534 | Mai 1993

SCHRIFTENREIHE SCHIFFBAU

Edzard-Claas Brünner

# Ein Beitrag zur Festigkeit gesickter Wände in schiffbaulichen Stahlstrukturen

TUHH
Technische Universität Hamburg-Harburg

**Ein Beitrag zur Festigkeit gesickter Wände in schiffbaulichen Stahlstrukturen**

Edzard-Claas Brünner, Hamburg, Technische Universität Hamburg-Harburg, 1993

ISBN: 3-89220-534-5


Schriftenreihe Schiffbau
Schwarzenbergstraße 95c
D-21073 Hamburg

http://www.tuhh.de/vss

# Ein Beitrag zur Festigkeit gesickter Wände in schiffbaulichen Stahlstrukturen

Dissertation
zur Erlangung des Grades
Doktor-Ingenieur
der Universität Hamburg

vorgelegt von
Edzard-Claas Brünner
aus Osnabrück

Hamburg
im November 1992

# Inhaltsverzeichnis

# 1 Einleitung

## 1.1 Aufgabenstellung und Zielsetzung

Für leichte Wände werden im Schiffbau überwiegend Konstruktionen eingesetzt, die aus Platten mit aufgesetzten Profilen bestehen, sei es für Tankwände oder Wände zur Unterteilung des UnterDeckraumes eines Schiffes. Die Auslegung dieser Wände erfolgt bei Laterallast nach dem Prinzip des Balkens mit einem mittragenden Plattenstreifen unter einer Streckenlast. Bei einer Belastung in der Plattenebene (Druck/Schub) wird die Sicherheit des orthotropen Gesamtfeldes (Platte mit Steifen) bzw. der freien Felder zwischen den Steifen gegen Beulen nach der linearen Beultheorie bestimmt. Diese Auslegungspraxis ist für diese Art von Bauteilen bewährt.

Will man nach Alternativen zu den bisher üblichen Bauformen suchen, müssen auch die Bemessungsregeln und die bisherigen Konstruktionsprinzipien überprüft werden. Es stellen sich die Fragen:

- Gibt es eine Alternative zu den bisherigen Bauformen, die einen wirtschaftlichen Vorteil bieten?
- Sind die bisherigen Bemessungsregeln auf die Alternative anwendbar?
- Welche Sicherheit bietet die Anwendung der bisherigen Bemessungsregeln?
- Gibt es ein anderes Konzept der Bemessung für diese Bauteile, das eine vergleichbare Sicherheit bei einem wirtschaftlichen Vorteil bietet?
- Können bisherige Konstruktionsprinzipien beibehalten werden, oder müssen neue Wege beschritten werden?

Im Rahmen dieser Arbeit soll eine Alternative zu profilversteiften Wänden untersucht werden. Die Alternative ist bereits im Einsatz, einige der oben gestellten Fragen sind schon durch die Praxis beantwortet, es gibt aber dennoch offene Fragen, die hier näher untersucht werden sollen. Eine Alternative zu den profilversteiften Wänden können gesickte Wände sein. Bekannte Vorteile gegenüber den konventionell versteiften Wänden sind:

- Senkung des Fertigungsaufwands durch Vereinfachung der Konstruktion.
- Senkung der Fertigungskosten durch Verringerung der Schweißnahtlängen und Fortfall der schweißbedingten Richtarbeiten.
- Senkung der Materialkosten durch Gewichtseinsparung, durch Fortfall der Schweißzusatzwerkstoffe und durch Verringerung des Profilanteils am Gesamtstahlgewicht gegenüber dem Plattenmaterial.

Das Tragverhalten gesickter Wände unter Lateralbelastung wurde bereits in einem FDS-Vorhaben [32] an Tankwänden untersucht. Weitere Arbeiten behandeln die Einbindung der Wände in die Gesamtstruktur sowie die optimale Gestaltung unter dem Gesichtspunkt der Gewichtseinsparung [35], [34].

Im Rahmen eines vom Autor betreuten Forschungsvorhabens [7] wurde das Tragverhalten gesickter Wände unter Druck- und Schubbelastung im Experiment untersucht. Dafür wurden Traglastversuche und begleitend dazu FE-Berechnungen für die Versuchsmodelle durchgeführt.

Es wurden Versuche mit sechs Modellen durchgeführt. Die Modelle unterschieden sich durch die Anordnung von Fensteröffnungen bzw. im Abstand der Versteifungen. Ein Modell war mit

HP-Profilen versteift. Mit allen Modellen wurden im elastischen Bereich Versuche unter Druckbelastung in Sickenrichtung und unter Schubbelastung durchgeführt. Mit dem ersten Modell wurde ein Traglastversuch unter Druckbelastung durchgeführt, die übrigen Modelle wurden unter Schub bis zum Versagen belastet.

Ziel dieser Arbeit ist es, anhand der Versuchsergebnisse die Anwendbarkeit der bisherigen Bemessungsregeln zu bewerten und gegebenenfalls einen Vorschlag zur Bemessung der gesickten Wände zu erarbeiten. Weiterhin wird überprüft, ob es zur bisherigen Praxis der Einbindung gesickter Wände in die Gesamtstruktur eine Alternative gibt. Dabei soll die Sichtweise der Balkentragwerke mit Beplattung aufgegeben werden und durch die Betrachtung der Wände als orthotrope Platten ersetzt werden.

