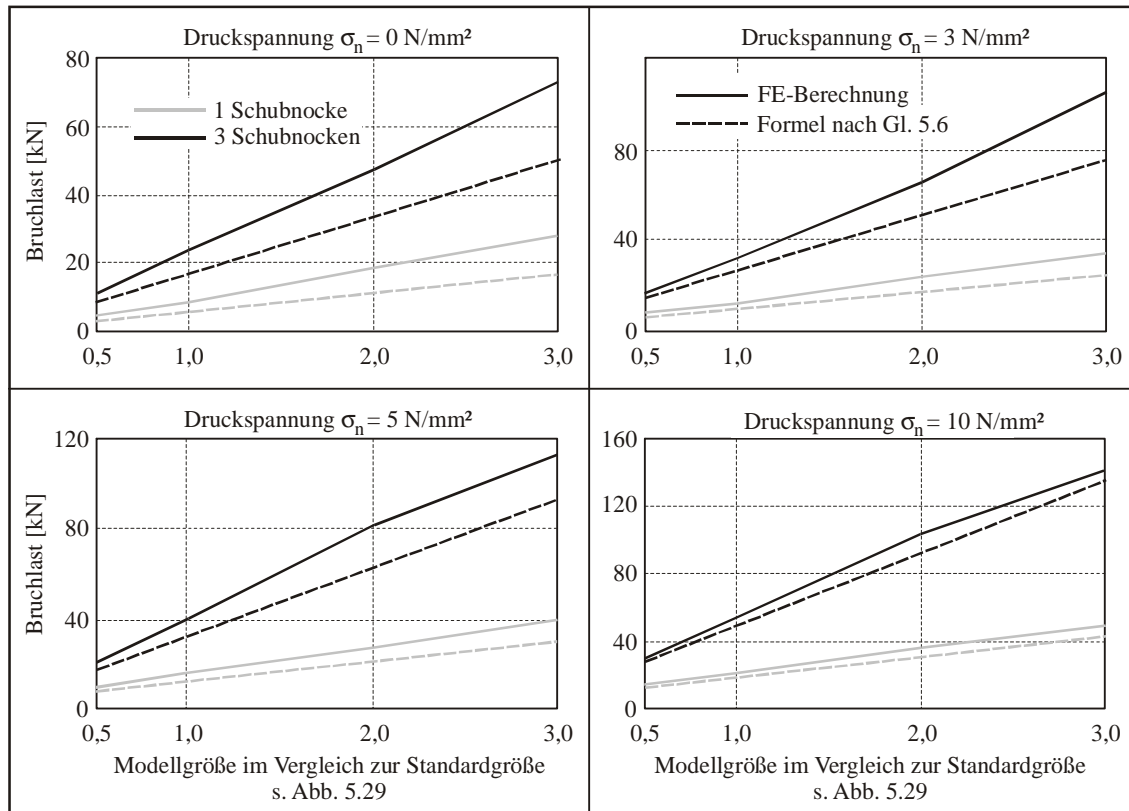


Abb. 5.30: Vergleich der numerisch ermittelten Bruchlast mit der Bemessungsformel für unterschiedliche Größen

Der Bruch tritt jeweils durch das Abscheren der Schubnocke ein und ist somit von der Höhe h_{ne} abhängig. Numerische Berechnungen an Modellen mit unterschiedlicher Höhe h_{ne} , jedoch bei konstant gehaltener Breite $b_n = 35$ mm und Winkel $\theta = 35^\circ$ ergeben die in Abb. 5.31 dargestellten Ergebnisse. Man erkennt, dass die Tragfähigkeit zunächst linear mit der Höhe h_{ne} zunimmt. Sie steigt jedoch nicht unbegrenzt, sondern erreicht für

$$h_{ne} \approx 6 \div 7 \cdot b_n \dots\dots\dots \text{Gl. 5.3}$$

einen oberen Grenzwert. Anhand der Rissbilder in Abb. 5.32 wird deutlich, dass bei einer im Vergleich zur Breite sehr hohen Schubnocke der Bruch nicht mehr durch das Abscheren der hinteren Fläche, sondern durch das Versagen der Schubnockenbreite auf Druck eintritt.

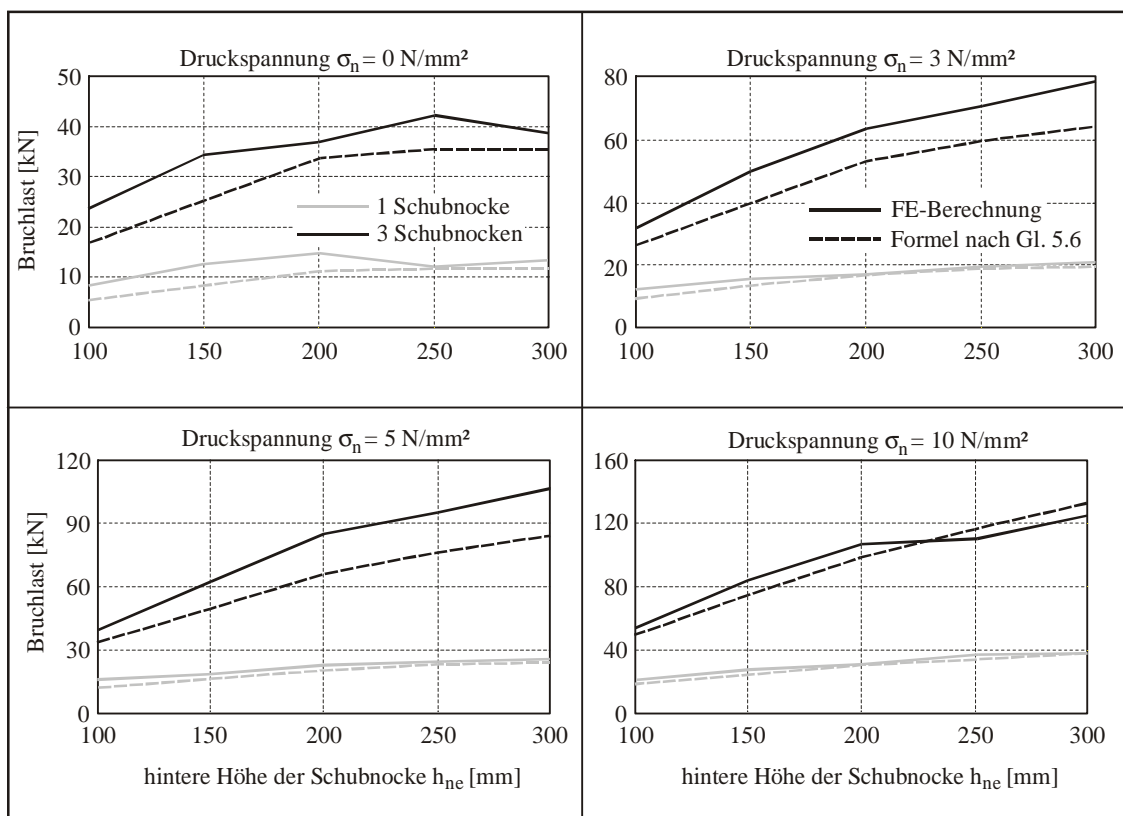


Abb. 5.31: Vergleich der numerisch ermittelten Bruchlast mit der Bemessungsformel für unterschiedliche Höhen h_{ne} der Schubnocken bei konstant gehaltenem Winkel $\theta = 35,5^\circ$ und Breite $b_n = 35$ mm entsprechend dem Standardmodell

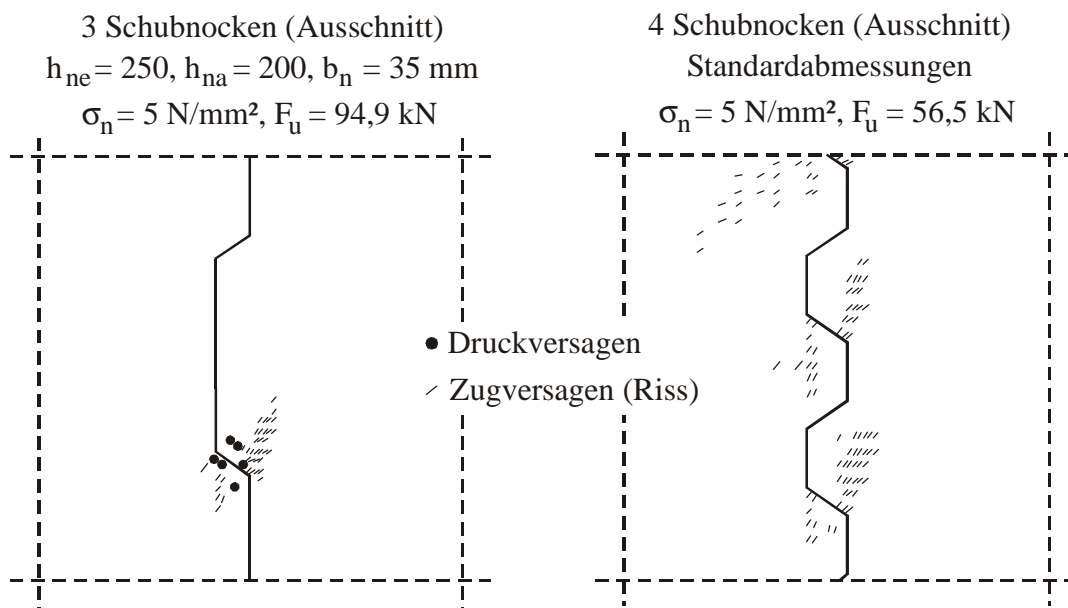


Abb. 5.32: Rissbilder für unterschiedliche h_{ne}/b_n -Verhältnisse

Die Breite b_n der Schubnocken muss also in Abhängigkeit von der Höhe h_{ne} festgelegt werden, um eine optimale Ausnutzung der Schubtragfähigkeit zu erreichen. Berechnungen zum Einfluss der Breite auf die Tragfähigkeit (bei konstanter Höhe h_{ne} und konstantem Winkel θ) zeigen, dass nur bis zu einer Vorspannung von $\sigma_n = 3 \text{ N/mm}^2$ die Tragfähigkeit mit größer werdender Breite zunimmt (s. Abb. 5.33). Bei geringer Druckspannung wird die Neigung der Druckstrebe und damit das Verhältnis zwischen dem Anteil der direkten Schubnockentragfähigkeit und dem Anteil aus Reibung sehr groß. Aus diesem Grund hat die Breite b_n nur bei geringer Vorspannung einen Einfluss auf die Tragfähigkeit. Für das Modell mit drei Schubnocken nimmt die Tragfähigkeit mit größerer Breite ab, weil die Gesamthöhe des Modells abnimmt.

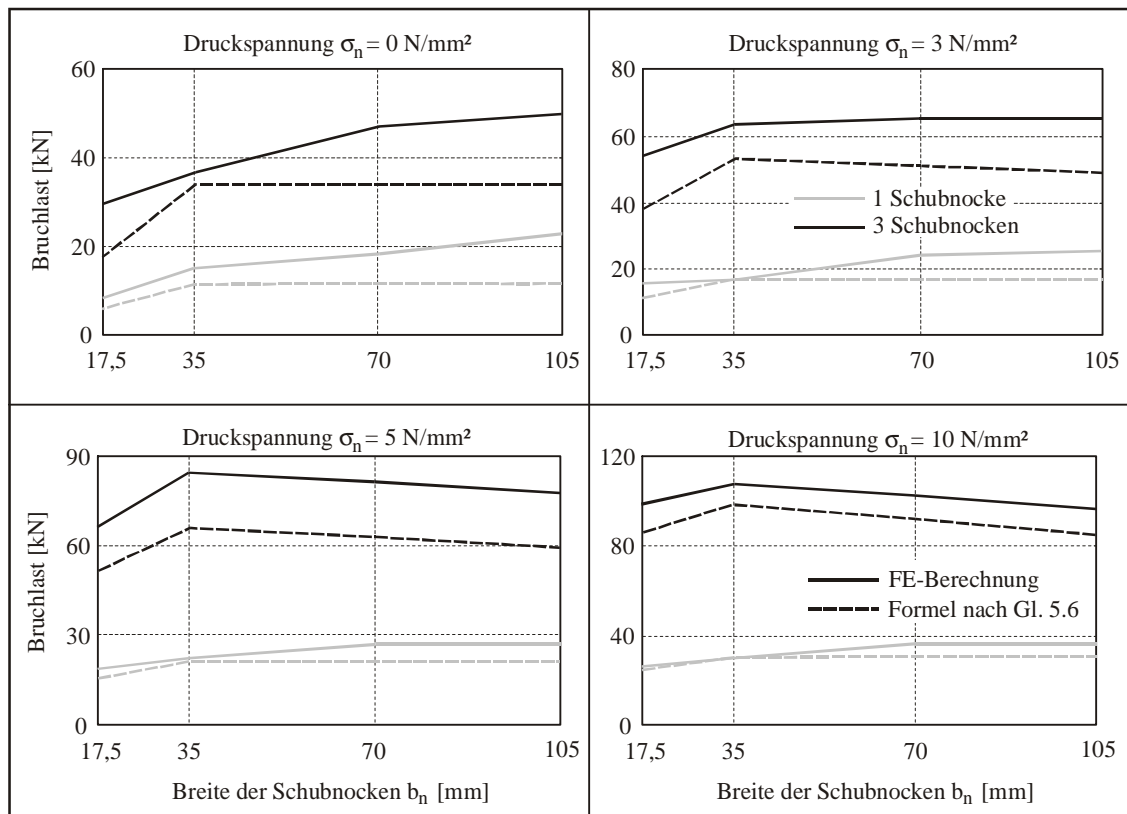


Abb. 5.33: Vergleich der numerisch ermittelten Bruchlast mit der Bemessungsformel für unterschiedliche Breiten b_n der Schubnocken bei konstant gehaltener Höhe $h_{ne} = 200 \text{ mm}$ und Winkel $\theta = 35,5^\circ$ (Modell mit zweifacher Größe)

Aufgrund von Herstellungsgrenzen ist es nicht möglich, die Neigung der Schubnocken gegen die Horizontale beliebig zu variieren, da diese die Höhe h_{na} der Schubnocke beeinflusst. Um dennoch die Auswirkungen sehr großer Werte für den Winkel θ untersuchen zu können, werden die Berechnungen nicht am Standardmodell, sondern am Mo-

dell mit der zweifachen Größe ($h_{ne}/h_{na} = 200/100$ mm, $b_n = 70$ mm) durchgeführt. Die Ergebnisse in Abb. 5.34 zeigen, dass der Winkel praktisch keinen Einfluss auf die Schubtragfähigkeit hat und das Abscheren der Schubnocke nicht beeinflusst. Auch für große Winkel ergibt sich keine Tragfähigkeitsverminderung, weil ein Abgleiten der Nocken bei geringer Druckspannung und hoher Vertikalbeanspruchung aufgrund der horizontalen Festhaltung nicht möglich ist. Die Bruchlast für das Modell mit drei Schubnocken nimmt nur wegen der geringeren Gesamthöhe ab.

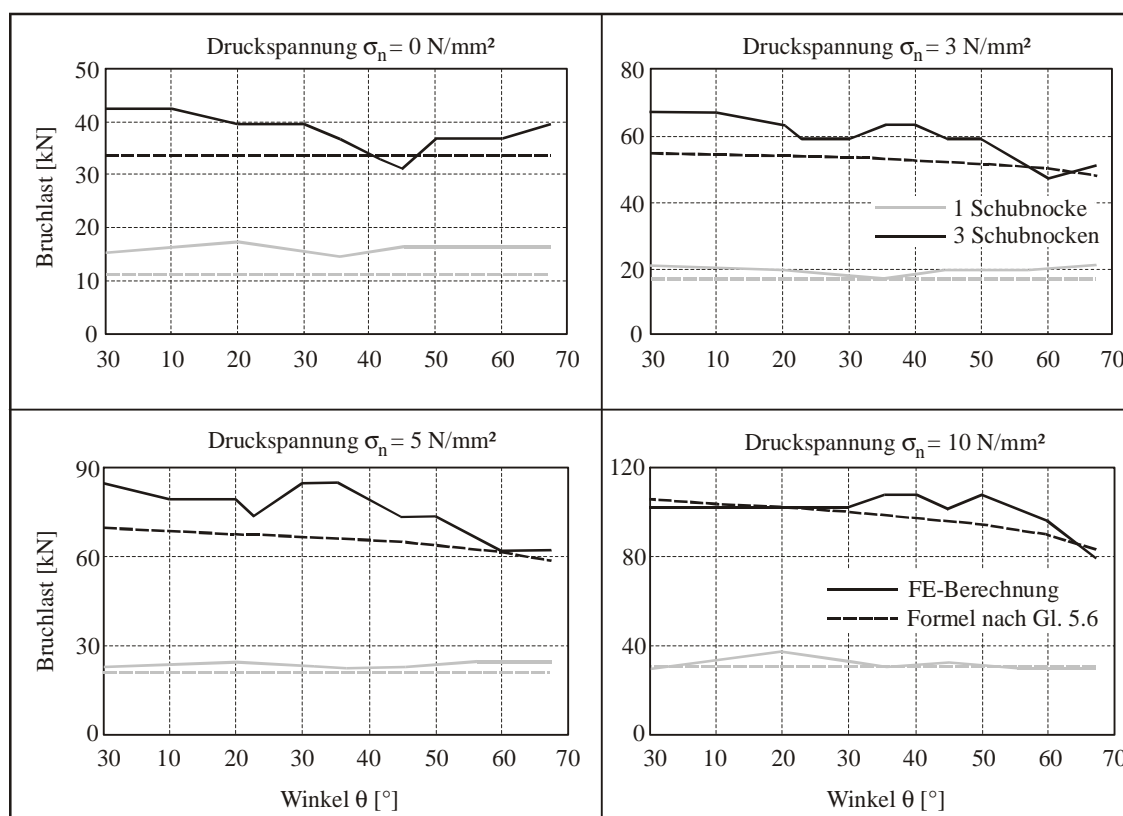


Abb. 5.34: Vergleich der numerisch ermittelten Bruchlast mit der Bemessungsformel für unterschiedliche Winkel θ

5.4.2.4 Bestimmung der optimalen Form der Fugenprofilierung

Die durchgeführten Berechnungen zeigen, dass hinsichtlich der Tragfähigkeit der Fugenprofilierung keine Unterschiede darin bestehen, ob wenige große oder viele kleine Schubnocken gewählt werden. Eine kontinuierlichere Schubkraftübertragung in der Druckzone erreicht man jedoch nur durch die Anordnung möglichst vieler Schubnocken mit geringen Abmessungen. Durch Herstellung und Transport ergeben sich Grenzen für die Abmessungen. Um eine optimale Verdichtung des Betons in Fugennähe zu ermögli-

chen, sollte keine Abmessung kleiner als 30 mm und größer als der zweifache Größtkorndurchmesser ausgebildet werden.

Das Anpassen und Einbauen der Segmente wird erleichtert, wenn die Breite b_n der Schubnocken begrenzt wird. Diese sollte einen möglichst kleinen Wert annehmen. Die Berechnungen haben gezeigt, dass sich in Abhängigkeit von der Breite eine obere Grenze für die Höhe der Schubnocken ergibt, um eine optimale Ausnutzung der Tragfähigkeit zu ermöglichen. Das Verhältnis Höhe/Breite der Schubnocke sollte deshalb auf:

$$\frac{\text{Höhe}}{\text{Breite}} = \frac{h_{ne}}{b_n} \leq 6 \dots\dots\dots \text{Gl. 5.4}$$

beschränkt werden. In den Empfehlungen des Deutschen Betons-Vereins wird dafür ein Wert von 2 vorgeschlagen. Dies erscheint im Hinblick auf die Anordnung möglichst vieler Schubnocken sinnvoll. Auch für die Neigung θ der Schubnocken ergeben sich herstellungsbedingt Grenzwerte. Zu flache Winkel erschweren den Einbau der Segmente und bei verklebten Fugen das gleichmäßige Aufbringen des Fugenklebers, zu steile Winkel werden durch die Begrenzung des Verhältnisses nach Gl. 5.4 vermieden.

5.4.3 Bemessungskonzept für überdrückte Fugen

Die Schubtragfähigkeit einer ebenen, unprofilierten Fuge ergibt sich über den Reibungsbeiwert μ in Abhängigkeit von der vorhandenen Druckspannung zu:

$$V_{F,eben} = \mu \cdot \sigma_n \cdot A_{Fuge} \dots\dots\dots \text{Gl. 5.5}$$

mit:	μ	Reibungsbeiwert
	σ_n	Druckspannung in der Fuge
	A_{Fuge}	Fugenoberfläche

Die Tragfähigkeit einer profilierten Fuge liegt aufgrund der unbewehrten Schubnocken über diesem Wert, da die Fugenverzahnung ein Abgleiten der Oberflächen gegeneinander verhindert. Anhand der Ergebnisse der Parameterstudie kann gezeigt werden, dass sich für die Steigerung der Tragfähigkeit durch die Feinprofilierung ein von der Druckspannung unabhängiger Wert ergibt. Die Schubtragfähigkeit überdrückter, feinprofilierter Fugen setzt sich demnach aus zwei getrennten Anteilen für die Reibung und die Tragfähigkeit der Feinprofilierung zusammen und kann auf der Grundlage des Coulombschen Reibungsgesetzes in Abhängigkeit von der Betonfestigkeit und den Abmessungen der Schubnocken bestimmt werden zu:

$$V_F = \mu \cdot \sigma_n \cdot A_{Fuge} + f \cdot f_{ck} \cdot A_{Nocke} \dots\dots\dots \text{Gl. 5.6}$$

mit:	$\mu = 0,65$	Reibungskoeffizient
	σ_n	Druckspannung in der Fuge
	A_{Fuge}	projizierte Fugenoberfläche nach Abb. 5.35
	f_{ck}	charakteristischer Wert der Betondruckfestigkeit
	b	Fugenbreite
	$f = 0,14$	Faktor zur Berücksichtigung der Schubtragfähigkeit der Feinprofilierung

$$A_{Nocke} = \sum_{\min} h_{ne} \cdot b \dots\dots\dots \text{Gl. 5.7}$$

mit:	A_{Nocke}	minimaler Wert der Versagensfläche auf Schub in der Fuge nach Abb. 5.35
	$h_{ne} \leq 6 \cdot b_n$	Beschränkung der hinteren Schubnockenhöhe in Abhängigkeit von der Breite b_n

Die nach Gl. 5.6 ermittelte Schubtragfähigkeit ist in die Diagramme der Parameterstudie eingetragen und zeigt eine relativ gute, auf der sicheren Seite liegende Übereinstimmung mit den numerisch ermittelten Bruchlasten. Die sich ergebenden Unterschiede sind in Bezug auf die Aussagegenauigkeit tolerierbar. Der Reibungsbeiwert μ wird zu 0,65 gewählt und entspricht damit den in Versuchen ermittelten Werten [u. a. Fra59, Fin74, Kos83, Buy90]. Die Schubtragfähigkeit der Schubnocken wird nur über die Versagensfläche A_{Nocke} bestimmt. Weder der Winkel θ noch die Breite b_n gehen in die Formel ein. Über die Beschränkung der Größe der Versagensfläche durch die Höhe h_{ne} auf $6 b_n$ wird jedoch indirekt auch die Breite b_n berücksichtigt. Die Höhe der Schubnocken muss anhand der Breite begrenzt werden, da der Bruch entweder durch das Abscheren entlang der Fläche A_{Nocke} oder durch das Versagen der Schubnockenbreite b_n auf Druck eintreten kann. In den numerischen Berechnungen steigt die aufnehmbare Vertikallast nicht unbegrenzt mit der Größe der Schubnocken, sondern erreicht bei einem Verhältnis von $h_{ne}/b_n = 6$ einen Grenzwert. Da der Winkel θ in der Parameterstudie keinen Einfluss auf die Tragfähigkeit hat, wird er in der Formel nicht berücksichtigt. Dadurch können auch gewellt ausgeführte Schubnocken mit dieser Formel einfach bemessen werden.

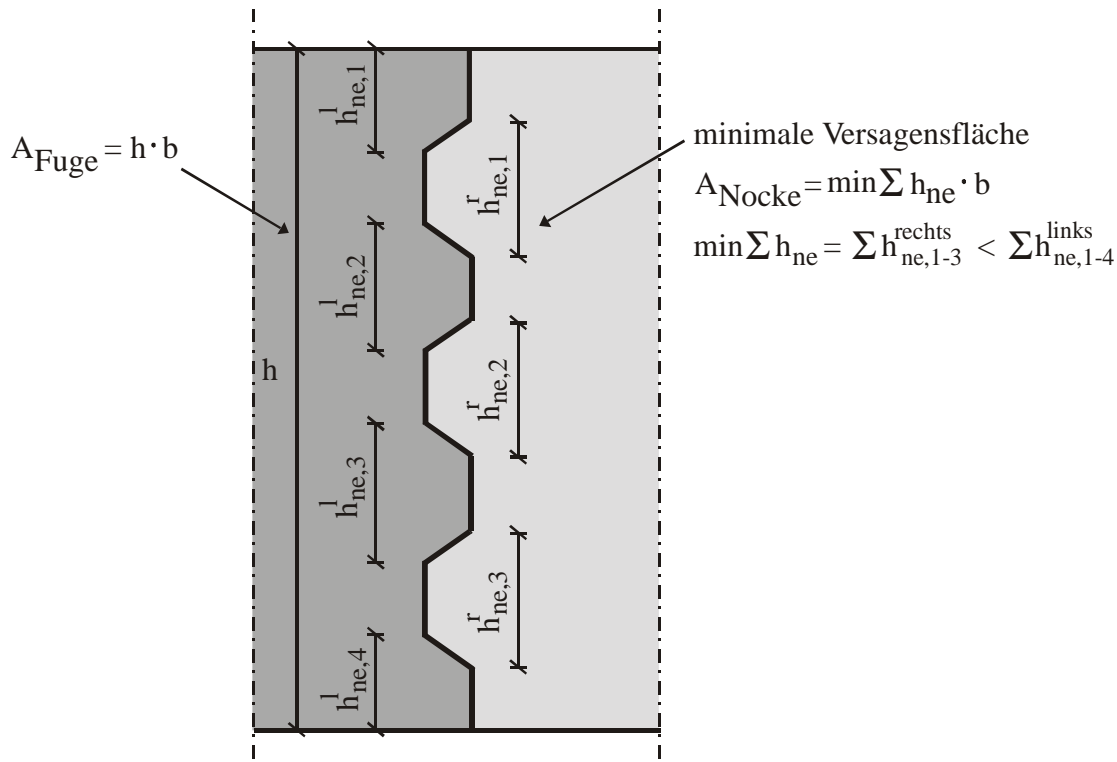


Abb. 5.35: Erläuterung der Konstanten der Bemessungsformeln nach Gl. 5.5 und 5.6

Im Unterschied zur Bemessungsformel nach AASHTO 89, wo sich der Anteil der Schubkraft aus Reibung nur aus den ebenen Flächen der Fuge ergibt (s. Abb. 2.15, Kapitel 2.5.1), wird hier die gesamte Fugenoberfläche A_{Fuge} angesetzt, da sich nach Abzug des Anteils, der durch Reibung über die Fuge übertragen wird, ein von der Druckspannung unabhängiger Schubkraftanteil der Schubnocken ergibt. Dieser ist von der Größe der abzuscherenden Fläche und der Scherfestigkeit τ_s abhängig.

$$V_{\text{Nocke}} = 0,14 \cdot f_{ck} \cdot A_{\text{Nocke}} = \tau_s \cdot A_{\text{Nocke}} \dots\dots\dots \text{Gl. 5.8}$$

mit: $\tau_s = 0,14 \cdot f_{ck}$ Scherfestigkeit

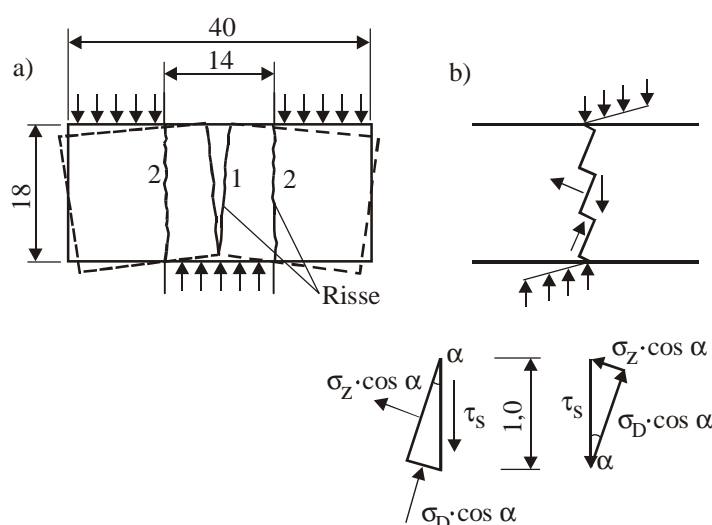


Abb. 5.36 Versuchsanordnung und Lastabtragung von Mörsch [Kup73]

Zur Bestimmung der Scherfestigkeit führte Mörsch Versuche an unbewehrten Betonprismen durch, die in [Kup73] beschrieben werden (Abb. 5.36). Zunächst bildete sich in der Mitte der Biegeriss 1, in dessen Folge sich eine kleine Drehung der Prismenstücke gegeneinander ergab, die zu einer Kraftübertragung an den Kanten der Lastplatten führte. Bei weiterer Laststeigerung trat dann ein Abscheren entlang des Risses 2 ein. Mörsch berechnet die Scherfestigkeit unter der Annahme, dass der Widerstand gegen Abscheren durch eine Verzahnung herbeigeführt wird, in deren unendlich kleinen Flächen nur Druckspannungen σ_D und Zugspannungen σ_Z wirken. Nach dem von ihm aufgestellten Verzahnungsmodell, das in Abb. 5.36 dargestellt ist, ergibt sich die Scherspannung τ_s zu:

$$\tau_s = \sqrt{\sigma_D \cdot \sigma_Z} \dots\dots\dots \text{Gl. 5.9.}$$

Mörsch nimmt an, dass beim Bruch die Druck- und Zugspannungen in den Zahnflanken gleichzeitig je ihre Grenzwerte erreichen. Legt man die Druck-Zug-Festigkeitskurve von Beton zugrunde (Abb. 5.37), so wird sich nach Mörsch zum Zeitpunkt des Versagens von allen möglichen Spannungs-kombinationen diejenige einstellen, für die τ_s ein Maximum ergibt. In Abb. 5.37 sind die von Kupfer anhand von Versuchen bestätigten Näherungskurven für den Druck-Zug-Bereich von Beton unter zweiachsiger Beanspruchung dargestellt. Danach wird die Scherfestigkeit τ_s für $\sigma_D = -0,75 f_{ck}$ und $\sigma_Z = 0,63 f_{ct}$ maximal, d. h. unter Annahme der Mittelwerte für die Zugfestigkeit ergibt sich für die Scherfestigkeit:

$$\tau_s = \sqrt{\sigma_D \cdot \sigma_Z} = \sqrt{0,75 f_{ck} \cdot 0,63 f_{ct}} = 0,376 \sqrt{f_{ck}^{5/3}} \approx 0,19 \cdot f_{ck} \quad \dots\dots\dots \text{Gl. 5.10}$$

mit: f_{ck} charakteristischer Wert der Betondruckfestigkeit
 f_{ct} charakteristischer Wert der Betonzugfestigkeit

Der aus den numerischen Berechnungen ermittelte Wert liegt in der Größenordnung der von Mörsch angenommenen Scherfestigkeit. Die Unterschiede ergeben sich daraus, dass den Versuchen von Mörsch vollständig monolithische Versuchskörper zugrunde lagen.

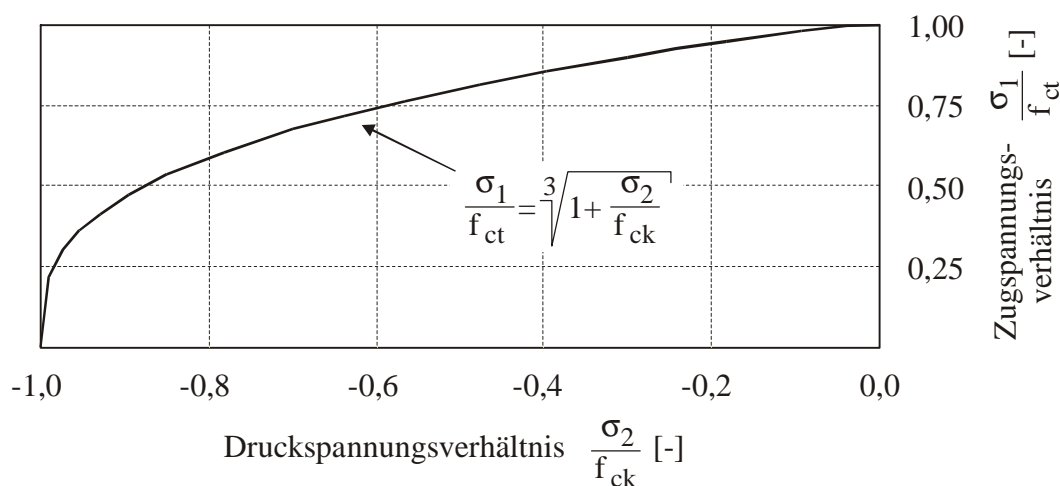


Abb. 5.37: Druck-Zug-Festigkeit von Beton unter zweiachsiger Beanspruchung nach Kupfer [Kup73]

5.4.4 Grenzen des verwendeten Berechnungsmodells

Die bisherigen Berechnungen wurden nur für Normalspannungen bis $\sigma_n = 10 \text{ N/mm}^2$ durchgeführt. In der Druckzone einer Segmentfuge treten jedoch erheblich höhere Druckspannungen auf. In Abb. 5.38 sind deshalb die Ergebnisse der Berechnungen an den Modellen mit einer bzw. mit drei Schubnocken mit den Standardabmessungen für Druckspannungen bis $\sigma_n = 35 \text{ N/mm}^2$ dargestellt. Es ist ersichtlich, dass die Bemessungsformel nur bis $\sigma_n = 15 \text{ N/mm}^2$ auf der sicheren Seite liegt. Für Druckspannungen $\sigma_n > 15 \text{ N/mm}^2$ steigt die numerisch ermittelte Bruchlast nicht mehr linear an und fällt für $\sigma_n > 25 \text{ N/mm}^2$ deutlich ab.

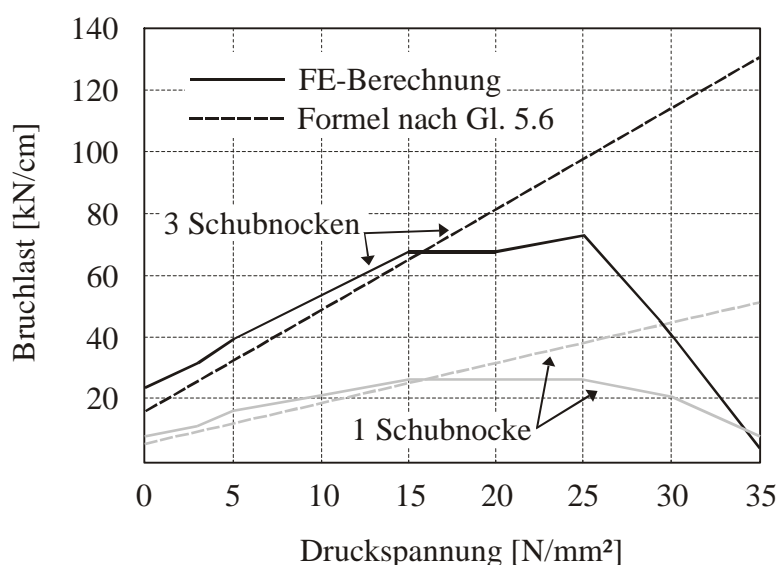


Abb. 5.38: Vergleich der numerisch ermittelten Bruchlast mit der Bemessungsformel für die Modelle mit 1 und 3 Schubnocken für erhöhte Druckspannungen

Anhand des Rissbildes, der Verformungen und des Spannungsverlaufes, die in Abb. 5.39 für das Modell mit drei Schubnocken und eine Druckspannung von $\sigma_n = 30 \text{ N/mm}^2$ dargestellt sind, wird deutlich, dass unter höheren Druckspannungen nicht mehr die Fuge versagt, sondern das gewählte System. Aufgrund der Randbedingungen und der einseitigen Beanspruchung entsteht eine Verdrehung der rechten Hälfte. Dadurch kommt es unterhalb der untersten Schubnocke zu einer Druckspannungskonzentration (s. Abb. 5.39). In Kombination mit einer Druckspannung von $\sigma_n > 15 \text{ N/mm}^2$ wird dann die Betondruckfestigkeit in diesem Bereich überschritten, bevor der Bruch in der Fuge eintritt. Dies führt zu einem frühzeitigen Versagen, das unabhängig von der Fugentragfähigkeit eintritt und für Druckspannungen von $\sigma_n > 25 \text{ N/mm}^2$ zu einer deutlich abfallenden Bruchlast führt. Das gewählte Modell ist deshalb in Bezug auf die Fu-

gentragfähigkeit für höhere Druckspannungen nicht aussagefähig. Aus diesem Grund bleiben die numerischen Berechnungen auf Druckspannungen bis $\sigma_n = 10 \text{ N/mm}^2$ beschränkt.

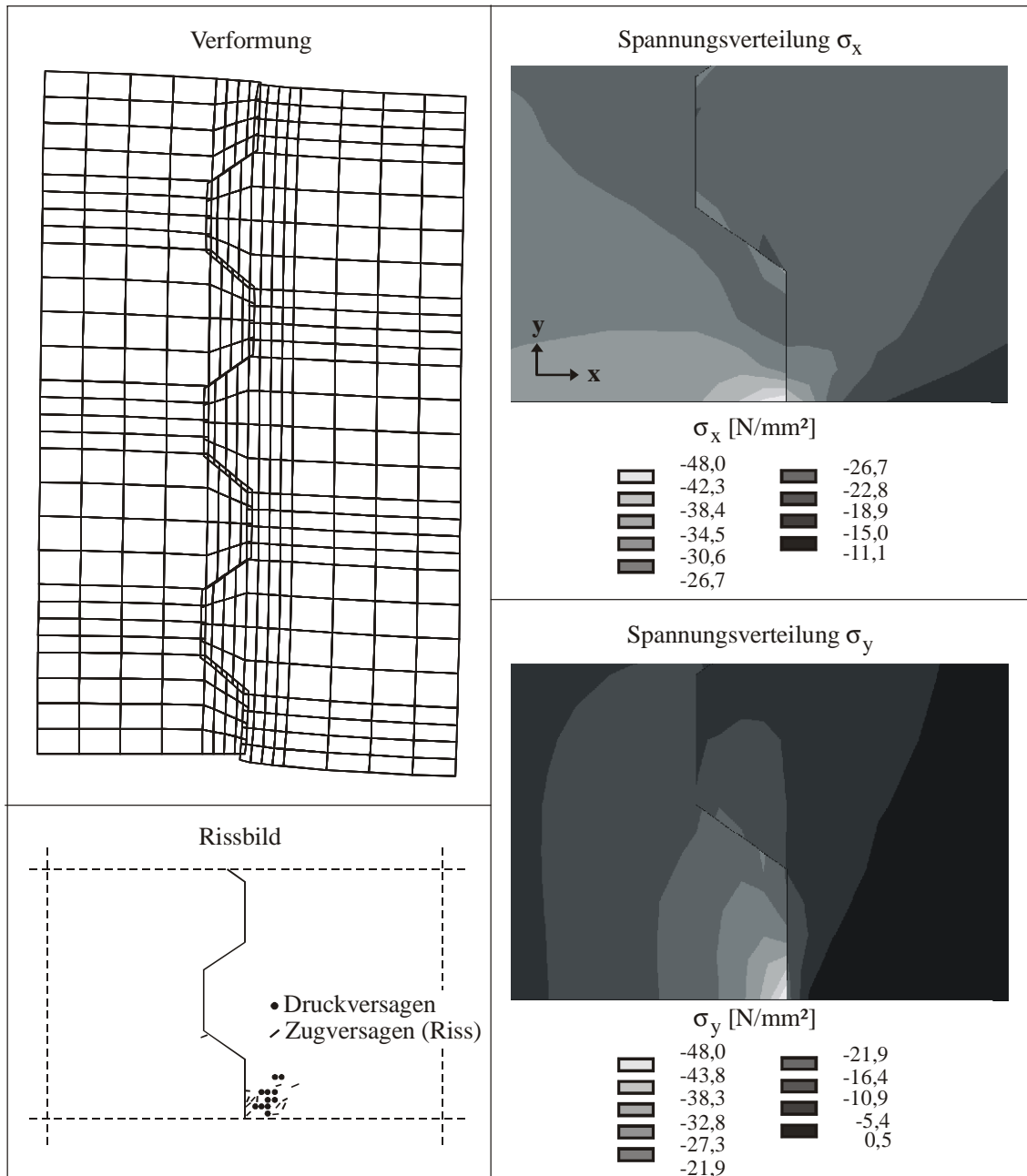


Abb. 5.39: Verformungen, Rissbild und Verteilung der Normalspannungen σ_x und σ_y kurz vor dem Bruch für das Modell mit 3 Schubnocken unter einer Druckspannung von $\sigma_n = 30 \text{ N/mm}^2$

In der Biegedruckzone einer Segmentbrücke kommt es bei geöffneten Fugen jedoch zur Überlagerung großer Druckspannungen mit großen Schubspannungen. Infolge zu hoher

Hauptdruckspannungen besteht hier die Gefahr eines Schub-Druckbruches. Deshalb müssen entweder die Druckspannungen in der Biegedruckzone oder die zu übertragenden Schubspannungen begrenzt werden. In Abb. 5.40 sind die auf die Betondruckfestigkeit f_{ck} normierten Gleichungen für den Mohrschen Spannungskreis für einachsigen Druck und die Bemessungsformeln nach Gl. 5.6 und nach den Empfehlungen des Deutschen Beton-Vereins (Gl. 5.5 mit $\mu = 0,7$) dargestellt. Dabei sind die mit den Bemessungsformeln ermittelten Schubkräfte in Schubspannungen umgerechnet worden, die sich auf die gesamte Fugenfläche A_{Fuge} beziehen. Die Werte der Bemessungsformeln liegen nur bis zu $\sigma_n \approx 0,65 f_{ck}$ innerhalb des Spannungskreises. Das bedeutet, dass zur Vermeidung eines Druckbruches im Beton die Schubspannungen in der Fuge unabhängig von der Fuge beschränkt werden müssen. Die sich daraus ergebenden Folgen für die Bemessung der Biegedruckzone werden genauer in Kapitel 5.5 (Schubkraftübertragung über die Biegedruckzone) erläutert. Anhand des Schubspannungsverlaufes in Abb. 5.40 wird jedoch deutlich, dass die Bemessungsformel auch für Druckspannungen gültig ist, die über $\sigma_n = 10 \text{ N/mm}^2 = 0,25 f_{ck}$ (für $f_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$) liegen, da das Betonversagen erst bei größeren Druckspannungen einsetzt.

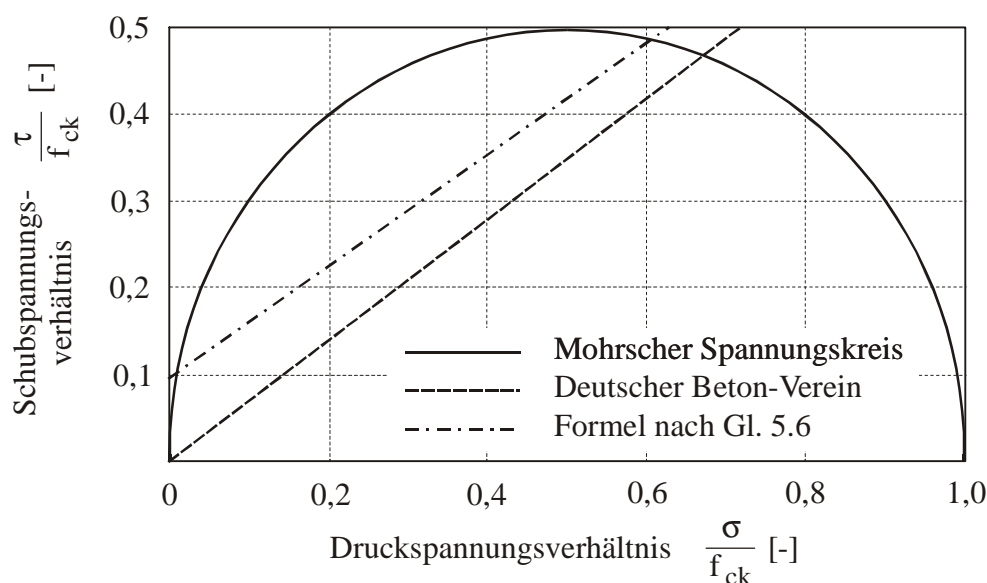


Abb. 5.40 Vergleich zwischen den aufnehmbaren Schubspannungen nach dem Mohrschen Spannungskreis für einachsigen Druck und nach den Bemessungsformeln nach Gl. 5.5 $\tau_{F,eben} = \mu \sigma_v$ mit $\mu = 0,7$ (Deutscher Beton-Verein) und Gl. 5.6 (Formel aus Kapitel 5.4.3)

5.4.5 Vergleich der Bemessungsformel mit vorhandenen Bemessungskonzepten

5.4.5.1 Vergleich mit Ansätzen des Segmentbrückenbaus

Die im Segmentbrückenbau vorhandenen Bemessungskonzepte zur Ermittlung der Tragfähigkeit unbewehrter Fugen wurden in Kapitel 2.5 vorgestellt. Eine Bemessung für Trockenfugen ist danach nur nach der amerikanischen Norm AASTHO 89 möglich. In den deutschen Empfehlungen nach DBV 99 sind dagegen Trockenfugen nicht erlaubt. In Tabelle 5.4 sind alle im Folgenden miteinander verglichenen Bemessungsmöglichkeiten und deren Gültigkeitsbereich angegeben. Zum Vergleich wird auch der nicht mehr gültige Bemessungsansatz nach DIN 4227, Teil 3 (Kapitel 2.5.4) betrachtet.