## 1.2 Darstellungen in der Literatur zum Tragverhalten formgebend versteifter Flächenbauteile

Bei einer Betrachtung bisheriger Veröffentlichungen ist festzustellen, daß der Begriff „gesickt“ keine eindeutige Beschreibung der Gestalt eines solchen Flächentragwerkes gibt. So wird in der englischsprachigen Literatur von 'corrugated' oder 'swedged plates' gesprochen. 'Corrugated' wird mit gesickt übersetzt, gemeint ist aber ein Bauteil, das im deutschen Sprachgebrauch eher einem Faltenschott mit gleichmäßig breiten Teilfeldern zwischen den zur Plattenebene abgewinkelten Stegstreifen entspricht. Sind in eine Platte Sicken eingepreßt, deren Abmessungen gegenüber dem Abstand der Sicken zueinander klein sind, wird von 'swedged plates' gesprochen. Als Oberbegriff für diese Flächentragwerke soll an dieser Stelle die Bezeichnung 'formgebend versteifte Platte' verwendet werden.

Bedingt durch die leichtere Bauart und den Fortfall zeit- und materialaufwendiger Verbindungstechniken, wie sie bei den konventionell versteiften Platten nötig sind, haben die Flugzeugbauer erstmalig versucht, das Tragverhalten von gewellten Blechen zu bestimmen. Bergmann und Reißner [5] geben für ein sinusförmig gewelltes Blech die Differentialgleichung der orthotropen Platte an, wobei die Biegesteifigkeit des Plattenfeldes um die Achse parallel zu den Wellen zu 0 gesetzt wird. Mit einem geeigneten Verformungsansatz und der Energiemethode werden die Beuleigenwerte berechnet. Dieses Verfahren ist nur im linear-elastischen Bereich und bei kontinuierlicher Form des Bleches (Wellblech) anwendbar. Toda [37] erarbeitet später ebenfalls auf der Basis der Energiemethode mit Fourier-Reihen als Verformungsansatz eine Methode zur Berechnung der Beulwerte für sinusförmig gewelltes Blech. Die Differentialgleichungen der orthotropen Platte liefern ebenfalls die Grundlage für eine Arbeit aus dem schiffbaulichen Bereich. Smith [33] stellt ein Verfahren vor mit dem in der Phase der Vordimensionierung das Festigkeitsverhalten versteifter Platten bestimmt wird.

Peterson und Card [26] berechnen ebenfalls mit der Differentialgleichung der orthotropen Platte Beulwerte für gefaltete Stege von hochstegigen Leichtträgern unter Schubbelastung. Bei diesen Berechnungen wurden die Tiefe der Falten und die Randeinspannung variiert. Die Falten waren trapezförmig. Im Gegensatz zu profilversteiften Platten, bei denen der Einfluß der Drillsteifigkeit des Profils auf das orthotrope Beulverhalten dieser Flächentragwerke gering ist, wurde sie in diesen Berechnungen berücksichtigt. Versuche, die von den Autoren durchgeführt wurden, ergaben, daß die gemessenen Versagensspannungen ca. 5 % unter den zuvor berechneten lagen. Dieser Unterschied wird damit erklärt, daß im Versuch eine ungleichmäßigere Spannungsverteilung vorlag als unter den idealen Bedingungen einer orthotropen Plattenberechnung. Aus dem Verformungsverhalten kann man schließen, daß das Grenztragverhalten der Faltenstege als „gutmütig“zu bezeichnen ist. Es gab keine Verzweigungslast in dem Sinne, daß die Konstruktion schlagartig zusammenbrach. Statt dessen nahm die Verformung der Versuchskörper von Beginn an stetig zu, bis ein ausgeprägtes Fließen der Konstruktion unter Ausbildung der markanten Diagonalfalten auftrat. Dieses Verhalten steht im Gegensatz zu ebenen Platten. Auf den

Gewichtsvorteil der gefalteten Konstruktion gegenüber der konventionellen wird abschließend hingewiesen. Ein Aspekt, der auch für schiffbauliche Anwendungen interessant ist, wird von den Autoren nur am Rande erwähnt: Es ist der Abbau von Spannungen in Querrichtung zu den Falten. Wärmespannungen innerhalb des Blechfeldes - z.B. bei Tankwänden von beheizten Bunkertanks - werden so in Folge einer Art Balgeneffekt abgebaut.

Klöppel, Obenauer und Protte [19] führen im Jahr 1961 ebenfalls Versuche mit profilierten Blechen als Stege für Leichtträger durch. Die Autoren beschreiben Versuche, bei denen die Bleche unter Druck und unter Schub belastet werden. Eine Kombination der beiden Belastungsarten wird nicht vorgenommen. Ziel der Arbeit ist, ein möglichst einfaches Verfahren zur Ermittlung der Versagenslasten dieser Bauteile vorzustellen. Für den Schubbelastungsfall werden die Beulwerte nach Tafeln [20], [18] für orthotrope Platten verwendet. Für den Druckbelastungsfall wird eine Trägerrostrechnung nach der Energiemethode vorgeschlagen. Dabei werden die Halbwellen einer Falte in der Berechnung wie Knickstäbe betrachtet. Als Randbedingung wird der Eulerfall 2 (drehbare unverschiebliche Lagerung der Querränder und freie Längsränder) angenommen. Für beide Belastungsarten wird eine gute Übereinstimmung zwischen Berechnung und Experiment erzielt. Für ein regelmäßig gesicktes Blech, wie es hier im Falle eines Faltensteges vorliegt, ist diese Betrachtungsweise angebracht. Für die im Rahmen dieser Arbeit zu untersuchenden gesickten Wände stellt sich die Frage, ob das Beulen der im Verhältnis zu den Gesamtabmessungen breiten Einzelfelder das Versagen der Bauteile maßgeblich beinflußt. Wird für die hier untersuchten Wände ein Beulsicherheitsnachweis geführt, so wird im Bereich der schiffbauüblichen Abmessungen als niedrigster Wert meist der Beulwert des Einzelfeldes ermittelt.

Weitere Untersuchungen an profilierten Blechen werden von Baehre [2], [1] durchgeführt. Es handelt sich dabei um dünne gleichmäßig gefaltete Bleche, wie sie im Stahlhochbau für den einschaligen Wand- und Deckenaufbau eingesetzt werden. Die Trapezprofile übernehmen dabei die Funktion des Schubverbandes. Die Bemessung gegen ein Stabilitätsversagen erfolgt hier unter der Annahme einer orthotropen Platte.

Einen recht umfangreichen Überblick über bisher veröffentlichte Versuche zum Stabilitätsverhalten gibt Herzog in [16], [15]. Es werden dort Näherungsformeln vorgestellt, die auf der Auswertung einer Vielzahl fremder Versuchsergebnisse beruhen. Die Arbeit [16] geht gezielt auf Versuche an Leichtträgern mit Faltenstegen ein. Der Autor wertet 18 Versuche verschiedener Institute aus, bei denen die Stege regelmäßig gefaltet sind. Solche Träger werden im Stahlbau vermehrt bei weitgespannten Dachkonstruktionen eingesetzt. Die Dicke der Stege liegt in einem Bereich von $0,85 \ldots 2,62\ mm$, die Steghöhe reicht von $600 \ldots 2000\ mm$, die Faltenbreite von $40 \ldots 140\ mm$. Damit ergeben sich Verhältniswerte $b/t = 2,7 \ldots 147$ und $\alpha = 4,3 \ldots 28,6$ für die von Falte zu Falte reichenden ebenen Blechfelder. Im Bereich dieser Verhältniswerte liegen auch die schiffbauüblichen Abmessungen. Gestützt auf die veröffentlichten Versuchsergebnisse gibt Herzog eine Interaktionsformel vom Rankine-Typ für die örtliche Schubtragfähigkeit an:

$$\tau_u = \frac{0,8 \cdot \tau_y}{\sqrt{1 + (\tau_y/\tau_{Ki})^2}}$$

Für diese Formel reicht die Kenntnis zweier Werte, der plastischen Schubspannung $\tau_y$ und der krit. Schubspannung $\tau_{Ki}$ nach der linearen Beultheorie. Stellt man diese Formel wie folgt um,

$$\overline{\sigma}_u = \frac{\tau_u}{\tau_y} = \frac{0,8}{\sqrt{1 + \overline{\lambda}_V^4}} \qquad \text{mit: } \overline{\lambda}_V^2 = \frac{\tau_y}{\tau_{Ki}}$$

erkennt man die Ähnlichkeit des Vorschlages mit der dimensionslosen Darstellung der bezogenen Beulspannung $\overline{\sigma}_{VK}$ über dem Schlankheitsgrad $\overline{\lambda}_V$, wie sie in der DASt-Richtlinie 12 [29] für die

Abminderung der idealen Beulvergleichsspannung eingeführt wird. In Abb. 1 sind die beiden Kurven zum Vergleich aufgetragen. Die Anwendbarkeit dieses Vorschlages soll später überprüft werden.

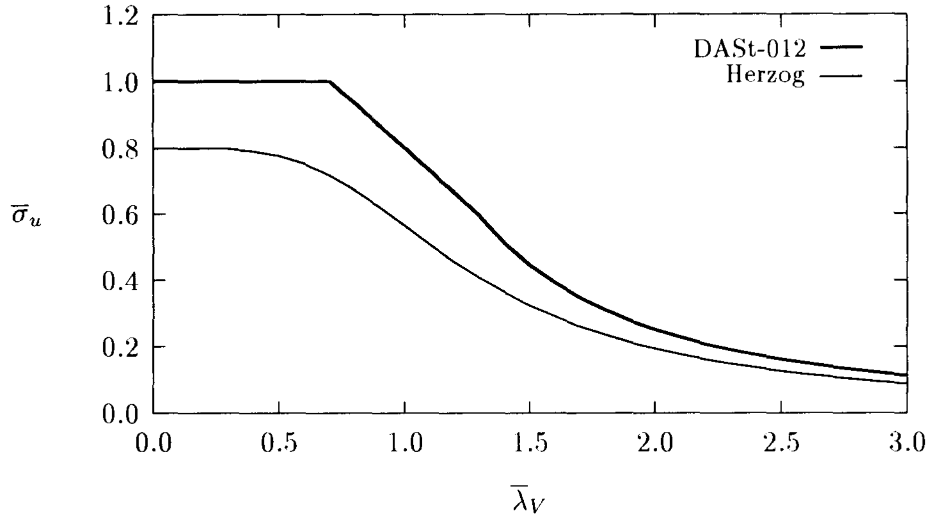



Abb. 1: Bezogene Beulspannung über dem bezogenen Vergleichsschlankheitsgrad nach [29] und [16]