	Bemessungsformel	Fugenart
AASHTO 89	$V_F = A_k \sqrt{6,792 \cdot 10^{-3} \cdot f_{ck} \cdot (12 + 2,466\sigma_n)} + 0,6A_{sm}\sigma_n$ (nach Gl.2.9)	trocken
DBV 99	$V_F = 0,7 \cdot \sigma_n \cdot A_T$ (nach Gl. 2.25)	verklebt
DIN 4227, Teil 3	$V_F = 0,43 \cdot f_{ck} \cdot A \cdot \sin 45^\circ$ (nach Gl. 2.26)	verklebt
Formel nach Gl. 5.6	$V_F = 0,65\sigma_n \cdot A_{Fuge} + 0,14f_{ck} \cdot A_{Nocke}$ (nach Gl. 5.6)	trocken

Tabelle 5.4: Vorhandene Bemessungsformeln für die Schubtragfähigkeit unbewehrter Segmentfugen

Um die Ergebnisse der unterschiedlichen Ansätze unabhängig von der Geometrie der Segmente miteinander vergleichen zu können, werden die Schubkräfte V_F in Schubspannungen τ umgerechnet, die sich auf die gesamte Fugenoberfläche A_{Fuge} (s. Abb. 5.35) beziehen.

$$\tau = \frac{V_F}{A_{Fuge}} \dots\dots\dots \text{Gl. 5.11}$$

Als Grundlage für die Abmessungen der Schubnocken werden die Werte des Standardmodells gewählt ($h_{ne}/h_{na} = 100/50$ mm, $b_n = 35$ mm). In Abb. 5.41 sind die aufnehmbaren Schubspannungen in Abhängigkeit von der vorhandenen Druckspannung für die

unterschiedlichen Bemessungsansätze dargestellt. Weil es für die Formel nach AASHTO 89 nicht möglich ist, diese auf die Betonfestigkeit f_{ck} zu normieren, wird allen Formeln eine Betonfestigkeit von $f_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$ zugrunde gelegt.

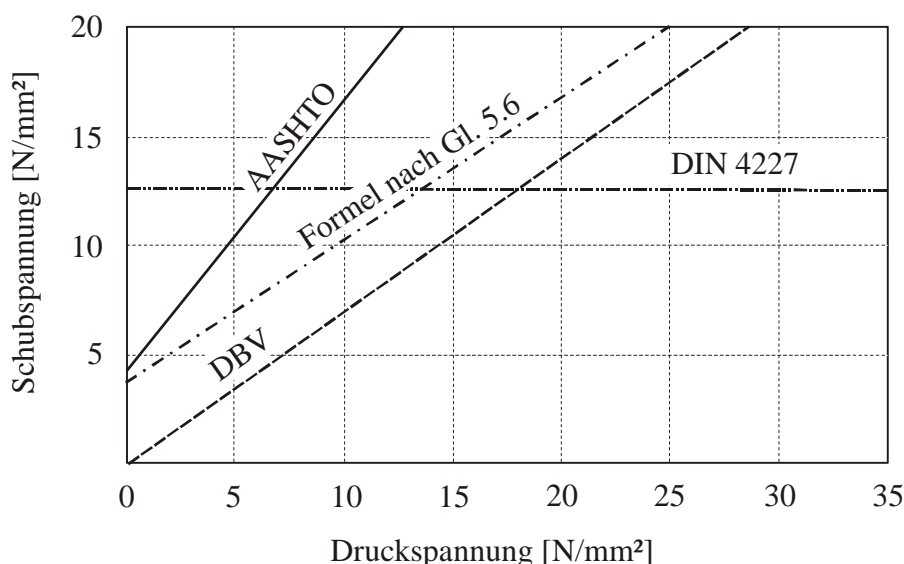


Abb. 5.41 Vergleich der unterschiedlichen Bemessungsansätze nach Tabelle 5.4 für eine Betonfestigkeit von $f_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$

Im Bereich geringer Druckspannungen ergeben sich nach Gl. 5.6 deutlich höhere Werte für die übertragbare Schubkraft als nach den deutschen Empfehlungen. Die sehr konservative Annahme des Deutschen Beton-Vereins vernachlässigt die Schubtragfähigkeit der unbewehrten Profilierung. Auch bei profilierter Fuge dürfen nur Schubkräfte infolge von Reibung angesetzt werden. Mit der Formel nach Gl. 5.6 kann die Tragfähigkeit der Schubnocken dagegen berücksichtigt werden. Dies führt zu einer insgesamt wirtschaftlicheren Bemessung. Wesentliche höhere Werte ergeben sich jedoch bei der Bemessung nach AASHTO 89. In den Gl. 5.13 bis 5.15 sind die vorhandenen Bemessungsformeln auf das Coulombsche Reibungsgesetz:

$$\tau = c + \mu \cdot \sigma_n \dots\dots\dots \text{Gl. 5.12}$$

für eine Betonfestigkeit von $f_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$ und für die Standardabmessungen der Schubnocken umgerechnet worden. Dabei entspricht die Schubtragfähigkeit der Schubnocken dem Kohäsionsanteil c [N/mm^2].

AASHTO 89: $\tau = 4,17 + 1,06 \cdot \sigma_n$ [N/mm^2]..... Gl. 5.13

DBV 98: $\tau = 0,7 \cdot \sigma_n$ [N/mm^2]..... Gl. 5.14

Formel nach Gl. 5.6: $\tau = 3,73 + 0,65 \cdot \sigma_n$ [N/mm²]..... Gl. 5.15

Während die Kohäsionsanteile für die Formel nach Gl. 5.6 und nach AASHTO 89 in der gleichen Größenordnung liegen ($c = 3,73$ bzw. $4,17$ N/mm²), ergibt sich für den Reibungskoeffizienten nach AASHTO 89 ein unrealistisch hoher Wert von $\mu = 1,06$. Daraus resultieren die im Vergleich zu den anderen Bemessungskonzepten viel höheren Werte für die aufnehmbare Schubkraft. In der Herleitung nach [Rob93] wird darauf hingewiesen, dass die Werte für eine Druckspannung von $\sigma_n \geq 1000$ psi = $6,9$ N/mm² nicht mehr auf der sicheren Seite liegen. In Kapitel 2.5.1.1, in der die Herleitung nachvollzogen wurde, konnte diese obere Grenze jedoch nicht bestätigt werden. Ob die Berechnung der Schubtragfähigkeit einer Biegedruckzone, in der die Spannungen deutlich über diesem Grenzwert liegen, mit dieser Formel möglich ist, bleibt unklar.

Für die Bemessung nach DIN 4227, Teil 3 ergibt sich ein von der Druckspannung unabhängiger, konstanter Wert für die über eine profilierte Fuge übertragbare Schubspannung, da bei diesem Nachweis überprüft wird, ob die aus einer vorhandenen Schubkraft resultierende Druckstrebenkraft in Abhängigkeit von der Betonfestigkeit und der Geometrie der Profilierung über die Fuge übertragen werden kann. Da die Spannungen in der Druckzone dabei nicht berücksichtigt werden, ergibt sich ein von der Druckspannung unabhängiger maximal möglicher Wert für die übertragbare Schubkraft. Die Art dieser Bemessung unterscheidet sich grundsätzlich von den anderen Ansätzen, da nicht berücksichtigt wird, dass z. B. im Stützbereich von Durchlaufträgern gleichzeitig große Schub- und Druckkräfte über die Fuge übertragen werden müssen. Bei diesem Nachweis wird ausschließlich die Druckstrebenkraft, die aus der Querkraft resultiert, bemessen. Die Druckkraft der Biegedruckzone, die immer in Kombination mit der Druckstrebenkraft infolge einer Schubbeanspruchung auftritt und eine Hauptdruckkraft ergibt, die über die Fuge übertragen werden muß, wird dabei vernachlässigt. Deshalb können diese Ergebnisse nicht direkt mit den anderen Bemessungskonzepten verglichen werden.

Der Vergleich der vorhandenen Bemessungskonzepte ergibt, dass die Bemessung der Schubtragfähigkeit von Segmentfugen auf der sicheren Seite liegend vereinfachend immer nur über die vorhandene Reibung nach Gl. 2.25 [DBV 99] erfolgen kann. Eine wirtschaftlichere Bemessung ergibt sich jedoch unter Berücksichtigung der Schubtragfähigkeit der unbewehrten Fugenprofilierung nach Gl. 5.6. Aufgrund der in Kapitel 2.5.1 beschriebenen Annahmen und Probleme bei der Herleitung der Formel nach AASHTO 89 und aufgrund des für eine Fuge ungewöhnlich hohen Reibungsbeiwertes und der Beschränkung des Gültigkeitsbereichs auf geringe Druckspannungen

($\sigma_n < 6,9 \text{ N/mm}^2$) stellt die Formel nach AASHTO 89 keine Alternative zur Bestimmung der Schubtragfähigkeit in einer Biegedruckzone dar. Dies gilt auch für die Bemessung nach DIN 4227, Teil 3, da hier lediglich die Übertragung der Druckstrebenkraft, unabhängig von der einwirkenden Druckspannung, über die Fuge berücksichtigt wird.

5.4.5.2 Vergleich mit der Schubfugenbemessung im Hochbau

Obwohl sich sowohl die Beanspruchungen als auch die Anwendungen im Hochbau von denen im Segmentbrückenbau unterscheiden, werden im Folgenden die Schubfugenbemessungen im Hochbau nach DIN 1045-neu und Eurocode 2, Teil 3 vorgestellt und mit der Bemessungsformel nach Gl. 5.6 verglichen. Der Anwendungsbereich im Hochbau liegt vorwiegend in Schubfugen zwischen nebeneinanderliegenden Fertigteilen oder zwischen Ortbeton und einem vorgefertigten Bauteil. Die größten Unterschiede zu den hier behandelten Segmentfugen liegen jedoch in der fehlenden Druckspannung und in der Möglichkeit, die Fugen bewehrt auszuführen. Deshalb kann im Gegensatz zu der Formel nach Gl. 5.6 mit den Bemessungsansätzen im Hochbau eine Bewehrung ermittelt werden, die die Fuge schneidet.

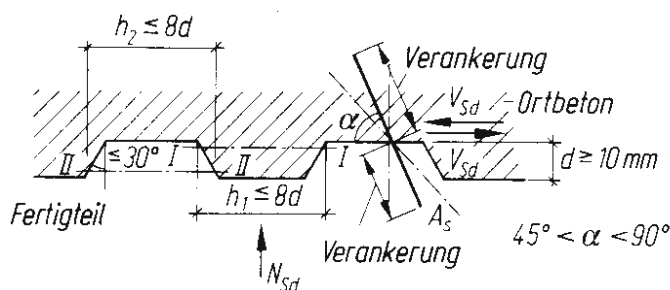


Abb. 5.42: Fugenausbildung nach Eurocode 2, Teil 3 und DIN 1045-neu

In Abb. 5.43 sind die Ergebnisse der Schubfugenbemessung gegenübergestellt. Um einen direkten Vergleich zu ermöglichen, sind alle Bemessungswerte in charakteristische Werte unter Berücksichtigung der Sicherheitsbeiwerte umgerechnet worden. Die Ergebnisse zeigen, dass sich die Bemessung nach Eurocode 2, Teil 3 nur geringfügig im Reibungskoeffizienten und im Anteil, der über die verzahnte Fuge übertragen wird, von der nach DIN 1045-neu unterscheidet. Deutliche Unterschiede ergeben sich jedoch im Grenzwert. Dieser wird nach Eurocode 2 durch eine maximal aufnehmbare Schubspannung ermittelt, nach DIN 1045-neu muss die maximal vorhandene Druckspannung dagegen auf 60 % der Betondruckfestigkeit beschränkt werden. Höhere Druckspannungen sind nicht zulässig.

Schubfugenbemessung für unbewehrte Fugen im Hochbau	
<i>nach Eurocode 2, Teil 3, 4.5.3 (4.190):</i>	
$\tau = k_T \cdot \tau_{Rd} + \mu \cdot \sigma \leq 0,5 \cdot v \cdot f_{cd}$ Gl. 5.16	
mit:	<p>$\mu = 0,9$ Reibungsbeiwert für verzahnte Fugen nach Abb. 5.42</p> <p>τ_{Rd} Bemessungswert der Schubfestigkeit von Beton</p> <p>f_{cd} Bemessungswert der Betondruckfestigkeit</p> <p>k_T Beiwert in Abhängigkeit von der Oberflächenbeschaffenheit, für verzahnte Fugen gilt:</p>
$k_T = 2 \cdot n \cdot \frac{h_2}{l_j}$ Gl. 5.17	
h_2	Länge der Fugenzähne nach Abb. 5.42
l_j	Fugenlänge
$v = 0,7 - \frac{f_{ck}}{200}$	Abminderungsfaktor für die Festigkeit der Betondruckstreben
<i>nach DIN 1045-neu, Teil 1, 10.3.6 (85):</i>	
$\tau = \frac{v_{Rd}}{b} = \eta_1 \cdot 0,042 \cdot \beta_{ct} \cdot f_{ck}^{1/3} + \mu \cdot \sigma$ Gl. 5.18	
mit:	<p>v_{Rd} Bemessungswert der Schubkraft je Längeneinheit</p> <p>b Breite der Kontaktfläche</p> <p>$\eta_1 = 1,0$ Beiwert für Normalbeton</p> <p>$\beta_{ct} = 2,4$ Rauigkeitsbeiwert für verzahnte Fugen nach Abb. 5.42</p> <p>$\mu = 1,0$ Reibungsbeiwert für verzahnte Fugen</p> <p>$\sigma \leq 0,6 f_{cd}$ Bemessungswert der Druckspannung senkrecht zur Fuge</p>

Tabelle: 5.5: Bemessung von Schubfugen im Hochbau nach Eurocode 2, Teil 3 und DIN 1045-neu

Im Gegensatz zur Segmentfugenbemessung ist der Anteil, der ohne Druckspannung allein über die Schubnocken übertragen werden kann, bei den Fertigteilformeln sehr gering, während der Reibungsanteil mit $\mu = 1,0$ bzw. $0,9$ deutlich größer als bei Segmentbrücken angesetzt wird. Die Ursachen für diese Differenzen liegen in den unterschiedlichen Anwendungsbereichen.

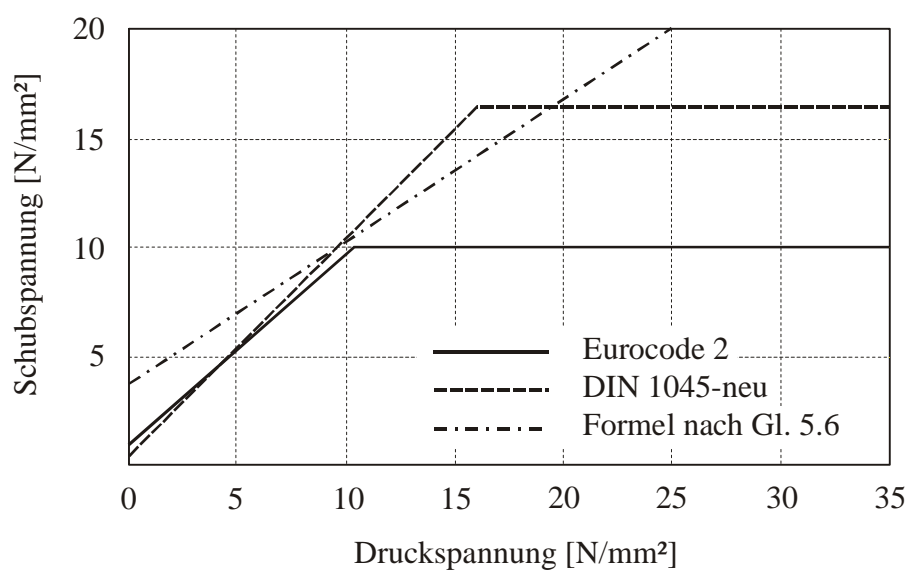


Abb. 5.43 Vergleich der Gl. 5.6 mit den Bemessungsansätzen für Schubfugen im Hochbau für eine Betonfestigkeit von $f_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$

Im Hochbau werden unbewehrte Fugen ausschließlich als horizontale Fugen zwischen zwei Fertigteilen oder als Ortbetonergänzung eines vorgefertigten Bauteils ausgeführt. Dadurch ist die Qualität der Fugen nicht mit denen im Brückenbau vergleichbar. Zudem ist eine Druckspannung zur Erhöhung der Tragfähigkeit im Fertigteilbau nicht üblich.

5.5 Schubkraftübertragung über die Biegedruckzone

Im Vergleich zu einer monolithischen Konstruktion kann das Versagen einer Segmentbrücke zusätzlich entweder durch Überschreiten der Tragfähigkeit der Fuge oder der von der Fugenausbildung unabhängigen Schub-Druck-Festigkeit eintreten, da sich die Schubkraftübertragung in den Fugen auf die Biegedruckzone konzentriert. Insbesondere an den Innenauflagern eines Durchlaufträgers, wo gleichzeitig Biegemomente und Querkkräfte bzw. Torsionsmomente ihre maximalen Werte annehmen, können die daraus resultierenden Hauptdruckspannungen die vorhandene Betondruckfestigkeit überschreiten. Zur Vermeidung eines Schub-Druck-Versagens müssen entweder die übertragbaren Schubspannungen oder die vorhandenen Druckspannungen beschränkt werden.

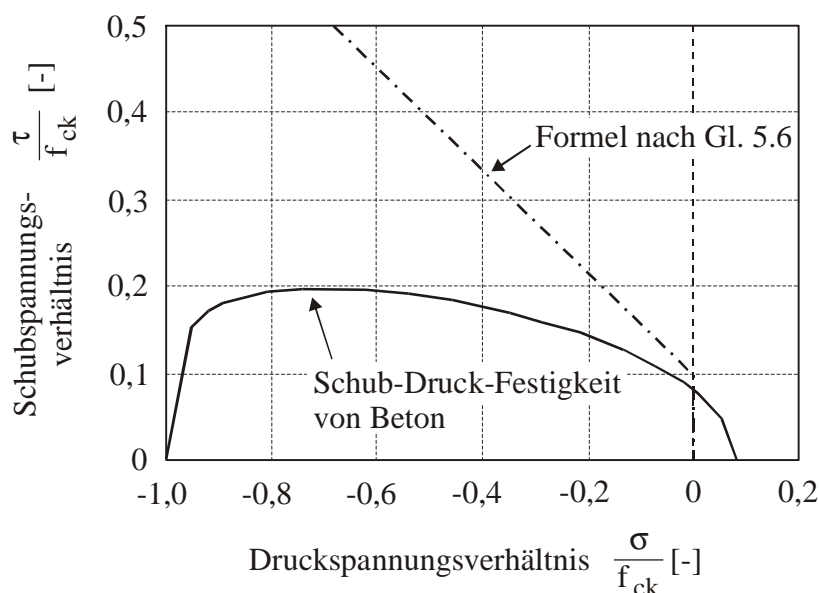


Abb. 5.44: Vergleich der Bemessungsformel nach Gl. 5.6 mit dem Schub-Druckspannungsdiagramm für Beton nach [Kup73]

Kupfer untersuchte experimentell das Verhalten von Beton unter zweiachsiger Beanspruchung [Kup73]. In Abb. 5.37 ist die daraus entwickelte Näherungskurve für die Druck-Zug-Festigkeit von Beton dargestellt. Unter der Voraussetzung, dass keine Vertikalspannungen vorhanden sind, d. h. dass der Steg nicht vertikal vorgespannt wird, kann die Druck-Zug-Festigkeit in eine Schub-Druck-Festigkeit umgerechnet werden. In Abb. 5.44 ist das daraus resultierende, auf die Betondruckfestigkeit normierte Schub-Druckspannungsdiagramm zusammen mit der Bemessungsformel nach Gl. 5.6 dargestellt. Der Bemessungsformel wurden dabei die Standardabmessungen der Schubnocken zugrunde gelegt:

$$\tau = \frac{V_F}{A_{Fuge}} = 0,65 \cdot \sigma + 0,093 \quad [\text{N/mm}^2] \dots\dots\dots \text{Gl. 5.19.}$$

Dass die vom Beton aufnehmbaren Schubspannungen immer unterhalb der mit der Formel nach Gl. 5.6 ermittelten Werte liegen, bedeutet, dass im Zustand I, wenn die Betonzugfestigkeit noch nicht überschritten wird, die Tragfähigkeit der Fuge immer über der des Betons liegt. Dies entspricht der in Versuchen beobachteten Tatsache, dass sich Segmentbrücken mit vollständig überdrückten Fugen wie monolithische Konstruktionen verhalten und die Fugen keinen Einfluss auf die Tragfähigkeit der Konstruktion besitzen.

Öffnen sich jedoch die Fugen, konzentriert sich die Schubkraftübertragung auf die Biegedruckzone und es besteht die Gefahr eines Schub-Druck-Bruches durch Überschreiten der Hauptdruckspannungen aus Biegung und Schubkraft. In der Druckzone entsteht im Beton ein zweiachsiger Spannungszustand, bestehend aus den Druckspannungen, die sich aus Biegung ergeben, und den Schubspannungen in der Fuge. Daraus resultieren Hauptdruckspannungen, die nach Gl. 5.20 auf die zulässige Betondruckfestigkeit f_{ck} beschränkt werden müssen.

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_n}{2} - \sqrt{\frac{\sigma_n^2}{4} + \tau^2} \geq -f_{ck} \dots\dots\dots \text{Gl. 5.20}$$

mit: σ_1 Hauptdruckspannung ($\sigma_1 \leq 0$)
 σ_n Druckspannung ($\sigma_n \leq 0$)
 τ Schubspannung in der Fuge, die in Abhängigkeit von der Druckspannung σ_n übertragen wird

In Abb. 5.45 sind die in Abhängigkeit von der Normalspannung ermittelten, auf die Betonfestigkeit normierten Hauptdruckspannungen nach Gl. 5.20 aufgetragen, die sich ergeben, wenn die Schubspannungen nach den Bemessungsformeln nach AASHTO 89, nach den deutschen Empfehlungen DBV 99 und nach der Formel nach Gl. 5.6 bestimmt werden (s. Tabelle 5.4). Da sich die Formel nach AASHTO 89 nicht auf die Betonfestigkeit normieren lässt, wird diese Formel auf einen Wert von $f_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$ bezogen.

Die Hauptdruckspannung für die nach AASHTO 89 aufnehmbaren Schubspannungen überschreitet bereits ab einer Druckspannung von $\sigma_n \geq 0,55 f_{ck}$ die Betondruckfestigkeit, während für die Schubspannungen nach DBV 99 und nach Gl. 5.6 die Grenze bei $\sigma_n = 0,74 f_{ck}$ bzw. $0,70 f_{ck}$ liegt. Eine Überschreitung der Hauptdruckspannung hat je-

doch die Zerstörung der Biegedruckzone und damit das schlagartige Versagen der Konstruktion zur Folge. Um dennoch eine sichere Übertragung der Schubkräfte in der Biegedruckzone einer Segmentfuge zu gewährleisten, ist deshalb entweder die Beschränkung der zu übertragenden Schubspannungen oder der Druckspannungen in der Biegedruckzone nötig.