Eine systematische Untersuchung des Tragverhaltens von Faltschotten wird von Caldwell [8] im Jahr 1955 vorgestellt. Dort wird für regelmäßig gefaltete Schottquerschnitte, wie sie z.B. als Laderaumendschotte in Bulkcarriern eingesetzt werden, das Tragverhalten unter Lateralbelastung untersucht. Dazu werden Modelle mit unterschiedlichen Faltenformen von der Dreiecksfalte über Trapezfalten bis hin zu Rechteckfalten erstellt und einer über die Länge des Versuchsmodells konstanten Biegebeanspruchung ausgesetzt. Die Versuche werden an Platten mit mehreren Falten durchgeführt, sowie an Streifen mit einer Falte. Da die Felder in regelmäßigen Abständen gefaltet sind, kann bei der Bemessung des Plattenfeldes die Balkentheorie angewendet werden, wobei je eine Falte als Balken betrachtet wird. Ausgehend von der Geometrie der Falten wird für die Bemessung das Flächenträgheitsmoment, das Widerstandsmoment und das plastische Widerstandsmoment bestimmt. Da es in den Versuchen bei Biegebeanspruchung in einigen Fällen im Gurtbereich der Falten zu Beulerscheinungen kam, die das Versagen einleiteten, wird eine Funktion für die kritische Dehnung der Gurte, bei der Beulen auftritt, angegeben. Das Tragverhalten unter Druck bzw. Schub in der Ebene des Plattenfeldes wird nicht untersucht.

Bell und Viner [3] untersuchen ebenfalls das Tragverhalten gesickter Wände unter Lateralbelastung, sowie unter Druck in der Ebene. Die Untersuchung führt Vergleiche zu konventionell mit Profilen versteiften Wänden durch. Es werden sechs verschiedene Sickenformen, bei denen die Tiefe variiert wird, untersucht. Als berechneter Vergleichswert wird die kritische Beulspannung nach der linearen Theorie herangezogen. Bei der Berechnung der Beulspannung wird als Feldbreite die ebene Breite des Blechfeldes zwischen den Sicken angenommen. Als Ergebnis wird festgestellt, daß sich bei gleichem Steifenabstand für die gesickten Wände höhere Beulspannungen ergeben. Der Grund hierfür ist zum einen die geringere freie Feldbreite und zum anderen die Teileinspannung der Feldränder. Diese Teileinspannung bewirkt, daß die Felder unter Druckbelastung nicht so stark wie bei profilversteiften Wänden ausweichen und bis zum Versagen der Gesamtkonstruktion zu fast 100% mittragen. Dieses Ergebnis wird durch die Darstellung der Versuchsergebnisse dokumentiert. Als Berechnungsvorschlag für die Tragspannung wird die Euler-Knickspannung für einen Blechstreifen mit Sicke als Knickstab unter Berücksichtigung der Abminderung - bezogen auf die Streckgrenze des Materials - angegeben. Dieser Vorschlag wurde auf die profilversteiften und gesickten Wände angewendet, für die gesickten Wände wurde eine zufriedenstellende Übereinstimmung gefunden.

Die Biegesteifigkeit von Sicken wird ebenfalls in [3] untersucht, wobei dort ein Vergleich der Steifigkeiten von Sicken und Profilversteifungen durchgeführt wird. Eine Auftragung der Flächenträgheitsmomente der Versteifung zusammen mit dem mittragenden Plattenstreifen über der Querschnittsfläche zeigt deutlich den Gewichtsvorteil der Sicken. Während in [3] lediglich eine Sickenform untersucht wird, wird bei Williams [41] ein Vergleich unterschiedlicher Sickenformen durchgeführt. Die untersuchten Formen reichen von dreiecksförmigen, über runde und trapezförmige bis zu rechteckigen Sicken. Bezogen auf den Querschnitt einer Sicke liefert eine scharfkantige rechteckige Sicke die höchste Biegesteifigkeit. Unter den Gesichtspunkten der Fertigung durch Pressen und der damit verbundenen Eigenspannungen bei scharfkantigen Querschnitten stellt die auf deutschen Werften übliche trapezförmige Sicke mit einem Winkel von 45° einen sinnvollen Kompromiß dar.

In [30] wird aus dem Bereich des Flugzeugbaus eine nichtlineare Berechnung fr einen gedrückten Trapezträger aus Aluminium vorgestellt. die Berechnung werden mit dem Programm MARC duchgeführt und zeigen eine gute Übereinstimmung zwischen Versuch und Berechnung.

Ein Vergleich des Eigenschwingungsverhaltens gesickter Wände mit profilversteiften Wänden [22] zeigt deutliche Vorteile der gesickten Wände auf. Bei vergleichbarer Biegesteifigkeit der Platte mit Versteifung ergeben sich für die gesickten Platten höhere Eigenfrequenzen als für profilversteifte. Der Grund liegt, wie beim Beulverhalten auch, in der Teileinspannung der Längsränder der Einzelfelder sowie in der Veränderung des Seitenverhältnisses der Einzelfelder bei vergleichbarem Versteifungsabstand. Im Falle der Plattenschwingung bilden die Kontaktlinien zwischen Profil und Platte die Knotenlinien der Schwingungsform, die Höhe der Eigenfrequenz wird von der Masse des Profils sowie dessen Torsionssteifigkeit beeinflußt.

## 1.3 Stand der Bemessungspraxis stabilitätsgefährdeter Bauteile

Die Bemessung von plattenförmigen Bauteilen mit aufgesetzten Versteifungen oder formgebend versteifter Platten wird in mehreren Richtlinien festgelegt. Der Schwerpunkt liegt dabei auf der Auslegung von Stegblechen für hochstegige Träger mit I-förmigem Querschnitt, wie sie im Stahlhochbau anzutreffen sind. Der Einsatz von Plattenbauteilen als Wände mit den entsprechenden geometrischen Verhältnissen dagegen beschränkt sich weitgehend auf den schiffbaulichen Bereich. Vergleichbare Bauteile im Stahlhochbau sind die Gurtungsbereiche von Kastenträgern großer Abmessungen, wie z.B. bei Brücken.

Alle Richtlinien fordern zunächst für jedes Bauteil eine Sicherheit gegen das Überschreiten der Streckgrenze des verwendeten Materials. Bei schlanken Bauteilen ist darüber hinaus der Nachweis zu führen, daß die Bauteile eine Sicherheit gegen Knicken bzw. Beulen aufweisen.

**Die DASt-Richtlinie 012** [29] wurde im Jahr 1978 als Ergänzung bzw. Ersatz für die DIN 4114 herausgegeben. Die DIN 4114 regelte den Nachweis der Beulsicherheit von Stegblechen vollwandiger Träger. Mehrfach ausgesteifte Blechfelder für allgemeinere Anwendungszwecke wurden dort noch nicht berücksichtigt. Die Entwicklung im Stahlbau und in der Schweißtechnik führte zu schlankeren Konstruktionen. Damit war die Notwendigkeit gegeben, eine Richtlinie zu entwerfen, die den Nachweis der Stabilität von plattenförmigen Bauteilen im allgemeinen

Fall regelt. In der Richtlinie werden Sicherheitsnachweise für isotrope Einzelfelder, mehrfach versteifte Plattenfelder und für schlanke stabförmige Bauteile, die aus Platten zusammengesetzt sind, geregelt.

Basierend auf der linearen Beultheorie wird für das nachzuweisende Bauteil die ideelle Beulvergleichsspannung $\sigma_{VKi}$ und damit der bezogene Vergleichsschlankheitsgrad $\overline{\lambda}_V$ berechnet. Mit der bereits erwähnten Beulspannungskurve (s. Abb. 1) wird die bezogene Beulspannung des Bauteils ermittelt. Die erforderliche Beulsicherheit $\nu^*_{B_{erf}}$ wird abhängig vom Lastfall ermittelt. Die tatsächlich einwirkende bez. Spannung multipliziert mit dem Sicherheitsfaktor $\nu^*_{B_{erf}}$ muß unter der bez. Beulspannung liegen. Eine Auslegung gegen die Traglast des Bauteils findet nicht statt, da der Beulsicherheitsnachweis auch gleichzeitig ein Gebrauchsfähigkeitsnachweis sein soll. Die Traglastreserven von Bauteilen im Bereich höherer Vergleichsschlankheitsgrade werden nicht berücksichtigt.

Für versteifte Plattenfelder muß bei gedrückten Steifen eine mittragende Plattenbreite berechnet werden, um das Flächenmoment 2.Ordnung der Steifen zu bestimmen. Die Bestimmung der mittragenden Breite erfolgt durch eine Funktion $\frac{b_m}{b} = f(\frac{b}{t \cdot \lambda_F})$. Darin ist der Bezugsschlankheitsgrad $\lambda_F = \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{\sigma_y}}$. Mit diesem Schlankheitsgrad und dem Verhältnis $\frac{b}{t}$ wird das Beulverhalten der angrenzenden Blechfelder bei der Bestimmung der mittragenden Breite berücksichtigt. Der Verlauf der Funktion ist dem der Beulspannungskurve ähnlich, sie ist in der Richtlinie als Tabelle einmal werkstoffunabhängig und für die vier gängigen Stahlbauwerkstoffe angegeben.

**Die DIN 18800** [10] fordert im Teil 1 allgemein, daß die Trag- und Lagesicherheit des Bauwerkes nachzuweisen ist, die Beanspruchungen dürfen die Beanspruchbarkeiten nicht überschreiten. Es werden Regeln aufgestellt, wie zum einen die Beanspruchungen des Tragwerkes und der Einzelbauteile des Tragwerkes aus den Einwirkungen zu ermitteln sind, zum anderen werden die Beanspruchbarkeiten der Bauteile festgelegt. Als Grenzzustände für den Nachweis der Tragsicherheit werden definiert:

1. Beginn des Fließens
2. Durchplastizieren eines Querschnittes
3. Ausbilden einer Fließgelenkkette
4. Bruch

Weiterhin wird je nach Bauteilart untersucht, ob der Grenzzustand Biegeknicken, Biegedrillknicken, Platten- oder Schalenbeulen oder auch Ermüdung maßgebend sein kann, es werden die jeweils anzuwendenden Verfahren festgelegt.