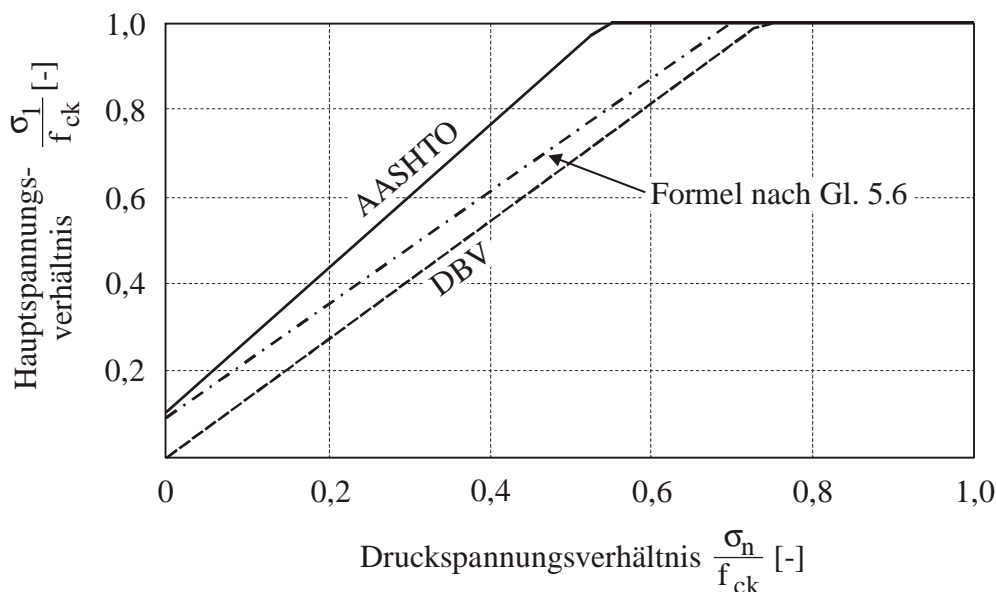


Abb. 5.45: Hauptspannungen nach Gl. 5.20 für unterschiedliche Bemessungsformeln in Abhängigkeit von der Druckspannung

In den deutschen Empfehlungen nach DBV 99 wird gefordert, die maximale Stauchung der Druckzone in der Plattenmittelachse auf 2 ‰ zu begrenzen, da die Biegetragfähigkeit einer extern vorgespannten Segmentbrücke mit abnehmender Druckzonenhöhe überproportional abnimmt. Durch diese Dehnungsbegrenzung werden jedoch auch die Druckspannungen in der Druckzone beschränkt:

$$\sigma_n \leq \alpha_R \cdot f_{ck} = 0,67 \cdot f_{ck} \dots\dots\dots \text{Gl. 5.21}$$

mit α_R Völligkeitsbeiwert für eine parabelförmige Spannungs-Dehnungs-Beziehung nach Abb. 5.46, bei der die Dehnung auf 2 ‰ beschränkt ist

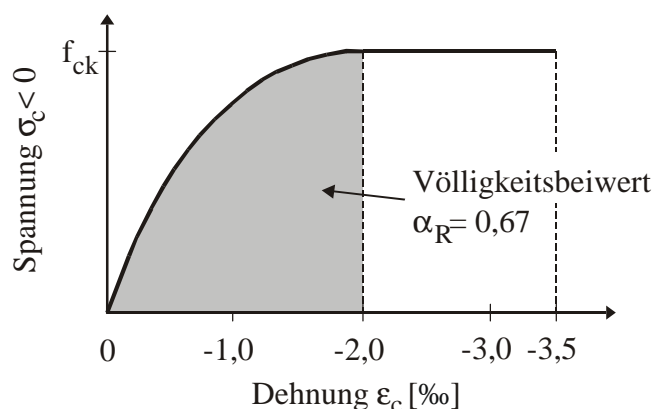


Abb. 5.46: Spannungs-Dehnungs-Beziehung nach dem Parabel-Rechteck-Diagramm nach Eurocode 2, Teil 1

Die Begrenzung bewirkt also eine Beschränkung der Druckspannungen in der Biegedruckzone auf einen Wert, der unterhalb der Grenzen für einen Schub-Druck-Bruch liegt ($\sigma_n = 0,74 f_{ck}$ für die Bemessung nach DBV 99 bzw. $0,70 f_{ck}$ nach Gl. 5.6). Dadurch werden indirekt die Grenzen für die Hauptdruckspannungen eingehalten. Die Übertragung der in Abhängigkeit von den vorhandenen Normalspannungen ermittelten Schubkraft nach Gl. 5.6 ist also immer möglich, sofern die Dehnungsbegrenzung eingehalten wird. Das Versagen infolge eines Schub-Druck-Bruches kann ausgeschlossen und die Schubkraftübertragung über die Biegedruckzone nach Gl. 5.6 somit gewährleistet werden. Die ebenfalls entstehenden Hauptzugspannungen müssen durch Bewehrung am Segmentrand, d. h. durch Bügel in einer Randzone nahe der Fuge abgedeckt werden. Die Größe der Bewehrung ergibt sich aus der einwirkenden Schubkraft und wird in Kapitel 6 angegeben.

Wird die Formel nach AASHTO 89 trotz der in Kapitel 2.5 aufgezeigten Unzulänglichkeiten zur Bemessung von Segmentfugen verwendet, müssen die mit dieser Formel ermittelten Schubspannungen in Abhängigkeit von den Druckspannungen in der Fuge begrenzt werden, um einen Schub-Druck-Bruch zu verhindern.

5.6 Berücksichtigung von Spaltbreiten und Imperfektionen

In den bisherigen Betrachtungen und den numerischen Berechnungen wurde jeweils eine ideale Verbindung zwischen den Segmenten in den Fugen angenommen. Bereits bei der Herstellung der Segmente im Match-Cast-Verfahren kann es jedoch aufgrund des Bowing-Effektes (s. Kapitel 2) zu Vorverformungen kommen, die eine kraftschlüssige Verbindung der Fugenprofilierung verhindern. Durch Bauungenauigkeiten oder Problemen beim Einbau der Segmente können die Schubnocken beschädigt und im Extremfall abgesichert werden. Dadurch wird die Tragfähigkeit der Fugenprofilierung, die in der Bemessungsformel nach Gl. 5.6 in Rechnung gestellt wird, deutlich vermindert.

Aus diesem Grund werden die Auswirkungen von Imperfektionen anhand von numerischen Berechnungen an Fugen, die nicht ideal miteinander verbunden sind, untersucht. Da die Kontaktfläche in den Fugen vor der Berechnung nicht genau bekannt ist, werden abweichend von den bisher durchgeführten Rechenläufen flächige Kontaktelemente verwendet (s. Kapitel 3.1). Dabei wird jeder Knoten in der Fuge mit einer Kontaktfläche verbunden und durch die relative Position der Knoten zu ihrer jeweiligen Kontaktfläche bestimmt, ob der Kontakt und die Übertragung von Spannungen und Verformungen möglich ist. Die für dieses Element verwendeten Materialkennwerte sind in Tabelle 3.1 angegeben.

5.6.1 Auswirkungen eines horizontalen Spaltes in der Fuge

Ein horizontaler Spalt in der Fuge kann infolge von Bauungenauigkeiten oder aufgrund von Temperatureinflüssen entstehen. Wird er nicht von der vorhandenen Normalspannung überdrückt, reduziert sich die Breite der Lastübertragung in den Schubnocken und damit die Schubtragfähigkeit der Fuge (s. Abb. 5.47). Um die Auswirkungen auf die Tragfähigkeit zu untersuchen, wird in der Fuge ein über die Höhe konstanter, horizontaler Spalt aufgebracht. In vertikaler Richtung sind die Schubnocken über Kontaktelemente miteinander verbunden. Es werden die Modelle mit einer und mit drei Schubnocken untersucht, die Abmessungen entsprechen dem Standardmodell.

An der Verteilung der vertikalen Spannungen σ_y in Abb. 5.47 ist die Konzentration der Lastübertragung in der Fuge auf die durch den Spalt reduzierte Breite deutlich zu erkennen. Dabei ist ein horizontaler Spalt von $a = 20 \text{ mm} = 0,57 b_n$ für eine Fuge im Segmentbrückenbau unrealistisch groß, die Ergebnisse veranschaulichen jedoch die geänderte Tragwirkung. In Abb. 5.48 ist die Verminderung der Tragfähigkeit in Bezug

auf die Tragfähigkeit des Modells ohne Spalt und ohne Vorspannung in Abhängigkeit von der Fugenöffnung dargestellt. Bereits bei einer Spaltbreite von $a = 1 \text{ mm} = 0,03 b_n$ ergibt sich eine deutliche Reduktion der Tragfähigkeit um 15 % im Vergleich zum idealen System. Die weitere Reduktion verhält sich linear zur Spaltbreite bis zu einer Fugenöffnung von 85 % der Breite der Schubnocken. Danach sinkt die Tragfähigkeit sehr stark ab, da der Lasteinleitungsbereich so weit verringert worden ist, dass er versagt, bevor die Schubnocke abschert.

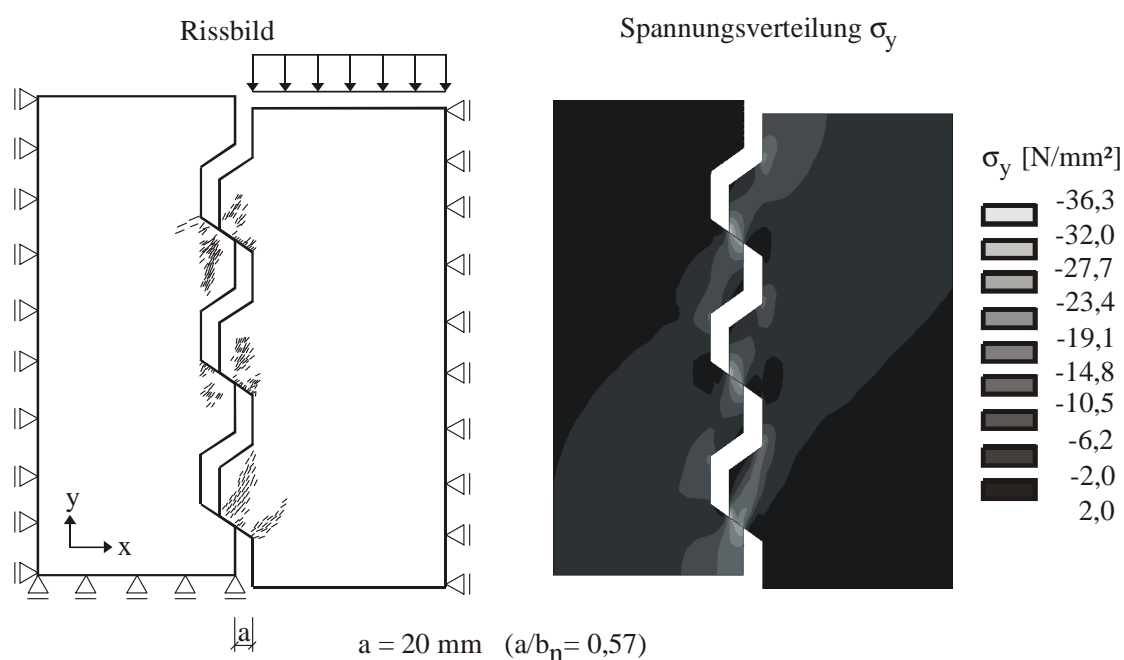


Abb. 5.47: Rissbild, Randbedingungen und Spannungsverteilung der vertikalen Spannungen σ_y für einen horizontalen Spalt von $a = 20 \text{ mm}$

Neben den Kurven für die Tragfähigkeitsverminderung der numerischen Berechnungen ist in Abb. 5.48 zusätzlich eine Kurve angegeben, die den linearen Zusammenhang zwischen der Spaltbreite a und der verbleibenden Resttragfähigkeit der Schubnocken beschreibt. Damit ist es möglich, ausgehend von der vorhandenen Spaltbreite, die Resttragfähigkeit der Fugenprofilierung zu berechnen.

$$V_F\left(\frac{a}{b_n}\right) = \left(0,593 \cdot 10^{-2} \cdot \frac{a}{b_n} + 0,8614\right) \cdot V_F(\sigma = 0) \quad \text{für } 0 < \frac{a}{b_n} < 0,85 \quad \dots\dots\dots \text{Gl. 5.22}$$

$$V_F\left(\frac{a}{b_n}\right) = 0 \quad \text{für } \frac{a}{b_n} \geq 0,85 \quad \dots\dots\dots \text{Gl. 5.23}$$

mit: a Spaltbreite
 b_n Breite der Schubnocke (s. Abb. 5.22)
 $V_F(\sigma = 0)$ Schubtragfähigkeit der Fuge ohne Vorspannung (nach Gl. 5.6)

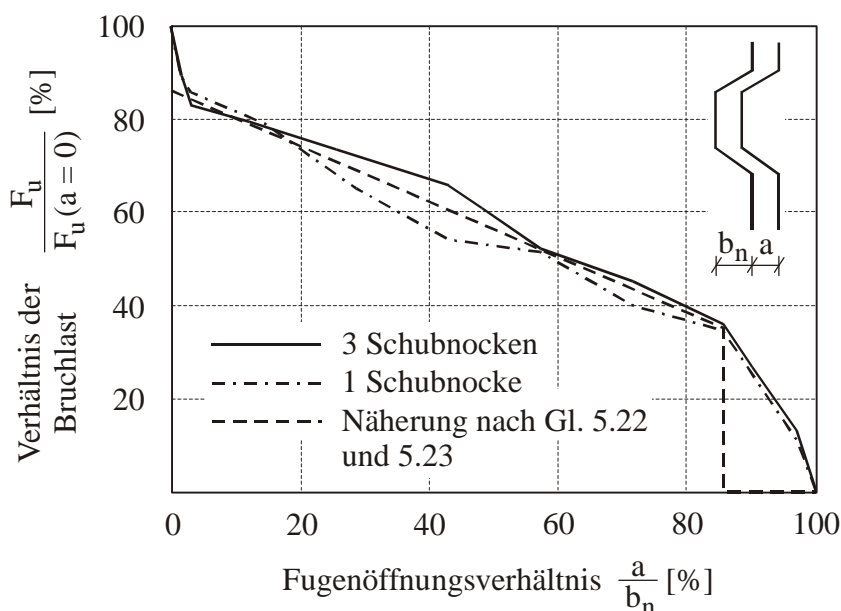


Abb. 5.48: Tragfähigkeitsverminderung infolge einer Fugenöffnung in horizontaler Richtung

Da die Spaltbreite a nur in wenigen Fällen ermittelt werden kann und die Überprüfung eines kraftschlüssigen Einbaus bei Trockenfugen nur bedingt möglich ist, wird die Berechnung der Resttragfähigkeit der Fugenprofilierung nach den Gl. 5.22 und 5.23 nur selten möglich sein. Die Berechnungen zeigen jedoch, dass bereits geringe Abweichungen von der idealen Verbindung deutliche Auswirkungen auf die Tragfähigkeit haben. Die Berücksichtigung des Einflusses einer ungewollten Fugenöffnung sollte deshalb über einen globalen Sicherheitsfaktor erfolgen.

5.6.2 Auswirkungen von Imperfektionen

Stehen aufgrund von Imperfektionen nicht alle Schubnocken in einer Fuge miteinander in Kontakt, vermindert sich die Tragfähigkeit. Wenn der Spalt so groß ist, dass sich trotz der unter der Lasteinwirkung auftretenden Verformungen kein Kontakt mehr ergibt, beteiligt sich dieser Bereich der Profilierung nicht mehr an der Lastabtragung. In den numerischen Berechnungen kann dies durch die Vorgabe von Spaltbreiten in den Kontaktelementen berücksichtigt werden. Dazu wurde das Modell mit drei Schubnocken mit den Standardabmessungen gewählt, wobei jeweils in den Kontaktelementen

einer Schubnocke Spaltbreiten von 0,05 mm, 0,1 mm, 0,5 mm und 1 mm definiert wurden (s. Abb. 5.49).

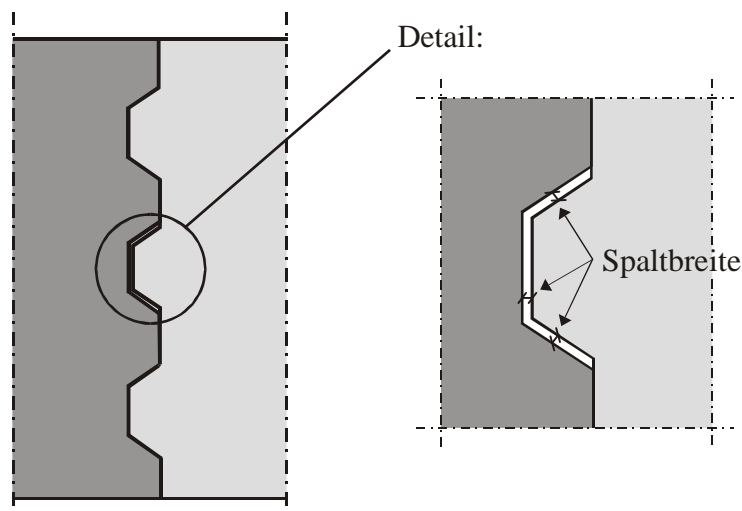


Abb. 5.49: Berechnungsmodell mit einem Spalt zwischen den Kontaktelementen einer einzelnen Schubnocke

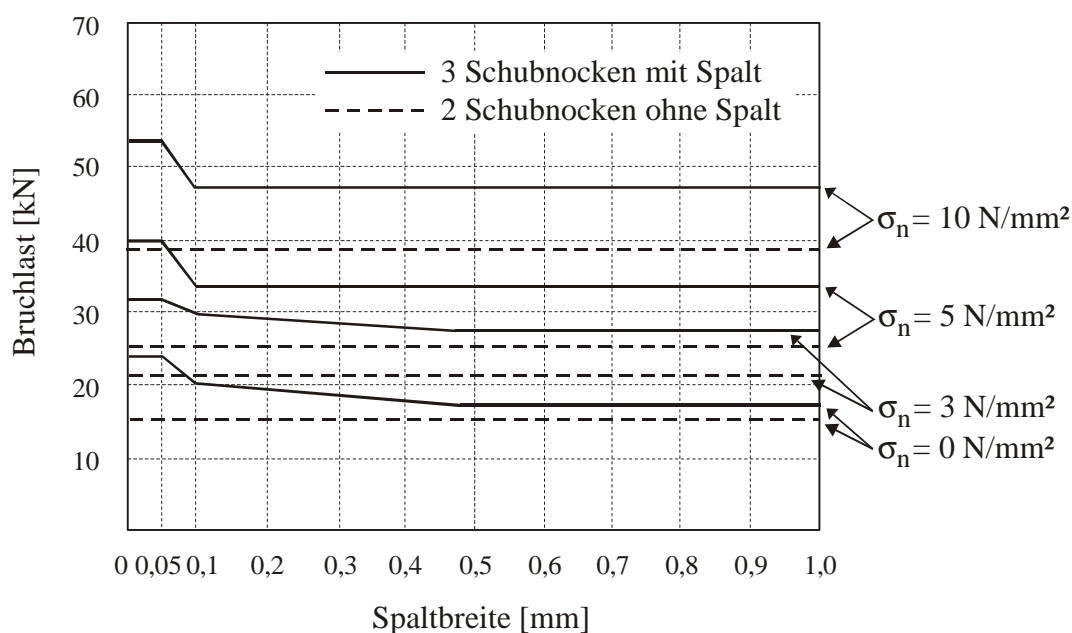


Abb. 5.50: Verminderung der Tragfähigkeit infolge einer imperfekten Schubnocke

In Abb. 5.50 sind die in den numerischen Berechnungen ermittelten Traglasten in Abhängigkeit von der Vorspannung über die aufgebrachte Spaltgröße aufgetragen. Man erkennt, dass sich für einen Spalt von 0,05 mm Breite keine Einbußen der Tragfähigkeit ergeben. Infolge der vertikalen und horizontalen Verformungen schließt sich der Spalt

und die Schubnocke beteiligt sich an der Lastabtragung. Wird der Spalt größer (0,1 mm), beteiligt sich die Schubnocke erst unter einer größeren vertikalen Verformung. Dies hat eine erhöhte Beanspruchung der miteinander verbundenen Schubnocken und damit eine Reduktion der Tragfähigkeit zur Folge. Für die Spaltbreiten von 0,5 mm und 1 mm ergeben sich keine Unterschiede mehr in der Bruchlast, da in beiden Fällen die Spaltbreite so groß ist, dass sich die imperfekte Schubnocke bis zum Bruch nicht mehr an der Lastabtragung beteiligt. Die Bruchlast liegt jedoch in allen Fällen über der des Modells mit nur zwei Schubnocken, weil die ebene Fläche, in der die Schubkraft nur über Reibung übertragen wird, beim Modell mit zwei Schubnocken geringer ist. Auf der sicheren Seite liegend können die Imperfektionen also auch dadurch berücksichtigt werden, dass in der Bemessung die Tragfähigkeit eines Teils der Schubnocken vernachlässigt wird.

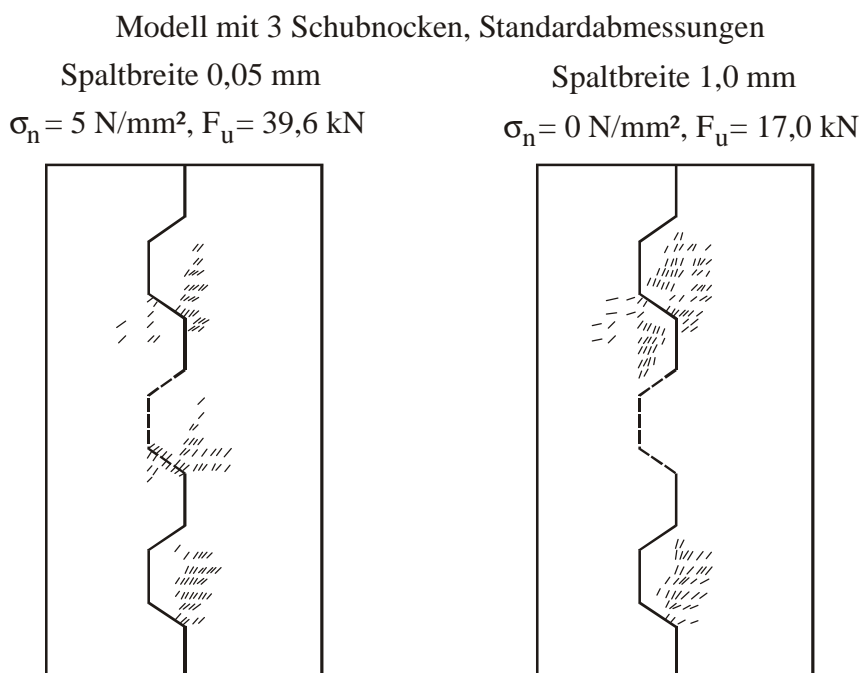


Abb. 5.51: Rissbilder für eine Spaltbreite von 0,05 bzw. 1,0 mm in den Kontaktelementen der mittleren Schubnocke

In Abb. 5.51 ist neben dem Rissbild für eine Spaltbreite von 0,05 mm im Bereich der mittleren Schubnocke, bei der es aufgrund der geringen Breite nicht zu einer Tragfähigkeitsverminderung kommt, das Rissbild für einen Spalt von 1 mm dargestellt. Man erkennt deutlich, dass das Versagen dann durch den Bruch der beiden in Kontakt stehenden Schubnocken eintritt und sich die Schubnocke mit dem Spalt nicht am Lastabtrag beteiligt. Im Gegensatz dazu versagt das Modell mit der geringeren Spaltbreite durch

das Abscheren aller Schubnocken und unterscheidet sich deshalb nicht von dem ohne Imperfektionen.