In den Teilen 2 und 3 der DIN 18800 werden die Tragsicherheitsnachweise von stabilitätsgefährdeten Bauteilen geregelt. Für schlanke Stäbe ist die Sicherheit gegen Knicken nachzuweisen, wobei diese Stäbe aus einzelnen plattenförmigen Elementen zusammengesetzte Profile sein können. Ab einer festgelegten Schlankheit $\frac{b}{t}$ des Bleches ist der Nachweis der Sicherheit gegen Beulen gefordert (s.a. Element 119 DIN 18800 Teil 2), damit ist dann eine Verzweigung des Bemessungsvorganges in den Teil 3 der Norm gegeben. Bei plattenförmigen Bauteilen (z.B. Gurte und Stegen von Kastenträgern) wird sofort eine Auslegung nach Teil 3 durchgeführt. In allen Teilen wird stets von einer konventionellen Profilversteifung ausgegangen. Es wird der Nachweis der Gesamtfelder, der Teilfelder und auch der Einzelfelder gefordert. In Abhängigkeit von der Geometrie und der Belastung werden die mittragenden Plattenbreiten der Beulsteifen bestimmt und daraus die Flächenmomente 2. Ordnung. Die idealen Beulspannungen werden mit den bekannten Verfahren für isotrope Platten bei den Einzelfeldern bzw. für orthotrope Platten bei den Teil- und Gesamtfeldern berechnet. Daraus werden die bezogenen Plattenschlankheitsgrade $\overline{\lambda}_P$ bestimmt. Über den Plattenschlankheitsgrad wird in Abhängigkeit von der Belastung, der Art der Randlagerung und der Unterscheidung, ob es sich um ein Einzelfeld, ein Teil- oder Gesamtfeld handelt, die bezogene Beulspannung berechnet (s.a. Tab. 1, Abb. 9 der DIN 18800 Teil 3).

In der Terminologie der DIN 18800 wird die bez. Beulspannung als bez. Tragbeulspannung bzw. Abminderungsfaktor $\kappa$ bezeichnet. Die Ursache dafür liegt in der Grundannahme der DIN 18800, daß die maximal zulässige Spannung in einem Bauteil die Streckgrenze des Materials $f_y$ geteilt durch einen Sicherheitsbeiwert $\gamma$ beträgt. Diese Spannung wird bei stabilitätsgefährdeten Bauteilen mit einem Abminderungsfaktor $\kappa = f(\overline{\lambda}_P)$ multipliziert und führt damit zur Grenzbeulspannung

$$\sigma_{P,R,d} = \kappa \cdot \frac{f_{y,k}}{\gamma_M} .$$

Die Funktionen der Abminderungsfaktoren für allseitig gelagerte Teil- und Gesamtfelder unter Normalspannungsbelastung bzw. Schubbelastung sind nachfolgend aufgeführt:

| Belastung | Schlankheitsgrad | Abminderungsfaktor |
|---|---|---|
| Normalspannungen $\sigma$ mit dem Randspannungsverhältnis $\Psi \leq 1$ | $\overline{\lambda}_P = \sqrt{\frac{f_{y,k}}{\sigma_{Pi}}}$ | $\kappa = c\left(\frac{1}{\overline{\lambda}_P} - \frac{0,22}{\overline{\lambda}_P^2}\right) \leq 1$ mit $c = 1,25 - 0,25\Psi \leq 1,25$ |
| Schubspannungen $\tau$ | $\overline{\lambda}_P = \sqrt{\frac{f_{y,k}}{\tau_{Pi} \cdot \sqrt{3}}}$ | $\kappa_\tau = \frac{0,84}{\overline{\lambda}_P} \leq 1$ für $\overline{\lambda}_P \leq 1,38$<br>$\kappa_\tau = \frac{1,16}{\overline{\lambda}_P^2}$ für $\overline{\lambda}_P > 1,38$ |

In Abb. 2 sind die Beulspannungskurven der DIN 18800 für zwei Belastungsfälle aufgetragen und den Beulspannungskurven der DASt-Richtlinie bzw. der Kurve aus [16] gegenübergestellt. Im linken Bild werden die Kurven für allseitig gelagerte Teil- und Gesamtfelder unter Druckbeanspruchung für das Randspannungsverhältnis $\Psi = 1$ gezeigt. Es fällt auf, daß sich im Bereich größerer Schlankheitsgrade höhere bez. Spannungen im Vergleich zu anderen Regelwerken ergeben. Für die Druckbeanspruchung kann das damit erklärt werden, daß die DIN 18800 einen Tragsicherheitsnachweis regelt, also die Sicherheit gegen ein Versagen des Bauteils, während die DASt-Richtlinie einen Gebrauchsfähigkeitsnachweis liefert. Bei Schubbeanspruchung liegen die bez. Spannungen nur unwesentlich über denen der DASt-Richtlinie 012. Gegenüber dem Vorschlag [16] liegen die Spannungen jedoch deutlich höher (s. rechte Bildhälfte). Die Kurve nach [16] wurde nach der Auswertung mehrerer Versuchsreihen an Leichtträgern mit Faltensteg erarbeitet und bietet den Vorteil einer einzigen Funktion für den gesamten Bereich von $\overline{\lambda}_V = 0 \cdots \overline{\lambda}_V = 3$. Betrachtet man jedoch die Spanne der in [16] ausgewerteten Versuche, dann fällt auf, daß der Schwerpunkt bei Schlankheitsgraden $\overline{\lambda}_V \leq 0,96$ liegt und lediglich drei Versuche im Bereich von $\overline{\lambda}_V \geq 1,29 \cdots \overline{\lambda}_V =\leq 1,91$ liegen. Die bez. Tragspannungen der drei letztgenannten Versuche liegen jedoch im Bereich der Tragspannungen nach DIN 18800 und DASt-012. Im Bereich geringerer Schlankheitsgrade liegen die bez. Tragspanungen der ausgewerteten Versuche tatsächlich unter denen der beiden Regelwerke, so daß der Vorschlag, die bez. Tragspannung auf $\overline{\tau}_u = 0,8$ zu reduzieren, zumindest im Fall von profilierten Stegen angebracht erscheint.