5.6.3 Fazit

Die numerischen Berechnungen haben gezeigt, dass Imperfektionen und Bauungenauigkeiten, die im Betonbau unvermeidlich sind, einen gravierenden Einfluss auf die Tragfähigkeit besitzen. Da sich die Größe möglicher Imperfektionen nach dem Einbau der Segmente nicht genau bestimmen lässt, ist eine Berücksichtigung der Bauungenauigkeiten durch einen globalen Sicherheitsfaktor zweckmäßig (s. Kapitel 6.4). Werden die Fugen mit Epoxidharz verklebt, kann ein Teil der Imperfektionen ausgeglichen und damit eine kraftschlüssige Verbindung über die gesamte Fuge erzielt werden. Die Tragwirkung des Fugenvergusses darf bei der Bemessung jedoch nicht angesetzt werden, da eine gleichmäßige Aufbringung des Klebers auf der Baustelle nicht gewährleistet werden kann. Außerdem reduziert sich die Tragfähigkeit des Fugenklebers bei höheren Temperaturen. Aus diesem Grund sollte nicht zwischen einem Sicherheitsbeiwert für verklebte Fugen und Trockenfugen unterschieden werden.

6 Bemessungskonzept

6.1 Allgemeines

Segmentbrücken mit externer Vorspannung unterscheiden sich im Tragverhalten von monolithischen Brücken in erster Linie durch die Fugen, in denen keine im Verbund liegende Bewehrung vorhanden ist. Wird das Dekompressionsmoment überschritten, öffnen sich die Fugen und die Kraftübertragung erfolgt durch die verbleibende Biegedruckzone. Dabei bildet sich ein Druckbogen über die Kontaktflächen der Segmente aus, der zusammen mit den als Zugband wirkenden Spanngliedern mit den äußeren Einwirkungen im Gleichgewicht steht. Solange die Fugen jedoch noch vollständig überdrückt und geschlossen sind, unterscheidet sich das Tragverhalten von Segmentbrücken nicht von dem monolithischer Bauwerke. Dies wurde sowohl in den numerischen Berechnungen als auch in den Versuchen beobachtet.

Im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit, in dem eine vollständige Überdrückung der Fugen gefordert wird, unterscheidet sich die Bemessung daher nicht von der für monolithische Tragwerke. Im Grenzzustand der Tragfähigkeit sind jedoch aufgrund der Öffnung der Fugen neben der Standardbemessung zusätzliche Nachweise für Segmentbrücken zu führen. Diese werden im Folgenden zusammengestellt.

6.2 Schubkraftübertragung

Die Übertragung von Schubkräften über eine geöffnete Fuge ist anhand von FE-Berechnungen an extern vorgespannten Segmentbrücken untersucht und in Kapitel 4 dargestellt worden. Um den Einfluss der Fugenprofilierung zu analysieren, sind zwei Modelle berechnet worden. Zum einen wurde die genaue Abbildung der Schubnocken in der Fuge berücksichtigt, zum anderen wurde ein Modell mit einer ebenen Fugenoberfläche untersucht. Dadurch ist es möglich, den direkten Einfluss der Schubnocken auf die Tragfähigkeit zu analysieren. Diese Untersuchungen dienen jedoch auch der Vergleichbarkeit der Ergebnisse mit bereits durchgeführten Berechnungen. Huang hat ähnliche Berechnungen an extern vorgespannten Segmentbrücken unter kombinierter Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion durchgeführt [Hua94]. Dabei lag seinen Untersuchungen ein System mit ebenen Fugenoberflächen zugrunde. Die Ergebnisse seiner Arbeit sind Teil der deutschen Empfehlungen für Segmentfertigteilbrücken [DBV 99] und in Kapitel 2.5.3 erläutert worden.

Im Folgenden werden die Ergebnisse der im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Berechnungen an dem Modell mit Berücksichtigung der Fugenprofilierung vorgestellt und mit den Angaben in den Empfehlungen des Deutschen Beton-Vereins verglichen.

6.2.1 Nachweise in den Fugen

6.2.1.1 Bemessung der Schubkraft in der Fuge

Da bei einer Segmentbrücke keine fugendurchdringende Bewehrung zwischen den Segmenten vorhanden ist, beschränkt sich die Übertragung der Schubkräfte in den Fugen auf die Biegedruckzone und auf die Rissverzahnung bzw. Verzahnung der Fugenprofilierung in Bereichen mit geringer Rissbreite (s. Abb. 4.28). Die numerischen Berechnungen bestätigen, dass auch bei einer geöffneten Fuge ein Teil der Schubkraft über die Fugenverzahnung übertragen wird. Die hauptsächliche Schubkraftübertragung erfolgt jedoch über die Druckzone.

Werden die Fugen ohne Fugenkleber ausgeführt, so verlaufen auftretende Biegerisse entlang der Fugenprofilierung und eine Schubkraftübertragung über die Fugenverzahnung ist möglich. Die Größe dieser Schubkraft hängt im Wesentlichen von der Größe der gegenseitigen Rissuferverschiebungen und der vorhandenen Rissbreite ab. Wie die Berechnungen aus Kapitel 5.6 zeigen, fällt die Tragfähigkeit der Fugenprofilierung in Bereichen ohne Druckspannung mit der Breite der Fugenöffnung jedoch sehr stark ab. Zur Bestimmung des Anteils der Fugenverzahnung ist daher eine zuverlässige Berechnung der Rissbreite bzw. der Fugenöffnungsbreite erforderlich. Dies ist bei extern vorgespannten Segmentbrücken ohne fugendurchdringende Bewehrung in der Baupraxis nicht möglich. Dadurch kann der Nachweis einer sicheren Übertragung eines Schubkraftanteils durch die Fugenverzahnung für Trockenfugen nicht geführt werden. Bei verklebten Fugen verlaufen die Biegerisse im Unterschied zu Trockenfugen häufig nicht entlang des Klebers, sondern im Betonquerschnitt neben der Fuge. Dadurch wird die Fugenverzahnung abgeschnitten und es entsteht eine nahezu ebene Rissoberfläche. Der Anteil der über die Rissverzahnung zu übertragenden Schubkraft kann jedoch auch aufgrund der fehlenden Bewehrung in diesen Bereichen nicht auf der sicheren Seite liegend ermittelt werden. Er muss folglich bei der Fugenbemessung von Segmentbrücken vernachlässigt werden.

Dadurch beschränkt sich die Schubkraftübertragung in den Fugen auf die Biegedruckzone. Für den Nachweis der Schubkraft in den Stegen im Grenzzustand der Tragfähigkeit wird daher vorgeschlagen:

$$\Sigma V_{Steg} = V_{Querkraft} + V_{Torsion} + V_{Vorspannung} \leq V_{Druckzone} \dots\dots\dots \text{Gl. 6.1}$$

mit:	$V_{Querkraft}$	Schubkraft im Steg infolge einer Querkraftbeanspruchung
	$V_{Torsion}$	Schubkraft im Steg infolge einer Torsionsbeanspruchung
	$V_{Vorspannung}$	Schubkraft im Steg infolge Vorspannung
	$V_{Druckzone}$	aufnehmbare Schubkraft in der Druckzone des Steges in Abhängigkeit von der Fugenausbildung

Die Aufteilung der einwirkenden Querkraft auf die Stege eines vorhandenen Querschnitts erfolgt wie für eine monolithische Brücke. Die Schubkraft in den Stegen infolge Torsion lässt sich durch Aufteilung des Torsionsmomentes in ein Kräftepaar ermitteln. Mit den Bezeichnungen aus Abb. 6.1 gilt

im Bereich positiver Momente:
$$V_{Torsion}^{Steg} = \frac{M_T}{b_o} \dots\dots\dots \text{Gl. 6.2,}$$

im Bereich negativer Momente:
$$V_{Torsion}^{Steg} = \frac{M_T}{b_u} \dots\dots\dots \text{Gl. 6.3.}$$

mit:	M_T	einwirkendes Torsionsmoment
	b_o, b_u	Breite der Fahrbahnplatte bzw. Bodenplatte zwischen den Stegen nach Abb. 6.1

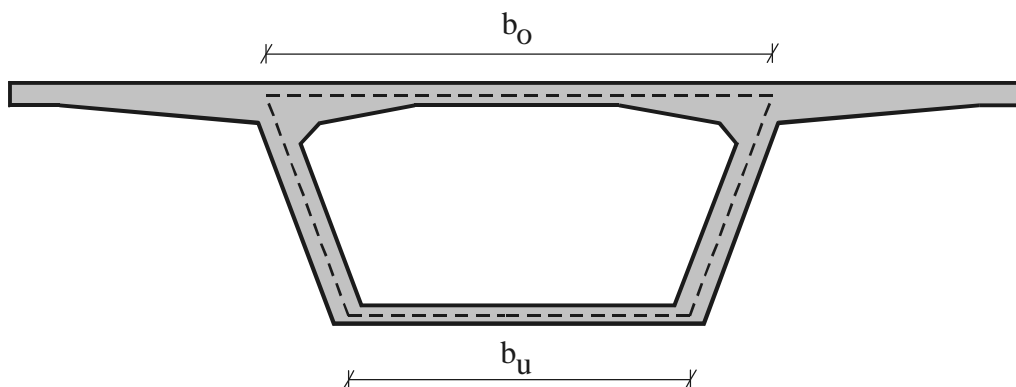
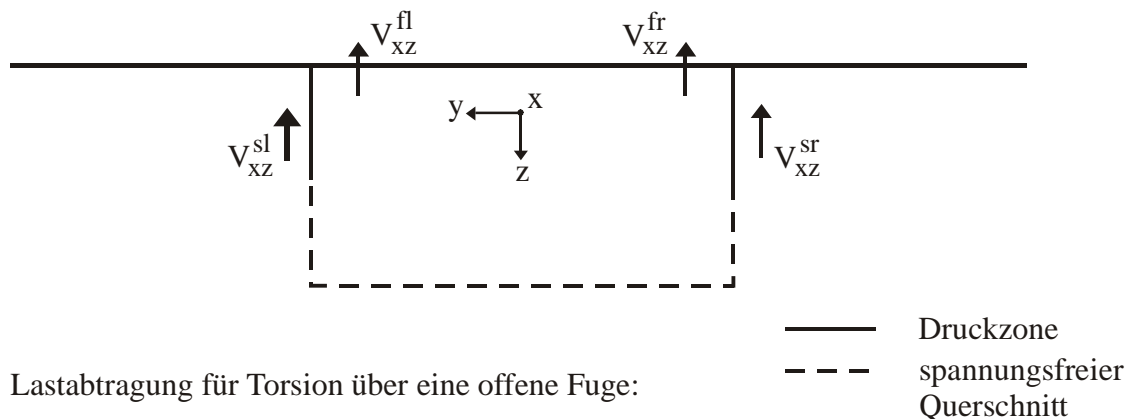


Abb. 6.1: Abmessungen für die Aufteilung des Torsionsmomentes in ein Kräftepaar

Damit wird das gesamte Torsionsmoment den Stegen zugeordnet. Der horizontale Anteil, der sich aus einem Kräftepaar in der Platte V_{xy}^f und in den Stegen V_{xy}^{sl} bzw. V_{xy}^{sr} ergibt (s. Abb. 6.2) und gemäß den Ergebnissen der numerischen Berechnungen auch nach der Fugenöffnung vorhanden ist, wird in diesem Vorschlag vernachlässigt, da der Hebelarm dieses Kräftepaars mit zunehmender Fugenöffnung immer geringer wird und sich damit auch der Anteil am Torsionsmoment vermindert. Huang schlägt vor, die daraus resultierenden horizontalen Schubspannungen in den Stegen durch konstruktive Maßnahmen zu berücksichtigen und die Stege im Bereich hoher Torsionsbeanspruchung durch Querscheiben auszusteifen oder genügend dick auszubilden [Hua94]. Alternativ kann auch ein Nachweis für die Schubspannungen geführt werden.

Lastabtragung für Querkraft über eine offene Fuge:



Lastabtragung für Torsion über eine offene Fuge:

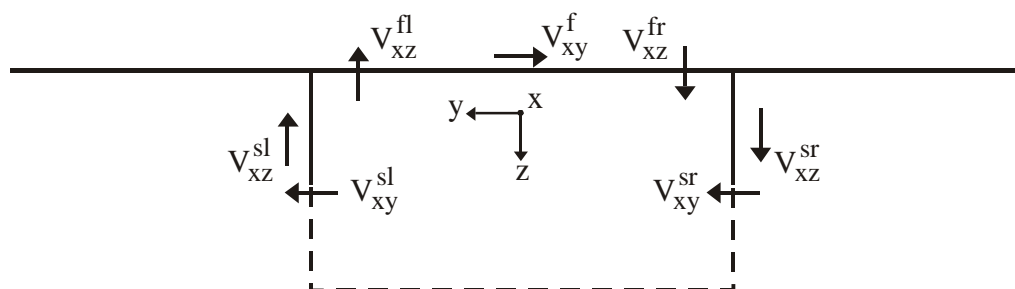


Abb. 6.2: Lastabtragung für Querkraft und Torsion über eine infolge eines positiven Biegemomentes geöffnete Fuge

Neben dem horizontalen Anteil zur Lastabtragung des Torsionsmomentes wird in diesem Bemessungsvorschlag auch der vertikale Anteil V_{xz}^{fl} und V_{xz}^{fr} in der Fahrbahnplatte bzw. Bodenplatte vernachlässigt, der eine Querbiegung der Platten zur Folge hätte. Die numerischen Berechnungen haben gezeigt, dass die vertikalen Schubkräfte in der Platte sowohl aus Querkraft als auch aus Torsion betragsmäßig klein bleiben, wenn die Fugenöffnung begrenzt wird. Zunächst konzentrieren sich die Schubkräfte bei öffne-

ten Fugen auf die Stege und müssen in der Druckzone nachgewiesen werden. Vertikale Schubkräfte in den Platten ergeben sich erst, wenn die Grenzschubkraft in der Druckzone der Stege überschritten wird oder wenn aufgrund einer geringen Druckzonenhöhe in den Stegen die vertikale Schubsteifigkeit der Platte berücksichtigt werden muss. Wird die Fugenöffnung begrenzt, so kann eine Umlagerung ausgeschlossen werden. Die Berechnungen haben gezeigt, dass bis zu einer Fugenöffnung von $\frac{2}{3}$ der Höhe keine Umlagerung in die Platte stattfindet, wenn die Grenzschubkraft der Stegdruckzone nicht überschritten wird.

Für eine Segmentbrücke muss also nur dann ein Nachweis der Querbiegung in den Platten geführt werden, wenn die maximal aufnehmbare Schubkraft erreicht wird. Für profilierte Fugen gilt jedoch, dass durch Überschreiten der Grenzschubkraft die Tragfähigkeit der Profilierung erreicht wird und es zum Versagen der Druckzone durch einen Schub-Druck-Bruch kommt. Bei ebenen Fugenoberflächen ist dagegen ein Abgleiten der Fugenoberflächen gegeneinander möglich, sodass es nach Überschreitung der Grenzschubkraft zu einer Umlagerung in die Platte kommen kann, ohne dass die Schub-Druck-Festigkeit der Druckzone erreicht wird. Aus Gründen der Sicherheit und Stabilität sollte dies allerdings vermieden werden.

Das hier vorgeschlagene Konzept zur Schubbemessung stimmt nicht mit den deutschen Empfehlungen für Segmentfertigteilebrücken überein. Für die Bemessung der Segmente im Grenzzustand der Tragfähigkeit nach Absatz 8.3 aus DBV 99 gilt:

„Bei der Übertragung der Schubkräfte in der Fuge ist zu beachten, dass bei der Fugenöffnung beträchtliche Anteile dieser Kräfte auch im Bereich der Platten bzw. Plattenvouten übertragen werden. Als Folge der Überleitung dieser Schubkräfte in die benachbarten Stege treten zusätzliche schiefe Hauptmomente auf. Dies führt insbesondere in der ersten Fuge neben den Stützen von Durchlaufträgern zu hohen Plattenbeanspruchungen, deren Aufnahme zu berücksichtigen ist.“

Da nach den Empfehlungen die Fugenöffnung im Feldbereich auf $\frac{2}{3}$ der Querschnittshöhe und im Stützbereich sogar auf $\frac{1}{3}$ der Höhe begrenzt ist, führt die Berücksichtigung der vertikalen Schubkräfte in den Platten zu einer auf der unsicheren Seite liegenden Bemessung. Wird die Fugenöffnung auf diese Werte beschränkt, konzentrieren sich die Schubkräfte auf die Druckzone der Stege und lagern sich nicht in die Platten um.

Aus diesem Grund müssen bis zu dieser Fugenöffnung die gesamten vertikalen Schubkräfte von der Druckzone der Stege übertragen und nachgewiesen werden. Da es bis zu einer Fugenöffnung von $\frac{2}{3}$ der Höhe keine nennenswerte Umlagerung der vertikalen Schubkräfte in die Platten gibt, ist bei einer auf diesen Wert beschränkten Fugenöffnung keine Berücksichtigung der Querbiegung erforderlich.

Dies gilt jedoch sowohl für Fugen im Feldbereich als auch für Fugen im Stützbereich. Die Forderung, die Fugenöffnung im Stützbereich weiter zu begrenzen, kann mit den durchgeführten Berechnungen nicht bestätigt werden. Sie resultiert aus den Berechnungen von Huang, die alle an einem Modell mit ebenen Fugenoberflächen durchgeführt worden sind. Vergleichsrechnungen haben gezeigt, dass bei ebenen Fugenoberflächen nach Überschreitung der Grenztragfähigkeit in den Stegen das Gleiten der Fugenoberflächen gegeneinander möglich ist. Dadurch wird bei weiterer Laststeigerung die vertikale Kraft durch die Platte abgetragen. Berechnungen unter Berücksichtigung der Feinprofilierung in den Fugen ergeben jedoch, dass eine Umlagerung der Schubkräfte in die Platte nach Überschreiten der Grenztragfähigkeit nicht möglich ist. Daher kann es nicht zu der von Huang ermittelten großen Querbiegung in den Platten kommen. Dies gilt auch für den durch Schub- und Druckkräfte hoch beanspruchten Stützbereich von Durchlaufträgern.

Mit der Forderung, die Grenztragfähigkeit in der Druckzone der Stege nicht zu überschreiten, um einen Schub-Druck-Bruch der Druckzone zu vermeiden, wird jedoch indirekt eine Begrenzung der Fugenöffnung durch die Tragfähigkeit der Druckzone erzielt. Daher sollte keine generelle Beschränkung der Fugenöffnung gefordert werden. Es genügt, darauf hinzuweisen, dass für eine Fugenöffnung über $\frac{2}{3}$ der Höhe eine Umlagerung der Schubkräfte in die Platten in Abhängigkeit von der Schubsteifigkeit bei der Bemessung berücksichtigt werden muss und dass die Verformungen aufgrund der Steifigkeitsreduktion stark zunehmen werden.

6.2.1.2 Aufnehmbare Schubkraft in der Biegedruckzone

Die aufnehmbare Schubkraft der Druckzone $V_{Druckzone}$ ist von der Fugenausbildung abhängig. Für Trockenfugen mit einer im Segmentbrückenbau üblichen Feinprofilierung kann die Tragfähigkeit nach der in Kapitel 5.4.3 vorgeschlagenen Formel in Abhängigkeit von der vorhandenen Druckspannung und der Geometrie der Fugenprofilierung bestimmt werden.

$$V_{Fd} = \frac{1}{\gamma_F} (\mu \cdot \sigma_n \cdot A_{Fuge} + f \cdot f_{ck} \cdot A_{Nocke}) \dots\dots\dots \text{Gl. 6.4}$$

mit:	$\mu = 0,65$	Reibungsbeiwert
	$\gamma_F = 2,0$	Sicherheitsbeiwert (s. Kapitel 6.4)
	σ_n	Druckspannung in der Fuge
	A_{Fuge}	projizierte Fugenoberfläche der Stegdruckzone, s. Abb. 5.35
	f_{ck}	charakteristischer Wert der Betondruckfestigkeit
	b	Fugenbreite
	$f = 0,14$	Faktor zur Berücksichtigung der Schubtragfähigkeit der Feinprofilierung
	A_{Nocke}	minimaler Wert der Versagensfläche auf Schub in der Fuge nach Abb. 5.35
	$h_{ne} \leq 6 \cdot b_n$	Beschränkung der vorderen Schubnockenhöhe in Abhängigkeit von der Breite b_n

Für verklebte Pressfugen und für Trockenfugen mit einer ebenen Oberfläche gilt:

$$V_{Fd,eben} = \frac{1}{\gamma_F} \cdot \mu \cdot \sigma_n \cdot A_{Fuge} \dots\dots\dots \text{Gl. 6.5}$$

Fugen mit einer ebenen Oberfläche werden im Segmentbrückenbau generell nicht ausgeführt, da diese sich ungünstig auf das Tragverhalten auswirken. Die Feinprofilierung erleichtert ferner den Einbau der Segmente und sorgt im Bauzustand während der Aushärtezeit des Fugenklebers für eine ausreichende Übertragung der Schubkräfte. Die Schubtragfähigkeit verklebter Pressfugen übersteigt dennoch nicht den Wert ebener Fugen, da aufgrund der Klebereigenschaften nicht ausgeschlossen werden kann, dass ein Biegeriss im fugennahen Beton verläuft und die Fugenverzahnung durchtrennt und somit eine ebene Rissoberfläche entsteht. Die Tragfähigkeit des Fugenklebers darf ebenfalls nicht angesetzt werden, weil eine fehlerfreie Anwendung auf der Baustelle nicht garantiert werden kann. Die Schubtragfähigkeit einer verklebten Pressfuge liegt damit für die Bemessung unter der einer feinprofilierten Trockenfuge. Dies widerspricht den in Kapitel 5 vorgestellten Versuchen, wonach die mit Epoxidharz verklebten Fugen eine um ca. 20 % erhöhte Tragfähigkeit aufwiesen. Dieser Wert darf bei der Bemessung jedoch aufgrund der möglichen Rissbildung im fugennahen Beton nicht in Rechnung gestellt werden.

Die Berechnungen haben gezeigt, dass die Übertragung der Schubkräfte ausschließlich im Steg erfolgt. Dabei ist zu beachten, dass sich die Höhe der Druckzone durch das Ausbilden einer 2 cm tiefen Hohlkehle zur Abdichtung der Fuge reduziert. Bei einer durchschnittlichen Plattenbreite von 20 cm entspricht dies einem Verlust der Druckzonenhöhe von 10 %, der bei der Bemessung berücksichtigt werden muss. Im Unterschied dazu wird in den deutschen Empfehlungen auch ein Teil der Platte zur Übertragung der Schubkräfte herangezogen (Abb. 6.3). Anhand der Spannungsverteilung im Querschnitt (Tabelle 4.3 – 4.10) wird jedoch deutlich, dass dies nur korrekt ist, wenn die Fuge sehr weit geöffnet ist und sich die Platte an der Abtragung der Schubkräfte beteiligt.

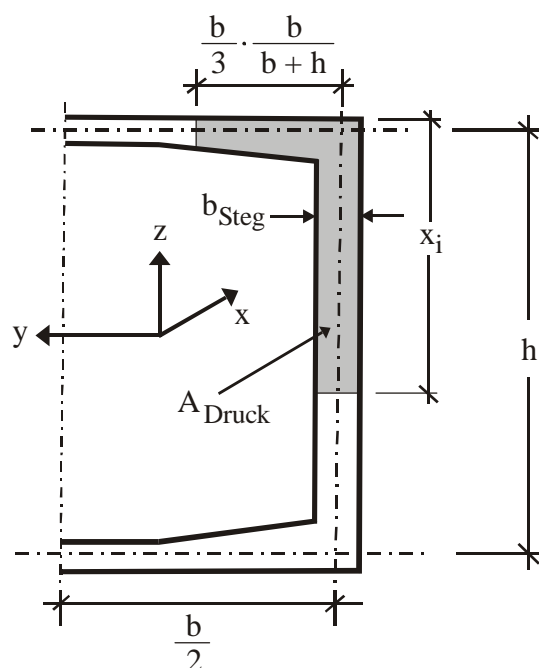


Abb. 6.3: Mitwirkende Schubfläche A_{Fuge} nach DBV 99

6.2.2 Nachweise im Segment

Durch die Öffnung der Fugen werden die Beanspruchungen aus Schub und Druck konzentriert in die Stegscheiben der Segmente eingeleitet. Huang untersuchte die Auswirkungen dieser konzentrierten Krafteinleitung an ausgewählten Segmenten und entwickelte Fachwerkmodelle für die Stegscheiben, die in Abb. 6.4 dargestellt sind.

MacGregor analysierte ebenfalls anhand von Versuchen an Segmentbalken die Auswirkungen konzentrierter Lastenleitungen und die Schubkraftübertragung im Segment unmittelbar neben einer geöffneten Fuge [Mac89]. In Abb. 6.5 ist der Verlauf der Risse

und der Druckstreben bei einer konzentrierten Schubkrafteinleitung dargestellt. Nachdem sich die Fuge geöffnet hat, tritt ein geneigter Riss am Segmentrand, ausgehend von

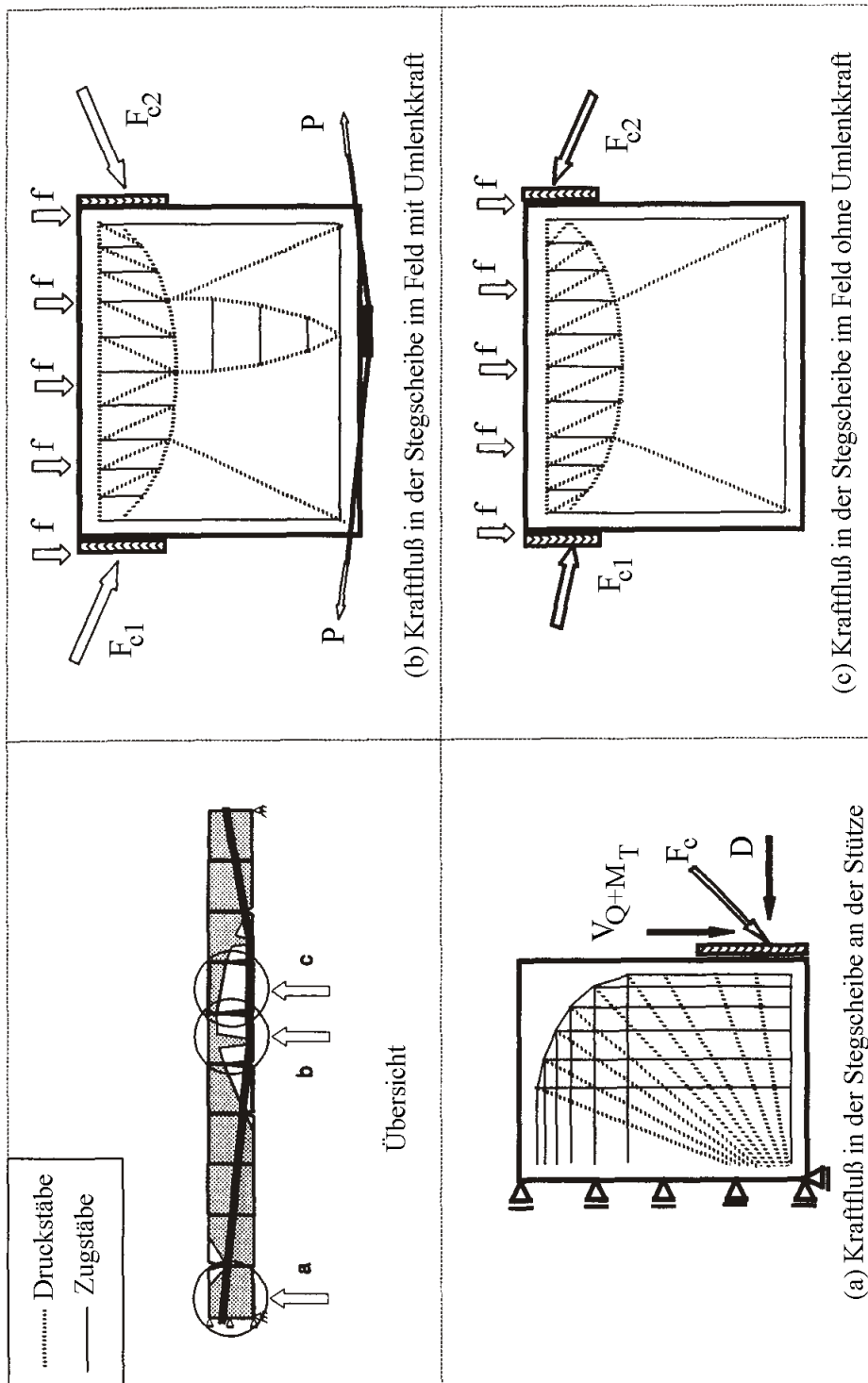


Abb. 6.4: Kraftfluss in den Stegscheiben bei geöffneten Fugen nach [Hua94]

der Segmentecke, auf. Demnach ist zur Übertragung der vorhandenen Schubkraft über eine geöffnete Fuge eine Bewehrung im Segment neben der Fuge erforderlich. In den Versuchen von MacGregor bildete sich eine Druckstrebe von der Lasteinleitung bis zur unteren Segmentecke. Der vertikale Anteil dieser Druckstrebenkraft wird dann zunächst von der Betonzugfestigkeit und nach der Rissbildung über die vorhandene Schubbewehrung in die Druckzone und anschließend in das benachbarte Segment weitergeleitet.

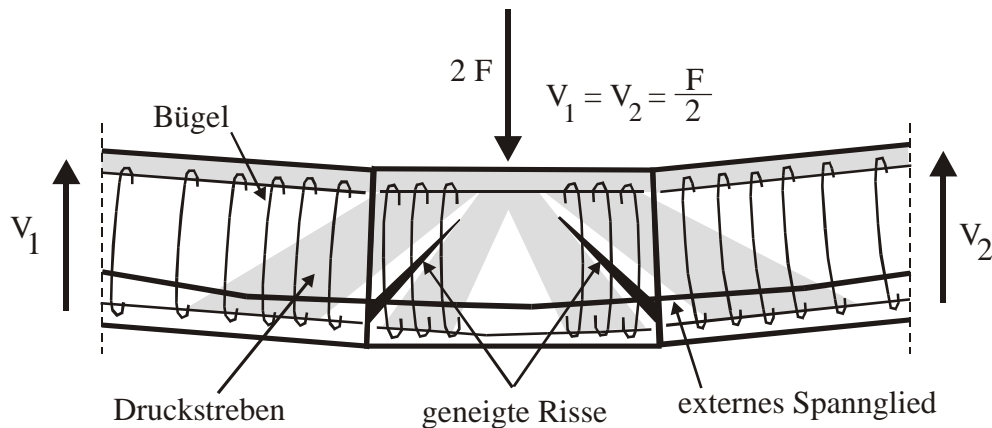


Abb. 6.5: Schubkraftübertragung über eine geöffnete Fuge bei einer konzentrierten Schubbeanspruchung nach [Mac89]

Die Ergebnisse aus den Versuchen von MacGregor werden von Huang durch numerische Berechnungen unter Berücksichtigung eines nichtlinearen Stoffgesetzes von Beton bestätigt. Es entstehen durch die schräg gerichtete Druckkraft am Einleitungsbereich der Segmente Spaltzugkräfte und Zugspannungen, die die Zugfestigkeit des Betons überschreiten können und deshalb durch Bügel in einer engen Randzone nahe der Segmentfuge abgedeckt werden müssen. Die Druckzone breitet sich innerhalb der Segmente nur wenig aus. Der Nachweis der Druckzone gegen einen Schub-Druck-Bruch wird im Rahmen des Fugennachweises geführt.

Die Größe der Bügelbewehrung am Segmentrand ergibt sich nach Huang zu:

$$a_{sw} = \frac{V_{Steg} + Z_D}{b_w \cdot f_{ywd}} \dots\dots\dots \text{Gl. 6.6}$$

mit: V_{Steg} einwirkende Schubkraft in der Biegedruckzone nach Gl. 6.1
 b_w Stegbreite
 f_{ywd} Bemessungswert der Betonstahlfestigkeit der Bügelbewehrung

Z_D	Spaltzugkraft, die aus der Einleitung der Druckkraft resultiert ($Z_D \approx 0.2 \text{ bis } 0.25 \cdot F_{cd}$)
F_{cd}	Kraft in der Druckzone des Steges

Die Schubbewehrung ist auf einen Bereich von $l_0 = \left(\frac{1}{10} \text{ bis } \frac{1}{6}\right) l_{seg}$ am Segmentrand zu verteilen, wobei l_{seg} die Länge eines Segmentes bezeichnet. Dieser Bereich ergab sich aus den FE-Berechnungen von Huang.

6.3 Auswirkungen auf die Biegebemessung

Die Übertragung der Schubkraft bei geöffneten Fugen wirkt sich auch auf die Biegebemessung aus. Durch das Öffnen der Fugen reduziert sich die überdrückte Querschnittsfläche immer mehr. Da die Schubkraftübertragung auf die Druckzone beschränkt ist, kann es durch Überschreitung der Hauptdruckspannungen aus Biegung und Querkraft bzw. Torsion zum Schub-Druck-Versagen kommen. In den Empfehlungen des Deutschen Beton-Vereins [DBV 99] wird gefordert, die maximale Dehnung in der Biegedruckzone abweichend von der gewöhnlichen Bemessung auf 2 ‰ zu beschränken. Dadurch wird erreicht, dass die Hauptdruckspannungen die zulässige Betondruckfestigkeit nicht überschreiten und die mit den Formeln aus Gl. 6.4 bzw. 6.5 ermittelten Schubkräfte über die Biegedruckzone übertragen werden können (s. auch Kapitel 5.5). Wird die Dehnungsbeschränkung nicht eingehalten, liegt die mit den Formeln ermittelte übertragbare Schubkraft nicht mehr auf der sicheren Seite und sollte anderweitig in Abhängigkeit von der vorhandenen Druckspannung begrenzt werden.

Das Öffnen der Fugen bewirkt analog zum Aufreißen des Betonquerschnitts eines monolithischen Bauwerkes bei statisch unbestimmten Systemen eine Umlagerung der nach der linearen Elastizitätstheorie ermittelten Schnittgrößen. Diese Umlagerungen müssen nach den deutschen Empfehlungen bei der Biegebemessung nicht berücksichtigt werden, wenn die Begrenzung der Fugenöffnung eingehalten wird. Wie in Kapitel 3 gezeigt worden ist, können anhand einer FE-Berechnung, die das Öffnen der Fugen berücksichtigt, die Schnittgrößenumlagerungen bestimmt werden und somit auf die unwirtschaftliche Begrenzung der Fugenöffnung verzichtet werden.

Mit zunehmendem Ausnutzungsgrad des Betonquerschnitts nimmt die Druckzonenhöhe überlinear abnimmt, sodass sich Fehler in der Schnittgrößenermittlung überproportional auswirken. Dies gilt insbesondere für extern vorgespannte Segmentbrücken, da keine

Bewehrung zwischen den Fugen vorhanden ist und sich diese innerhalb weniger Lastschritte bis zur Fahrbahnplatte öffnen können. Anhand der im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Berechnung wird die überlineare Abnahme der Druckzonenhöhe nach der Fugenöffnung bestätigt. Die Berechnungen zeigen jedoch auch, dass eine weitere Laststeigerung möglich ist, wenn sich die Fuge bis zur Fahrbahn- bzw. Bodenplatte geöffnet hat und gleichzeitig weder die Fließgrenze des Spannstahls noch die Tragfähigkeit der Betondruckzone erreicht ist. Die Druckzone nimmt folglich nicht bis zum Bruch ab, sondern bleibt nahezu konstant, nachdem sich die Fugen bis zur Fahrbahnplatte geöffnet haben. Dies wurde auch in Versuchen beobachtet [Tak94, Fis98]. Selbst bei einer deutlichen Fugenöffnung waren noch erhebliche Tragreserven vorhanden. Durch die Beschränkung der Fugenöffnung nach den deutschen Empfehlungen können diese Tragreserven jedoch nicht ausgenutzt werden.

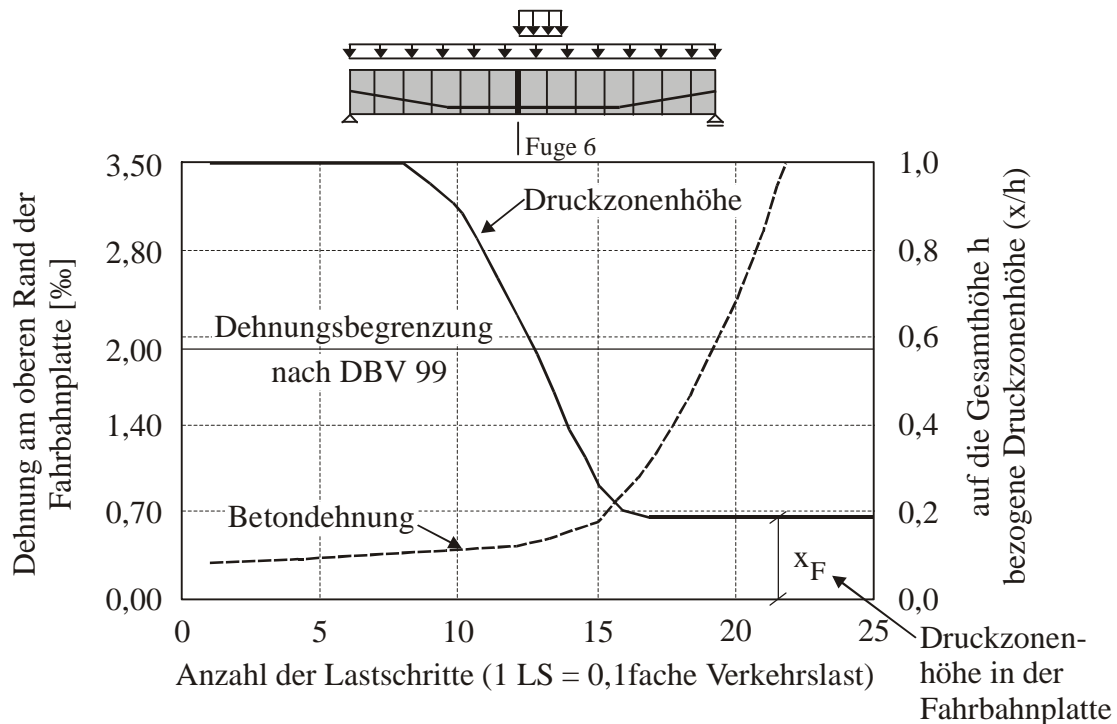


Abb. 6.6: Interaktionskurve zum Verlauf der bezogenen Druckzonenhöhe und der Dehnung am oberen Plattenrand in der Fuge 6 für den Lastfall „Maximale Querkraft“ (der Lastschritt 1 entspricht der 0,9fachen Verkehrslast)

Wenn die Fugenöffnung die Fahrbahnplatte erreicht hat, verkleinert sich die Druckzone bei weiterer Laststeigerung nur noch geringfügig, sodass die Steifigkeit nicht weiter reduziert wird und sich wieder ein linearer Zusammenhang zwischen dem Biegemoment und der Durchbiegung ergibt. Damit ist eine Steigerung der Tragfähigkeit möglich,

wenn sowohl die Spannglieder als auch die Betondruckzone ihre Grenztragfähigkeit noch nicht erreicht haben. Der Verlauf der Druckzonenhöhe über die Laststeigerung ist in den Abb. 6.6 und 6.7 für eine durch ein positives bzw. ein negatives Biegemoment beanspruchte Fuge dargestellt. Man erkennt, dass sich die Druckzonenhöhe nach Erreichen der Fahrbahn- bzw. Bodenplatte nur noch geringfügig verändert. Dies resultiert aus dem Spannungszuwachs in den Spanngliedern, der sich bei externer Vorspannung aus der Dehnung über die gesamte Spanngliedlänge ergibt und somit zunächst betragsmäßig klein bleibt. Deshalb wird dieser Spannungszuwachs häufig vernachlässigt. Öffnen sich die Fugen jedoch bis zur Fahrbahnplatte, nehmen die Verformungen zu und es kommt in den Spanngliedern zu einem Spannungszuwachs, der das sofortige Versagen der Konstruktion verhindert und zu einem duktilen Verhalten im Bruchzustand führt. Auch in den Versuchen kündigte sich der Bruch durch große Verformungen an.

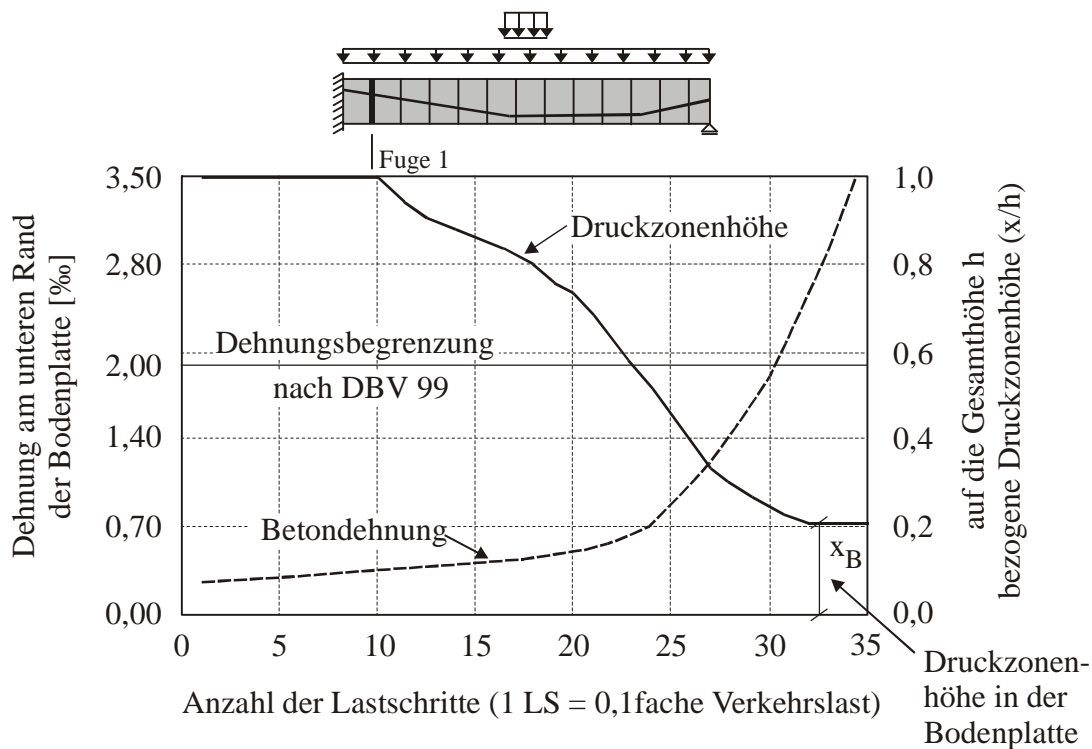


Abb. 6.7: Interaktionskurve zum Verlauf der bezogenen Druckzonenhöhe und der Dehnung am unteren Plattenrand in der Fuge 1 für den Lastfall „Maximale Querkraft“ (der Lastschritt 1 entspricht der 0,3fachen Verkehrslast)

Insbesondere bei Einfeldträgern, bei denen es nicht zur Überlagerung der maximalen Fugenöffnung mit den maximalen Querkraften bzw. Torsionsmomenten kommt und bei denen es keine Umlagerungsmöglichkeit der Schnittgrößen gibt, resultiert aus einer Be-

begrenzung der Fugenöffnung auf $\frac{2}{3}$ der Höhe eine unnötige Erhöhung der Vorspannkraft.

Die Berechnungen zeigen, dass die Begrenzung der Fugenöffnung zu einer unwirtschaftlichen Bemessung führt. Extern vorgespannte Segmentbrücken verhalten sich wesentlich duktiler als in den Empfehlungen zugrunde gelegt. Anhand einer FE-Berechnung, die die geometrische Nichtlinearität dieser Brücken durch die Fugen berücksichtigt, ist es möglich, die Umlagerung der Schnittgrößen durch die Fugenöffnung zu bestimmen und die vorhandenen Tragreserven zu nutzen. Die Berücksichtigung der stofflichen Nichtlinearitäten des Betons ist dabei, wie in Kapitel 3 gezeigt wurde, nicht erforderlich. Wird jedoch keine nichtlineare Berechnung durchgeführt, kann durch die Begrenzung der Fugenöffnung auf die in den Empfehlungen angegebenen Werte auf eine Umlagerung der Schnittgrößen verzichtet und die Bemessung mit den nach der linearen Elastizitätstheorie ermittelten Werten durchgeführt werden.

Aus diesem Grund wird empfohlen, eine Beschränkung der Fugenöffnung bei Segmentbrücken nicht generell zu fordern, sondern darauf hinzuweisen, dass durch eine nichtlineare Berechnung unter Berücksichtigung der Fugenöffnung sowohl die Umlagerung der Schnittgrößen als auch die Spannkraftzunahme für eine wirtschaftliche Bemessung ermittelt werden können. Zusätzlich gilt, dass erst bei einer Fugenöffnung über $\frac{2}{3}$ der Höhe hinaus die Umlagerungen der vertikalen Schubkräfte in die Fahrbahn- bzw. Bodenplatte berücksichtigt werden müssen.