Eine mögliche Erklärung für die geringeren Tragspannungen im Bereich kleiner Schlankheitsgrade könnte sein, daß sich die geometrischen Imperfektionen der Struktur stärker auswirken,

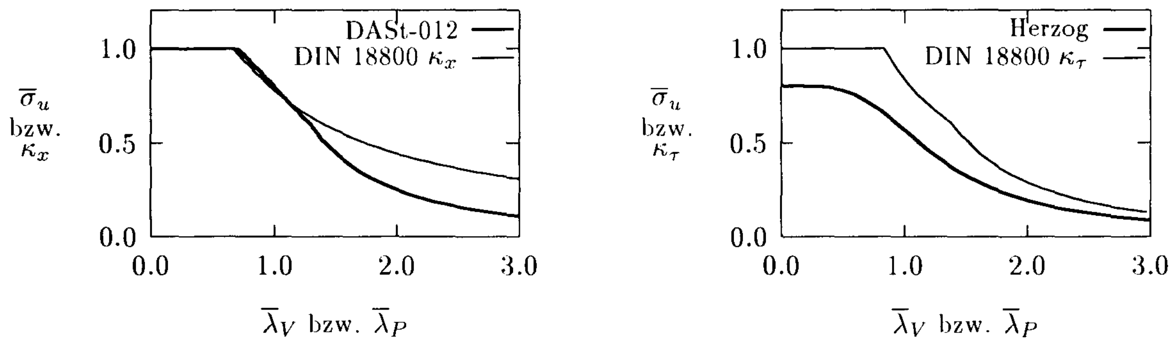



Abb. 2: Gegenüberstellung der Abminderungsfaktoren $\kappa$ nach DIN 18800 und der bez. Beulspannungen nach DASt-012 für Druckbelastung bzw. Herzog für Schubbelastung

weiterhin sind die Randeinspannungen der Teilfelder nicht vergleichbar mit den idealen Annahmen und die Lasteinleitung an den Rändern ist ebenfalls schwer zu definieren, da es keinen auf einer Linie liegenden Rand gibt.

**Die Klassifikations- und Bauvorschriften des Germanischen Lloyd** [14] stellen im Abschnitt 3 die Grundsätze für die Bemessung und Konstruktion auf. Im Abschnitt 3.F wird der Nachweis der Beulfestigkeit von Plattenfeldern geregelt. Wie in anderen Regelwerken werden zunächst die auf das Bauteil einwirkenden Lastanteile jeweils getrennt ermittelt und bewertet. Es werden für jeden Lastanteil (Längsdruckspannung $\sigma_x$, Querdruckspannung $\sigma_y$ oder Schubspannung $\tau$) nach linearer Beultheorie die kritischen Spannungen ermittelt. Im Vergleich zu früheren Ausgaben des Regelwerkes werden in der Ausgabe des Jahres 1992 nunmehr zwölf Belastungszustände berücksichtigt, gegenüber sechs der vorhergehenden Ausgabe. Es werden in der neuen Ausgabe neben den Randspannungsverhältnissen auch die möglichen Einspannungen der Plattenränder, sowie eine Öffnung in Plattenmitte berücksichtigt. Nachdem für die einzelnen Lastkomponenten die kritischen Spannungen bestimmt wurden, wird über Interaktionsformeln mit den tatsächlich einwirkenden Randspannungen die ideelle Beulvergleichsspannung $\sigma_{VKi}$ berechnet. Mit dieser Größe wird unter Berücksichtigung der eventuell erforderlichen Abminderung die Beulvergleichsspannung $\sigma_{VK}$ bestimmt. Bei der Abminderung der ideellen Beulvergleichsspannung muß der Konstrukteur drei Wertebereiche für die Spannung überprüfen: Die Spannung $\sigma_{VKi}$ wird mit der Streckgrenze des Materials verglichen. Für drei Bereiche werden jeweils getrennt Formeln zur Berechnung der Beulvergleichsspannung angegeben:

$$\sigma_{VK} = \sigma_{VKi} \qquad \text{für} \qquad \sigma_{VKi} \leq 0,6 \cdot R_{eH}$$

$$\sigma_{VK} = R_{eH}\left[1,474 - 0,677\sqrt{\frac{R_{eH}}{\sigma_{VKi}}}\right] \qquad \text{für} \qquad 0,6 \cdot R_{eH} < \sigma_{VKi} \leq 2,04 \cdot R_{eH}$$

$$\sigma_{VK} = R_{eH} \qquad \text{für} \qquad \sigma_{VKi} > 2,04 \cdot R_{eH}$$

Formt man diese Bedingungen in der Weise um, daß man wie bei der DASt-Richtlinie 012 mit bezogenen Größen arbeitet, erhält man den gleichen Kurvenverlauf $\overline{\sigma}_{VK} = f(\overline{\lambda}_V)$. Abschließend wird mit der erforderlichen Beulsicherheit $\nu_B$ und der Beulvergleichsspannung $\sigma_{VK}$ die Zulässigkeit der tatsächlich einwirkenden Vergleichsspannung $\sigma_V$ überprüft.