6.4 Sicherheitskonzept

Wie in Kapitel 5.6 anhand von numerischen Berechnungen gezeigt worden ist, haben Bauungenauigkeiten einen großen Einfluss auf die Tragfähigkeit der Feinprofilierung in den Fugen. Die Größe der möglichen Imperfektionen, die bereits bei der Herstellung der Segmente beispielsweise durch den Bowing-Effekt (s. Kapitel 2) auftreten können, kann nicht genau bestimmt werden. Unter Verwendung von Epoxidharzkleber wird ein Teil der Ungenauigkeiten ausgeglichen und eine kraftschlüssige Verbindung in der Fuge hergestellt. Bei Trockenfugen ist dies jedoch nicht möglich. Die an der UST in Hongkong durchgeführten Versuche (s. Kapitel 5.3.2) haben gezeigt, dass bei Trockenfugen nur dann kein Schlupf in den Fugen auftritt, wenn bei der Herstellung besondere Vorkehrungen in Bezug auf die Nachbehandlung und die Genauigkeit der Schalung getroffen werden. Die Verwendung von Epoxidharz verzögert den Bauablauf jedoch aufgrund einer temporären Vorspannung während des Erhärtens und führt damit zu einer insge-

samt unwirtschaftlicheren Bauweise. Die Tragfähigkeit des Fugenklebers, die über der von Beton liegt, darf außerdem bei der Bemessung nicht angesetzt werden, weil eine gleichmäßige Aufbringung auf der Baustelle nicht gewährleistet werden kann.

Durch einen Sicherheitsfaktor für die Ermittlung der aufnehmbaren Schubkraft in der Biegedruckzone nach Gl. 6.4 können die Einflüsse von Imperfektionen auf die Verminderung des Tragverhaltens berücksichtigt werden. Dabei ist die Verwendung eines globalen Sicherheitsfaktors zweckmäßig, der gleichzeitig die Streuung des Reibungskoeffizienten (s. Kapitel 2.2) und die Probleme bei der Herstellung und beim Einbau berücksichtigt, die dazu führen, dass ein Teil der Schubnocken nicht kraftschlüssig miteinander verbunden ist.

Wie in allen bisher durchgeführten Versuchen deutlich wurde, ist das Versagen der Feinprofilierung spröde. Während sich bei Trockenfugen der Bruch durch eine vorherige Rissbildung ankündigte, versagten mit Epoxidharz verklebte Fugen schlagartig ohne Vorankündigung. Da jedoch auch bei Trockenfugen zwischen der ersten Rissbildung und dem Bruch nur eine geringe Laststeigerung möglich war, kann das Versagen der Fugenprofilierung unabhängig von der Fugenart als spröde bezeichnet werden. Dies gilt jedoch nicht für das Gesamttragverhalten einer Segmentbrücke, bei der sich der Bruch durch große Verformungen ankündigt.

Die Bemessungsformel für Trockenfugen nach Gl. 6.4 besteht aus zwei getrennten Anteilen für die Reibung und für die Tragfähigkeit der Feinprofilierung, während die Formel für Epoxidharzfugen nach Gl. 6.5 nur aus einem Reibungsanteil besteht. Nach dem Sicherheitskonzept des Eurocode 2 werden die unteren Fraktilwerte der Materialkennwerte verwendet und mit einem Teilsicherheitsbeiwert beaufschlagt. Für die Betonfestigkeit wird demnach die charakteristische Zylinderfestigkeit f_{ck} angesetzt und mit dem für Beton gültigen Sicherheitsbeiwert von $\gamma_c = 1,5$ abgemindert. Auch für den Materialkennwert der Reibung μ gilt dieser Sicherheitsbeiwert. Für die Druckspannung in der Fuge ist der Wert anzusetzen, der sich aus der Biegebemessung ergibt. Um zu berücksichtigen, dass durch Imperfektionen ein Teil der Schubnocken nicht oder erst nach einer gewissen Verformung mitträgt, dass das Versagen der Fugenprofilierung durch einen Spröbruch eintritt und dass ein Teil der Beanspruchungen in den Fugen aus dynamischen Lasten resultiert, wird vorgeschlagen, den Sicherheitsfaktor auf den Wert von $\gamma_F = 1,5 \cdot 1,3 \approx 2,0$ für die Ermittlung der Fugentragfähigkeit nach Gl. 6.4 bzw. 6.5 zu erhöhen.

7 Zusammenfassung und Ausblick

Das Tragverhalten extern vorgespannter Segmentbrücken unterscheidet sich grundlegend von dem monolithischer Tragwerke, da in den Fugen zwischen den einzelnen Segmenten keine Betonstahlbewehrung vorhanden ist. Dadurch können sich diese nach Überschreitung des Dekompressionsmomentes ungehindert öffnen. Die daraus resultierenden Änderungen im Tragverhalten werden in den vorhandenen Bemessungskonzepten durch zusätzliche Nachweise berücksichtigt. Obwohl bereits zahlreiche Segmentbrücken erfolgreich errichtet worden sind, unterscheiden sich die vorhandenen Bemessungsregeln jedoch aufgrund unterschiedlicher Voraussetzungen und Vereinfachungen beträchtlich voneinander. Aus diesem Grund wurden zunächst die vorhandenen Versuche, Bemessungskonzepte und deren Grundlagen vorgestellt und miteinander verglichen (Kapitel 2). Dabei ergaben sich besonders hinsichtlich der Schubkraftübertragung in den Fugen erhebliche Unterschiede.

Anhand von Berechnungen nach der Methode der finiten Elemente wurde deshalb zuerst das allgemeine Trag- und Verformungsverhalten von Segmentbrücken und der Einfluss der Fugen untersucht (Kapitel 3). Die Ergebnisse, die anhand eines in Bangkok durchgeführten Großversuchs verifiziert wurden, zeigten, dass sich eine Segmentbrücke wie eine monolithische Konstruktion verhält, solange die Fugen überdrückt sind. Für die Betrachtung des Gesamtsystems ist es dabei ausreichend, das Stoffgesetz von Beton durch eine einfache nichtlineare Spannungs-Dehnungs-Beziehung abzubilden. Wie auch in Versuchen beobachtet, konzentrieren sich die Risse bei einer Segmentbrücke auf die Fugen. Das vorgestellte Berechnungsmodell stellt demzufolge eine sehr gute Näherung zur Ermittlung des Tragverhaltens einer extern vorgespannten Segmentbrücke dar.

Da die Schubkraftübertragung nach dem Öffnen der Fugen über die Biegedruckzone erfolgt, wurde das Modell anschließend verfeinert und die genaue Abbildung der Feinprofilierung berücksichtigt. Die Ausbildung einer fein verzahnten Profilierung in den Fugen wird in allen Bemessungskonzepten vorgeschrieben, bei der Ermittlung der Tragfähigkeit der Biegedruckzone jedoch nicht berücksichtigt. Aus diesem Grund wurde anhand von numerischen Berechnungen deren Einfluss auf das Tragverhalten untersucht (Kapitel 4).

Die Berechnungen zeigten, dass die Feinprofilierung in Fugen, die durch eine vergleichsweise geringe Schubkraft beansprucht werden, wie beispielsweise im Feldbe-

reich von Einfeldträgern, keinen Einfluss auf das Tragverhalten besitzt. Anhand von Vergleichsrechnungen an einem Modell ohne Berücksichtigung der Feinprofilierung und an einem monolithischen Modell wurde deutlich, dass sowohl die aus Querkraft als auch aus Torsion resultierenden Schubkräfte sich in den Fugen auf die Druckzone konzentrieren und dort übertragen werden können. Für die Fuge neben der Einspannung des Mehrfeldträgers, die im Unterschied zur Feldfuge im Einfeldträger gleichzeitig durch hohe Schub- und Druckkräfte beansprucht wird, ergaben sich jedoch Unterschiede zwischen den betrachteten Modellen. Während es beim Modell mit ebener Fugenoberfläche nach Überschreitung der Schubtragfähigkeit der Druckzone in den Stegen zu einem gegenseitigen Abgleiten der Fugenoberflächen und damit zu einer Umlagerung der Kräfte kam, ist dies beim Modell mit Berücksichtigung der Feinprofilierung nicht möglich. Da sich die Schubkräfte bis zum Erreichen der Grenztragfähigkeit der Feinprofilierung auf die Stege konzentrieren, muss durch einen Schub-Druck-Nachweis das Versagen der Biegedruckzone und der Feinprofilierung im Grenzzustand der Tragfähigkeit ausgeschlossen werden.

Aus diesem Grund sind zur Ermittlung der Tragfähigkeit einer feinprofilierten Biegedruckzone an der TU Hamburg-Harburg in Zusammenarbeit mit der University of Science and Technology in Hongkong Versuche an kleinen Probekörpern mit Trocken- und Epoxidharzfugen durchgeführt worden, die der Verifikation der anschließenden numerischen Berechnungen dienen. Anhand einer FE-Parameterstudie wurden die Einflüsse der Geometrie, der Druckspannung und der Betonfestigkeit auf die Tragfähigkeit der Feinprofilierung untersucht und eine Bemessungsformel entwickelt, die das erhöhte Tragvermögen einer feinprofilierten Fuge berücksichtigt und damit eine wirtschaftlichere Bemessung ermöglicht (Kapitel 5). Imperfektionen und Bauungenauigkeiten in den Fugen werden durch einen globalen Sicherheitsfaktor berücksichtigt. Ziel weiterführender Untersuchungen kann deshalb die Ermittlung der Größe und des Einflusses der beispielsweise durch das Herstellungsverfahren bedingten Ungenauigkeiten in der Fuge sein.

Die sich aus den Berechnungen ergebenden Veränderungen bezüglich der Fugenbemessung wurden in Kapitel 6 zusammengefasst und mit den vorhandenen Bemessungskonzepten verglichen. Dabei ergaben sich gerade im Vergleich zum Bemessungskonzept des Deutschen Beton-Vereins, in dem die Auswirkungen und die Tragfähigkeit der Feinprofilierung vernachlässigt werden, grundlegende Unterschiede.

Da die Berechnungen gezeigt haben, dass sich das Tragverhalten unter Berücksichtigung der Feinprofilierung ändert, dürfen die Auswirkungen nicht vernachlässigt werden. Neben der Bemessung der Schubkraft in der Fuge wurden auch die daraus resultierenden Änderungen in Bezug auf die Biegebemessung vorgestellt und die Begrenzung der Fugenöffnung, wie sie nur im deutschen Bemessungskonzept gefordert wird, kritisch beurteilt. Sie führt zu einer unwirtschaftlichen und weit auf der sicheren Seite liegenden Bemessung. Sowohl in Großversuchen als auch in den im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Berechnungen ergab sich ein wesentlich duktileres Bruchverhalten als in den deutschen Empfehlungen zugrunde gelegt, da in den dazu durchgeführten Berechnungen die Spannkraftzunahme der externen Vorspannung vernachlässigt wurde. Öffnen sich jedoch die Fugen, nehmen die Verformungen so stark zu, dass die Spannkraftzunahme berücksichtigt werden muss und zu einem duktilen Verhalten beiträgt.

8 Literaturverzeichnis

8.1 Vorschriften

DIN 4227, Teil 1: Spannbeton, Bauteile aus Normalbeton mit beschränkter und voller Vorspannung, Juli 1988

DIN 4227, Teil 3, Vornorm: Spannbeton; Teil 3: Bauteile in Segmentbauart, Bemessung und Ausführung der Fugen, Dezember 1983

DIN 1045-alt: Beton und Stahlbeton – Bemessung und Ausführung, Juli 1988

DIN 1045-neu, Teil 1: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton, Bemessung und Konstruktion, Entwurf September 2000

Eurocode 1, Teil 3: Grundlagen der Tragwerksplanung und Einwirkungen auf Tragwerke, Verkehrslasten auf Brücken, Deutsche Fassung ENV 1991–3, August 1995

Eurocode 2, Teil 1: Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken, Deutsche Fassung ENV 1992-1, Juni 1992

AASHTO 89 (American Association of State Highway and Transportation Officials): Guide Specifications for Design and Construction of Segmental Concrete Bridges, 1989, Interim Specifications 1990-1999

AASHTO 95 (American Association of State Highway and Transportation Officials): Standard Specifications for Highway Bridges, 16th Edition 1995

DBV 99 Empfehlungen für Segmentfertigteilbrücken mit externen Spanngliedern, Deutscher Beton-Verein/Bundesministerium für Verkehr, Ausgabe 1999

8.2 Literatur zu den Kapiteln 1 – 7

[Ans00] **ANSYS** Engineering Analysis System User's Manual (for ANSYS Revision 5.6), Swanson Analysis Systems. NC., Houston, USA, 2000

[Bec73] **Beck, H., Mehlhorn, G., Stauder, W., Schwing, H.**: Zusammenwirken von einzelnen Fertigteilen als großflächige Scheibe, Heft 224 der Schriftenreihe des DAfStb, Berlin 1973

- [Bou78] **Bouvy J. J., Fuzier J. P.:** Problems Encountered in Segmental Bridges Influencing Precast Segmental Construction, Congress of the Fédération internationale de la précontrainte, London 1978, S. 234-243
- [Büc76] **Büchting, F., Moosbrugger, P.:** Brücke über den Europakanal aus Fertigteilen mit Verbindungsfugen aus Epoxidharz, Der Bauingenieur 51, Heft 4, 1976, S. 137-143
- [Buy90] **Buyukozturk, O., Bakhoun, M., Beattie, S.:** Shear Behaviour of Joints in Precast Concrete Segmental Bridges, Journal of Structural Engineering, No. 12, December 1990, S. 3380-3401
- [Cla85] **Clark, L., Gill, B.:** Shear Strength of Smooth Unreinforced Construction Joints, Magazine of Concrete Research, Vol. 37, June 1985, S. 95-100
- [Col91] **Collins, M. P., Mitchell, D.:** Prestressed Concrete Structures, Prentice Hall, New Jersey 1991
- [Dar85] **Dargel, H., Otto, G.:** Brücke über den Nun, Brücke über den Imo, Nigeria, Der Bauingenieur 60, Heft 4, 1985, S. 121-130
- [Das86] **Daschner, F.:** Versuche zur notwendigen Schubbewehrung zwischen Betonfertigteilen und Ortbeton, Heft 372 der Schriftenreihe des DAfStb, Berlin 1986
- [Dil89] **Dilger, W. H., Chui, J.:** Strength of Skew Joints in Concrete Compression Members, PCI-Journal, March-April 1989, S. 66-83
- [Dör60] **Dörnen, K., Meyer, A.:** Die Emsbrücke Hembergen in dübellosem Stahlverbund, Der Stahlbau 29, Heft 7, 1960, S. 199-206
- [Eib72] **Eibl, J., Franke, L., Hjorth, O.:** Versuche mit Kunstharzmörteln, Die Bau-technik 49, Heft 10, 1972, S. 348-354
- [Eib92] **Eibl, J., Huang, J.:** Rotations- und Tragverhalten von unbewehrten Fugen unter Torsion und kombinierter Beanspruchung bei Vorspannung ohne Verbund bzw. externer Vorspannung, Forschungsbericht, Institut für Massivbau und Baustofftechnologie der Universität Karlsruhe, 1992
- [Eib00] **Eibl, J.:** Der Segmentbrückenbau – eine vorteilhafte Bauweise?, Beton- und Stahlbetonbau 95, Heft 11, 2000, S. 632-637

- [Fal97] **Falkner, H., Teutsch, M., Huang, Z.:** Segmentbalken mit Vorspannung ohne Verbund unter kombinierter Beanspruchung aus Torsion, Biegung und Querkraft, Heft 472 der Schriftenreihe des DAfStb, Berlin 1997
- [Fei90] **Feix, J.:** Brücke zur Ile de Ré, Der Bauingenieur 75, Heft 10, 1990, S. 161-162
- [Fie62] **Fiedler, K.:** Versuche über den Reibungskoeffizienten in den Fugen zusammengespannter Betonfertigteile, Bauplanung – Bautechnik 39, Heft 3, 1962, S. 142-146
- [Fin74] **Finsterwalder, U., Jungwirth, D., Baumann, T.:** Tragfähigkeit von Spannbetonbalken aus Fertigteilen mit Trockenfugen, Der Bauingenieur 49, Heft 1, 1974, S. 1-10
- [Fis98] **Fischer, O., Krill, A.:** The Bang Na Expressway, Bangkok: A Full-Scale Loading Test of a Precast Segmental Box Girder Bridge for Six Lanes of Traffic, FIP-Symposium 1998, Amsterdam, Structural Concrete 1994-1998, Deutscher Beton-Verein e. V., German Group of FIP, S. 20-25
- [Fra59] **Franz, G.:** Versuche über die Querkraftaufnahme in Fugen von Spannbetonträgern aus Fertigteilen, Beton- und Stahlbetonbau 54, Heft 6, 1959, S. 137-140
- [Gas64] **Gaston, J., Kriz, L.:** Connections in Precast Concrete Structures - Scarf Joints, PCI-Journal, June 1964, S. 37-59
- [Gra72] **Grasser, E., Daschner, F.:** Die Druckfestigkeit von Mörtelfugen zwischen Betonfertigteilen, Heft 221 der Schriftenreihe des DAfStb, Berlin 1972
- [Guc80] **Guckenberger, K., Daschner, F., Kupfer, H.:** Segmentäre Spannbetonträger im Brückenbau, Heft 311 der Schriftenreihe des DAfStb, Berlin 1980
- [Hin91] **Hindi, A., Kreger, M., Breen, J.:** Enhancing the Strength and Ductility of Post-Tensioned Segmental Box-Girder Bridges, Research Report 1209-2F, Center for Highway Research, The University of Texas at Austin, April 1991
- [Hua94] **Huang, J.:** Extern vorgespannte Segmentbrücken unter kombinierter Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion, Schriftenreihe des Instituts für Massivbau und Baustofftechnologie der Universität Karlsruhe, Heft 22, 1994

- [Jon59] **Jones, L.:** Shear Tests on Joints between Precast Post-Tensioned Units, Magazine of Concrete Research, Vol. 11, No. 31, March 1959, S. 25-30
- [Kas74] **Kashima, S., Breen J.:** Epoxy Resins for Jointing Segmentally Constructed Prestressed Concrete Bridges, Research Report 121-2, Center for Highway Research, The University of Texas at Austin, August 1974
- [Kas75] **Kashima, S., Breen J.:** Construction and Load Tests of a Segmental Precast Box Girder Bridge Model, Research Report 121-5, Center for Highway Research, The University of Texas at Austin, February 1975
- [Kor84] **Kordina, K., Teutsch, M., Weber, V.:** Spannbetonbauteile in Segmentbauart, Heft 350 der Schriftenreihe des DAfStb, Berlin 1984
- [Kor87] **Kordina, K., Hegger, J.:** Schubtragverhalten von Spannbetonbauteilen mit Vorspannung ohne Verbund, Heft 381 der Schriftenreihe des DAfStb, Berlin 1987
- [Kor90] **Kordina, K., Teutsch, M., Voß, K.-U.:** Trag- und Verformungsverhalten von Spannbetonteilen in Segmentbauart mit Vorspannung ohne Verbund, Abschlußbericht, TU Braunschweig, 1990
- [Kos83] **Koseki, K., Breen, J.:** Exploratory Study of Shear Strength of Joints for Precast Segmental Bridges, Research Report 248-1, Center for Transportation Research, The University of Texas at Austin, September 1983
- [Kup64] **Kupfer, H.:** Erweiterung der Mörsch'schen Fachwerkanalogie mit Hilfe des Prinzips vom Minimum der Formänderungsarbeit, Comité Euro-Internationales du Béton, Bulletin d'Information No. 40, 1964
- [Kup73] **Kupfer, H.:** Das Verhalten des Betons unter mehrachsiger Kurzzeitbelastung unter besonderer Berücksichtigung der zweiachsigen Beanspruchung, Heft 229 der Schriftenreihe des DAfStb, Berlin 1973
- [Kup75] **Kupfer, H.:** Kontaktfugen mit Kunststoffverklebung von Stahlbeton- und Spannbetonfertigteilen, Rationalisierung von Bauverfahren, Tragverhalten und Bemessung, VDI-Berichte Nr. 225, 1975, S. 7-11
- [Kup82] **Kupfer, H., Guckenberger, K., Daschner, F.:** Versuche zum Tragverhalten von segmentären Spannbetonträgern, Heft 335 der Schriftenreihe des DAfStb, Berlin 1982

- [Leo61] **Leonhardt, F., Walter, R.:** Beiträge zur Behandlung der Schubprobleme im Stahlbetonbau, Beton- und Stahlbetonbau 56, Heft 12, 1961, S. 657-663
- [Leo84] **Leonhardt, F.:** Vorlesungen über Massivbau, Teil 1, Springer-Verlag 1984
- [Mac89] **MacGregor, R., Kreger, M., Breen, J.:** Strength and Ductility of a Three-Span Externally Post-Tensioned Segmental Box Girder Bridge Model, Research Report 365-3F, Center for Transportation Research, The University of Texas at Austin, January 1989
- [Mat76] **Mathivat, J.:** Les Viaducs de l'Autoroute B3, Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, Septembre 1976, S. 169-217
- [Mör22] **Mörsch, E.:** Der Eisenbetonbau, seine Theorie und Anwendung, Konrad Wittwer Verlag, Stuttgart 1922
- [Mul66] **Muller, J., Grenier, G.:** Le Pont Aval sur le Rhône à Pierre-Bénite, Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, Juin 1966, S. 961-984
- [Mul69] **Muller, J.:** Long-Span Precast Prestressed Concrete Bridges Built in Cantilever, ACI-Publication 1969, S. 705-740
- [Mul75] **Muller, J.:** Ten Years of Experience in Precast Segmental Construction, PCI-Journal, January-February 1975, S. 28-61
- [Mul80] **Muller, J.:** Construction of Long Key Bridge, PCI-Journal, November-December 1980, S. 97-110
- [Mul89] **Muller, J., Gauthier, Y.:** Ultimate Behaviour of Precast Segmental Box Girders with External Tendons, in: Naaman, A., Breen J. (Herausgeber): External Prestressing in Bridges, ACI SP-120, 1989, S. 355-373
- [Naa89] **Naaman, A., Breen, J.:** External Prestressing in Bridges, ACI SP-120, 1989
- [Pod82] **Podolny W., Muller, J.:** Construction and Design of Prestressed Concrete Segmental Bridges, John Wiley and Sons, New York, 1982
- [Pod85] **Podolny, W.:** The Cause of Cracking in Post-Tensioned Concrete Box Girder Bridges and Retrofit Procedures, PCI-Journal, March-April 1985, S. 82-139

- [Pow88] **Powell, L., Breen, J., Kreger, M.:** State-of-the-Art Externally Post-Tensioned Bridges with Deviators, Research Report 365-1, Center for Transportation Research, The University of Texas at Austin, June 1988
- [Rab87] **Rabbat, B., Sowlat, K.:** Testing of Segmental Concrete Girders with External Tendons, PCI-Journal, March-April 1987, S. 86-107
- [Rad91] **Radloff, B., Kreger, M., Breen, J.:** Bonding of External Tendons at Deviators, Research Report 1209-1, Center for Highway Research, The University of Texas at Austin, January 1991
- [Ram89] **Ramirez, G.:** Behaviour of Unbonded Post-tensioning Segmental Beams with Multiple Shear Keys, Master Thesis, University of Texas at Austin, 1989
- [Reh82] **Rehm, G.; Franke L.:** Kleben im konstruktiven Betonbau, Heft 331 der Schriftenreihe des DAfStb, Berlin 1982
- [Rit99] **Ritter, W.:** Die Bauweise Hennebique; Schweizerische Bauzeitung 33, 1899
- [Rob93] **Roberts, C., Breen, J., Kreger, M.:** Measurement Based Revisions for Segmental Bridge Design and Construction Criteria, Research Report 1234-3F, Center for Transportation Research, The University of Texas at Austin, August 1993
- [Rob95] **Roberts-Wollmann, C., Breen, J., Kreger, M.:** Temperature Induced Deformations in Match Cast Segments, PCI Journal, July-August 1995, S. 62-71
- [Rom95] **Rombach, G.:** Bangkok Expressway - Segmentbrückenbau contra Verkehrschaos, aus: Aus dem Massivbau und seinem Umfeld (Hilsdorf, Kobler ed.), Schriftenreihe des Institutes für Massivbau und Baustofftechnologie, Universität Karlsruhe, 1995, S. 645-656
- [Rom98] **Rombach, G., Specker, A.:** Bemessung von profilierten Segmentfugen, in: Eibl, J. (Herausgeber): Externe Vorspannung und Segmentbauweise, Universität Karlsruhe, Ernst & Sohn, Berlin 1998, S. 303-313
- [Rom99a] **Rombach, G., Specker, A.:** Numerical Modelling of Segmental Bridges, ECCM 1999 Conference, München 31.08. – 03.09.1999

- [Rom99b] **Rombach, G., Specker, A.:** Numerische Simulation des Trag- und Verformungsverhaltens von Segmentbrücken, 17. CAD-FEM Users' Meeting, Sonthofen, 06.10. – 08.10.1999
- [Rom00] **Rombach G., Specker, A.:** Finite Element Analysis of Externally Prestressed Segmental Bridges, EM 2000 Conference, Austin, 21-24.05.2000
- [Sch78] **Scheuch, G.:** Französische Erfahrungen beim Bau von Balkenbrücken mit geklebten Betonfertigteilen, Die Bautechnik 55, Heft 12, 1978, S. 427-430
- [Sof94] **Sofia, M., Homs, E.:** Fabrication and Erection of Precast Concrete Segmental Boxes for Baldwin Bridge, PCI Journal, November-December 1994, S. 36-51
- [Ste67] **Steinle, A.:** Torsion und Profilverformung, Dissertation, Universität Stuttgart 1967
- [Ste70] **Steinle, A.:** Torsion und Profilverformung beim einzelligen Kastenträger, Beton- und Stahlbetonbau 65, Heft 9, 1970, S. 215-222
- [Tak94] **Takebayashi; T., Deeprasertwong, K., Leung, Y.:** A Full-Scale Destructive Test of a Precast Segmental Box Girder Bridge with Dry Joints and External Tendons, Proceedings of the Institution of Civil Engineers, August 1994, S. 297-315
- [Top68] **Topaloff, B.:** Geklebte Betonbrücken in Frankreich, VDI-Berichte Nr. 122, VDI-Verlag, Düsseldorf 1968, S. 43-47
- [Vie89] **Vielhaber, J.:** Vorspannung ohne Verbund im Segmentbrückenbau, Berichte aus dem Konstruktiven Ingenieurbau, Technische Universität Berlin, Heft 8, 1989
- [Vir88] **Virlogeux, M.:** Non-linear Analysis of Externally Prestressed Structures, Proceedings of the FIP-Symposium, Jerusalem 1988, S. 318-340
- [Wil75] **Willam, K., Warnke, E.:** Constitutive Model for the Triaxial Behaviour of Concrete, Proceedings, International Association for Bridge and Structural Engineering, Vol. 19, ISMES, Bergamo, Italy, 1975, S. 1-30
- [Zel61] **Zelger, C., Rüs, H.:** Der Einfluss von Fugen auf die Festigkeit von Fertigteilschalen, Beton- und Stahlbetonbau 56, Heft 10, 1961, S. 234-237

Anhang 1: Grundlagen zur Torsionstragfähigkeit

Bei Torsion unterscheidet man zwei verschiedene Arten, die St. Venantsche Torsion, auch zwangsfreie oder reine Torsion genannt, und die Wölbkrafttorsion. Können sich alle Querschnitte eines Stabes frei verwölben, spricht man von St. Venantscher Torsion, anderenfalls handelt es sich um Wölbkrafttorsion. Im Folgenden sollen die Grundlagen beider Torsionsarten besonders im Hinblick auf ihre Bedeutung im Massivbau kurz erläutert werden.

A1.1 St. Venantsche Torsion

Bei dieser Torsionsart können sich die Querschnitte eines Stabes frei verwölben, d. h. Verschiebungen in Richtung der Stabachse sind ungehindert möglich. Aus diesem Grund entstehen nur sogenannte primäre Schubspannungen τ_p . Voraussetzung für die Gültigkeit dieser Theorie sind eine konstant über die gesamte Stablänge verteilte Torsionsbelastung und ein Stab mit elastischem Werkstoff, dessen Querschnittsform unter der Belastung erhalten bleibt. Die allgemeine Torsionsdifferentialgleichung für prismatische Stäbe ergibt sich dann zu:

$$\frac{dv}{dx} = \frac{M_T}{G \cdot I_T} \dots\dots\dots \text{Gl. A1.1}$$

mit:	v	Verdrehung des Querschnitts
	I_T	Drillwiderstand
	M_T	konstantes Torsionsmoment
	G	Schubmodul

Damit können die Verdrehungen aus Torsion als Funktion des Drillwiderstandes bestimmt werden. Für dünnwandige Hohlquerschnitte, wie z. B. den Hohlkastenquerschnitt einer Brücke, berechnet sich der Drillwiderstand aus der 2. Bredtschen Formel. Die Schubspannungen τ_p sind gleichmäßig über die Wanddicke verteilt. Damit ergibt sich entlang der Querschnittsmittellinie ein konstanter Schubfluss (1. Bredtsche Formel):

$$T = \tau_p \cdot t = \frac{M_T}{2 \cdot A_T} \dots\dots\dots \text{Gl. A1.2}$$

mit:	A_T	von der Mittellinie des Hohlprofils eingeschlossene Fläche
	t	Wanddicke

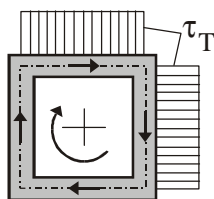


Abb. A1.1: St. Venantsche Torsion eines Hohlkastenquerschnitts [Leo84]

A1.2 Wölbkrafttorsion

Die Voraussetzungen der St. Venantschen Torsion können von realen Konstruktionen nicht erfüllt werden. Die äußere Torsionsbelastung ist selten konstant und die freie Verformung in Richtung der Stabachse wird zumindest an den Auflagern behindert. Durch Lagerung und Belastung entstehen also Wölbbehinderungen und damit sogenannte sekundäre Spannungen (σ_ω , τ_ω), die mit Hilfe der Wölbkrafttorsion erfasst werden können. Voraussetzungen sind abschnittsweise konstante Querschnittsabmessungen in Längsrichtung und ein über die ganze Trägerlänge starrer Querschnitt. Damit ergibt sich die Differentialgleichung der Wölbkrafttorsion zu:

$$M_T = M_{TP} + M_{TS} = GI_T \frac{dv}{dx} + EI_\omega \frac{d^3v}{dx^3} \dots\dots\dots \text{Gl. A1.3}$$

mit: v Verdrehung des Querschnitts
 GI_T Torsionssteifigkeit
 EI_ω Wölbsteifigkeit
 I_ω Wölbwiderstand

Das äußere Torsionsmoment M_T wird in ein primäres Torsionsmoment M_{TP} (St. Venantsche Torsion) und ein sekundäres Torsionsmoment M_{TS} (Wölbkrafttorsion) aufgeteilt. Ist die freie Verschiebung des Querschnitts in Richtung der Stabachse behindert, entstehen aus der Dehnung bzw. Stauchung der Querschnittsfasern Normalspannungen σ_ω . Da im Allgemeinen die Größe der Wölbbehinderungen entlang der Stabachse veränderlich ist, kommt es zu einem Abklingen dieser Normalspannungen in einem bestimmten Abstand von der Störstelle. Dadurch entstehen aus Gleichgewichtsgründen sekundäre Schubspannungen τ_ω , die das sekundäre Torsionsmoment bilden. Aus diesem Grund ist die Aufteilung in ein primäres und sekundäres Torsionsmoment entlang der Stabachse veränderlich.

Aus der Lösung der Differentialgleichung erhält man die für die Wölbkrafttorsion charakteristischen Größen, aus denen die Spannungsverteilung über den Querschnitt ermittelt werden kann.

St. Venantscher Anteil:

$$\frac{d\upsilon}{dx} = \frac{M_{TP}}{G \cdot I_T}, \quad \tau_p = \frac{M_{TP}}{2 \cdot A_T \cdot t} \dots\dots\dots \text{Gl. A1.4}$$

Bimomentenanteil:

$$\frac{d^2\upsilon}{dx^2} = -\frac{M_\omega}{E \cdot I_\omega}, \quad \sigma_\omega = -\frac{M_\omega}{I_\omega} \cdot \varphi_M \dots\dots\dots \text{Gl. A1.5}$$

Wölbkraftanteil:

$$\frac{d^3\upsilon}{dx^3} = -\frac{M_{TS}}{E \cdot I_\omega}, \quad \tau_\omega = \frac{M_{TS}}{I_\omega \cdot t} \cdot (S_{\omega,M} - \Phi_I) \dots\dots\dots \text{Gl. A1.6}$$

mit	φ_M	Einheitsverwölbung
	$S_{\omega,M}$	statisches Wölbmoment
	Φ_I	Integrationskonstante

In Analogie zur Differentialgleichung der Balkenbiegung besteht zwischen dem sekundären Torsionsmoment und dem Bimoment der gleiche Zusammenhang wie zwischen der Querkraft und dem Biegemoment.

A1.3 Profilverformung

Die Voraussetzung der Wölbkrafttorsion, ein über die Trägerlänge starrer Querschnitt, ist nicht mehr gegeben, wenn keine ausreichende Queraussteifung vorhanden ist. Dies ist im Massivbau aufgrund der erschwerten Ausführung von Querscheiben im Gegensatz zum Stahlbau oft der Fall. Deshalb bewirken äußere Torsionsmomente zusätzlich zur Verdrehung eine Profilverformung, bei der sich die Querschnittskanten gegeneinander verschieben (s. Abb. A1.2). Die Differentialgleichung der Profilverformung, die dieselbe Form wie die des querbelasteten Balkens mit elastischer Bettung hat, lässt sich nach Steinle [Ste67] aus einer Rahmenberechnung ableiten zu:

$$\frac{p(x)}{4} \cdot a = EI_R \frac{d\gamma}{dx} + EI_\omega \frac{d^4\gamma}{dx^4} \dots\dots\dots \text{Gl. A1.7}$$

- mit: γ Verdrehung der Gurtscheibe gegenüber der Stegscheibe (s. Abb. A1.2)
 EI_R Rahmensteifigkeit des Hohlkastens
 EI_ω Wölbsteifigkeit
 $p(x), a$ s. Abb. A1.2

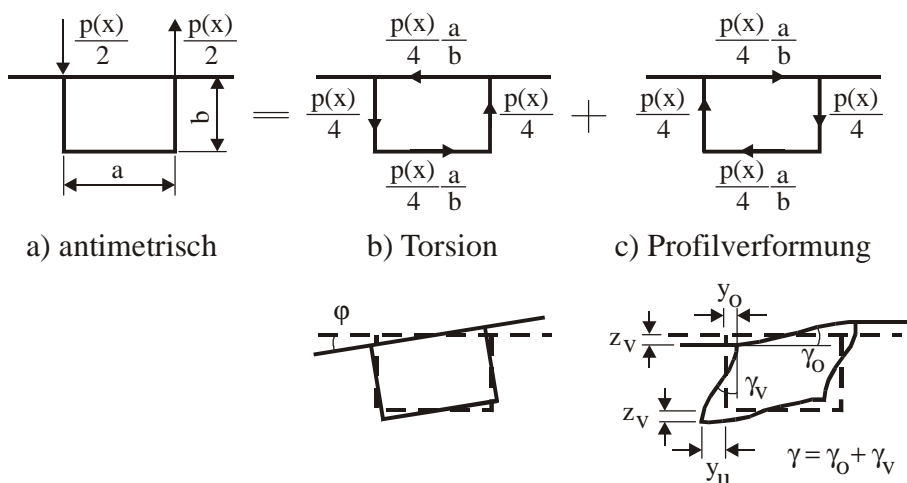


Abb. A1.2: Zerlegung einer antimetrischen Lastgruppe in Torsion und Profilverformung [Ste70]

Der Querschnitt verformt sich wie ein biegesteifes Faltnetz. Infolge unterschiedlicher Kantendehnungen (Verwölbungen infolge Profilverformung) und Querbiegemomente erhält man aus der Profilverformung zusätzliche Normalspannungen. Diese Spannungen $\sigma_{\omega,II}$ stehen mit sich im Gleichgewicht und haben deshalb keinen Einfluss auf das äußere Gleichgewicht. Sie lassen sich durch Lösung der Differentialgleichung aus dem Bimoment der Profilverformung $M_{\omega,II}$ berechnen.

$$\frac{d^2 \gamma}{dx^2} = -\frac{M_{\omega,II}}{E \cdot I_\omega}, \quad \sigma_{\omega,II} = \frac{M_{\omega,II}}{I_\omega} \cdot \varphi_M \dots\dots\dots \text{Gl. A1.8}$$

A1.4 Wölbkrafttorsion und Profilverformung im Massivbau

Im Stahl- bzw. Spannbetonbau gelten die oben angegebenen Formeln nur für Trägerbereiche, die im Zustand I verbleiben. Im Zustand II sinkt die Torsionssteifigkeit so stark ab, dass Zwängungen und damit Zwangstorsionsmomente schnell abgemindert werden. Dies gilt auch für Wölbbehinderungen. Aus diesem Grund werden die aus der Wölbkrafttorsion und der Profilverformung resultierenden Spannungen bei der Bemessung häufig vernachlässigt, obwohl bei den im Massivbau üblichen Querschnitten Wölbkrafttorsion vorkommen kann.

Anhang 2: Ergebnisse der FE-Berechnungen aus Kapitel 5

In den folgenden Tabellen sind die in der Parameterstudie in Kapitel 5.4 und in Kapitel 5.6 untersuchten Systeme beschrieben. Die in den numerischen Berechnungen ermittelten Bruchlasten sind in [kN] und die Abmessungen in [mm] angegeben.

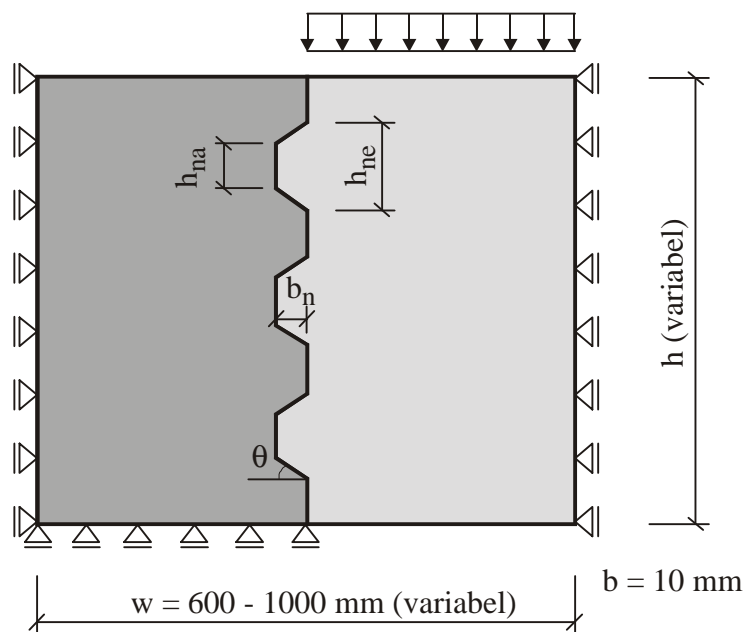


Abb. A2.1: Abmessungen und Bezeichnungen des Berechnungsmodells

1 Anzahl der Schubnocken

Abmessungen: $h_{ne}/h_{na} = 100/50$ mm, $b_n = 35$ mm, $\theta = 35,5^\circ$, $w = 300$ mm, $f_{ck} = 40$ N/mm², $b = 10$ mm (Standardmodell)

Druckspannung [N/mm ²]	1 Nocke	2 Nocken	3 Nocken	4 Nocken	5 Nocken
0	8,5	15,3	23,7	33,6	42,9
3	11,9	21,5	31,6	45,2	59,3
5	15,8	25,4	39,6	56,5	66,1
10	21,2	38,4	53,7	71,2	89,0

2 Betonfestigkeit

Abmessungen: $h_{ne}/h_{na} = 100/50$ mm, $b_n = 35$ mm, $\theta = 35,5^\circ$, $w = 300$ mm,
 $b = 10$ mm

1 Schubnocke			
Druckspannung [N/mm ²]	$f_{ck} = 30$ N/mm ²	$f_{ck} = 40$ N/mm ²	$f_{ck} = 50$ N/mm ²
0	17,8	23,7	29,7
3	27,7	31,6	35,6
5	33,9	39,6	42,4
10	48,0	53,7	59,3
3 Schubnocken			
0	6,8	8,5	11,9
3	10,2	11,9	13,6
5	12,4	15,8	17,0
10	18,4	21,2	24,0

3 Gesamtgröße

Abmessungen: $\theta = 35,5^\circ$, $w = 300$ mm, $b = 10$ mm

1 Schubnocke				
Druckspannung [N/mm ²]	halbe Größe $h_{ne} / h_{na} = 50/25,$ $b_n = 17.5$	Standard $h_{ne} / h_{na} = 100/50,$ $b_n = 35$	zweifache Größe $h_{ne} / h_{na} = 200/100,$ $b_n = 70$	dreifache Größe $h_{ne} / h_{na} = 300/150,$ $b_n = 105$
0	4,5	8,5	18,3	27,9
3	7,6	11,9	24,0	34,6
5	9,5	15,8	27,1	39,8
10	14,2	21,2	36,4	49,0
3 Schubnocken				
0	11,0	23,7	47,0	73,0
3	16,5	31,6	65,1	105,7
5	20,3	39,6	81,4	113,6
10	28,6	53,7	102,8	141,0

4 Höhe h_{ne} Abmessungen: $b_n = 35 \text{ mm}$, $\theta = 35,5^\circ$, $b = 10 \text{ mm}$

1 Schubnocke					
Druckspannung [N/mm ²]	$h_{ne} = 100$, $h_{na} = 50$, $w = 300$	$h_{ne} = 150$, $h_{na} = 100$, $w = 300$	$h_{ne} = 200$, $h_{na} = 150$, $w = 300$	$h_{ne} = 250$, $h_{na} = 200$, $w = 500$	$h_{ne} = 300$, $h_{na} = 250$, $w = 500$
0	8,5	12,7	14,7	12,2	13,6
3	11,9	15,8	17,0	19,2	21,2
5	15,8	18,6	22,6	24,4	25,7
10	21,2	27,1	30,5	36,7	38,4
3 Schubnocken					
0	23,7	34,4	36,7	42,3	38,6
3	31,6	49,9	63,3	70,5	78,6
5	39,6	62,3	84,8	94,9	105,8
10	53,7	84,8	107,4	110,7	124,9

5 Breite b_n Abmessungen: $h_{ne} = 200 \text{ mm}$, $\theta = 35,5^\circ$, $w = 300 \text{ mm}$, $b = 10 \text{ mm}$

1 Schubnocke				
Druckspannung [N/mm ²]	$b_n = 17,5$, $h_{na} = 175$	$b_n = 35$, $h_{na} = 150$	$b_n = 70$, $h_{na} = 100$	$b_n = 105$, $h_{na} = 50$
0	29,4	14,7	18,3	23,1
3	54,2	17,0	24,0	25,4
5	66,4	22,6	27,1	27,1
10	99,0	30,5	36,4	36,2
3 Schubnocken				
0	8,1	36,7	47,0	49,9
3	15,5	63,3	65,1	65,1
5	18,6	84,8	81,4	77,7
10	26,7	107,4	102,8	96,5

6 Winkel θ

Abmessungen: $h_{ne} = 200$ mm, $b_n = 35$ mm, $w = 300$ mm, $b = 10$ mm

1 Schubnocke						
Druckspannung [N/mm ²]	$\theta = 0^\circ$, $h_{na} = 200$	$\theta = 20^\circ$, $h_{na} = 174.5$	$\theta = 35,5^\circ$, $h_{na} = 150$	$\theta = 45^\circ$, $h_{na} = 130$	$\theta = 56^\circ$, $h_{na} = 96.2$	$\theta = 67,5^\circ$, $h_{na} = 31$
0	15,3	17,3	14,7	16,3	16,3	16,3
3	21,2	19,8	17,0	19,8	19,8	21,2
5	22,8	24,5	22,6	22,8	24,5	24,5
10	29,8	37,3	30,5	32,3	29,8	29,8
3 Schubnocken						
Druckspannung [N/mm ²]	$\theta = 0^\circ$, $h_{na} = 200$	$\theta = 20^\circ$, $h_{na} = 174.5$	$\theta = 35,5^\circ$, $h_{na} = 150$	$\theta = 45^\circ$, $h_{na} = 130$	$\theta = 60^\circ$, $h_{na} = 78.6$	$\theta = 67,5^\circ$, $h_{na} = 31$
0	42,4	39,6	36,7	31,1	36,7	39,6
3	67,2	63,3	63,3	59,3	47,5	51,4
5	84,8	79,1	84,8	73,5	62,2	62,2
10	101,7	101,7	107,4	101,7	96,1	79,1

7 Druckspannung

Standardabmessungen

Druckspannung [N/mm ²]	1 Schubnocke	3 Schubnocken
0	8.5	23.7
3	11.9	31.6
5	15.8	39.6
10	21.2	53.7
15	26.4	67.6
20	26.4	67.6
25	26.4	72.8
30	20.3	41.6
35	8.1	4.6

8 Öffnung der Fuge in horizontaler Richtung (Kapitel 5.6.1)

Standardabmessungen, Ergebnisse in % bezogen auf die Bruchlast für ein geschlossenes System mit $\sigma_n = 0 \text{ N/mm}^2$

Fugenöffnung [mm]	1 Nocke	3 Nocken
0	100 %	100 %
0,1	98,4 %	98,3 %
0,5	89,5 %	89,8 %
1	85,8 %	83,1 %
5	79,0 %	78,8 %
10	65,4 %	72,0 %
15	54,2 %	66,1 %
20	51,6 %	52,1 %
25	40,3 %	45,3 %
30	34,6 %	36,0 %
34	10,9 %	13,1 %
35	0 %	0 %

9 Öffnung der Fuge infolge von Imperfektionen (Kapitel 5.6.2)

Standardabmessungen

3 Schubnocken					
Druckspannung [N/mm ²]	Spaltbreite 0 mm	Spaltbreite 0,05 mm	Spaltbreite 0,1 mm	Spaltbreite 0,5 mm	Spaltbreite 1,0 mm
0	23,7	23,7	20,3	17,0	17,0
3	31,6	31,6	29,8	27,3	27,3
5	39,6	39,6	33,6	33,6	33,6
10	53,7	53,7	47,5	47,5	47,5