Für orthotrope Plattenfelder wird ein Nachweis der Beulsicherheit bei einachsiger Belastung der Felder gefordert. Bei dieser Bemessung wird zunächst für die Einzelfelder zwischen den

Profilen ein Schlankheitsgrad $\lambda$ berechnet, mit diesem Schlankheitsgrad wird die mittragende Plattenbreite gedrückter Steifen bestimmt. Dazu wird im allgemeinen Fall eine dimensionslose Kurve verwendet, die den gleichen Verlauf wie die Beulspannungskurve nach Abschn. 3 F.1.3 hat. Auf der Ordinate ist dagegen das Verhältnis $\frac{b_m}{b}$ aufgetragen. Im Fall der Auslegung wasserdichter Schotte gilt im Bereich größerer Schlankheitsgrade ($\lambda > 0,72$) ein anderer Verlauf. Dort werden höhere mittragende Breiten angesetzt. Mit der Verwendung des Schlankheitsgrades $\lambda$ wird auch in der Vorschrift des GL das Beulverhalten der anschließenden Felder berücksichtigt, jedoch unter Beachtung des individuellen Verhaltens des Nachbarfeldes. Im Gegensatz zur DASt-Richtlinie wird für die Berechnung von $\lambda$ zuvor die Bestimmung des Beulwertes $K_x$ oder $K_y$ für das anschließende Feld verlangt.

Mit den mittragenden Breiten werden die bezogenen Biegesteifigkeiten $N_x$ , $N_y$ der Platten und abschließend die ideellen Beulspannungen berechnet. Die Beulvergleichsspannung $\sigma_{VK}$ wird wie bei den isotropen Platten berechnet und zur Bestimmung der Beulsicherheit herangezogen.

Im Fall der isotropen Platten wird eine Sicherheit gegen Beulen von $\nu_B = 1,0$ gefordert, für die orthotropen Plattenfelder eine Sicherheit von $\nu_B = 1,2$. Das gilt jeweils nach Abzug des Abrostungszuschlages von der Plattenstärke. In jedem Fall sind die Felder getrennt nachzuweisen, zum einen als isotropes Einzelfeld, zum anderen als orthotropes Gesamtfeld.

Die Gesichtspunkte des Tragverhaltens im Nachbeulbereich sind bei den bisher geltenden Richtlinien nur in geringem Umfang enthalten. Das kommt lediglich in der Auswahl der geometrie- und belastungsabhängigen Abminderungsfaktoren bzw. der bezogenen Tragbeulspannungen der DIN 18800 zum Ausdruck. Mehr kann in einer Vorschrift, die für ein möglichst breites Anwendungsgebiet konzipiert ist, sinnvollerweise auch nicht untergebracht werden. Um eine möglichst optimale Konstruktion im Sinne der Tragfähigkeit und der Materialausnutzung zu entwerfen, bedarf es jedoch weit mehr Informationen über das Verhalten einer Struktur. Fischer stellt in einer Arbeit [12] eine Abstufung der Kenntnis vom Tragverhalten eines Bauteils auf:

1. Kenntnis der Verzweigungslast der Elemente des Bauteils,
2. Kenntnis der Traglast der Elemente,
3. Kenntnis des ganzen Lastverformungsverhaltens der Elemente bis in den Nachtraglastbereich (hierin ist die Traglast enthalten),
4. Kenntnis des Lastverformungsverhaltens des aus den Elementen zusammengesetzten Bauteils unter Bereücksichtigung von Kräfteumlagerungen aus der Interaktion (hierin ist die Traglast des Bauteils enthalten).
5. Kenntnis der optimalen konstruktiven Gestaltung des Bauteils bezüglich der Tragfähigkeit.

Angesichts der von Stufe zu Stufe wachsenden Komplexität der Fragestellungen stehen dem Ingenieur immer weniger Informationen zur Verfügung. Die Parametervielfalt wächst, und die Untersuchung der einzelnen Fragestellungen wird aufwendiger. Fischer kommt zu dem Schluß, daß es in der heutigen Bemessungspraxis gerade gelingt, den Nachweis der Standsicherheit und Gebrauchsfähigkeit zu liefern. Das Ziel einer optimalen konstruktiven Gestaltung bleibe weitgehend unerreicht.

## 1.4 Einführende Betrachtungen zum Konzept der Traglast

Im Gegensatz zur linear-elastischen Berechnung von Platten oder der Bestimmung von Beuleigenwerten sind zur Berechnung des Kraft-Verformungsverhaltens von Platten im Bereich über den Beullasten nichtlineare Lösungsverfahren notwendig. Zunächst wird das Kraft-Verformungsverhalten von Platten über den linearen Bereich hinaus anhand des einfachen Beispiels einer Platte bei Druckbelastung in der Ebene beschrieben.

Das Kraft-Verformungsverhalten einer Platte bei Druckbelastung ist abhängig von der Ausgangsform der Platte. Im Fall einer ideal ebenen Platte wird sich im linearen Bereich zunächst ein Gleichgewichtszustand einstellen, bei dem es zu keinen Verformungen aus der Plattenebene heraus kommen wird. In der Platte wird sich ein ebener Spannungszustand einstellen. In Kraftrichtung wird sich proportional zur aufgebrachten Kraft eine Verschiebung $v$ des Kraftangriffspunktes ergeben. An einem kritischen Punkt wird eine Instabilität dieses Zustandes

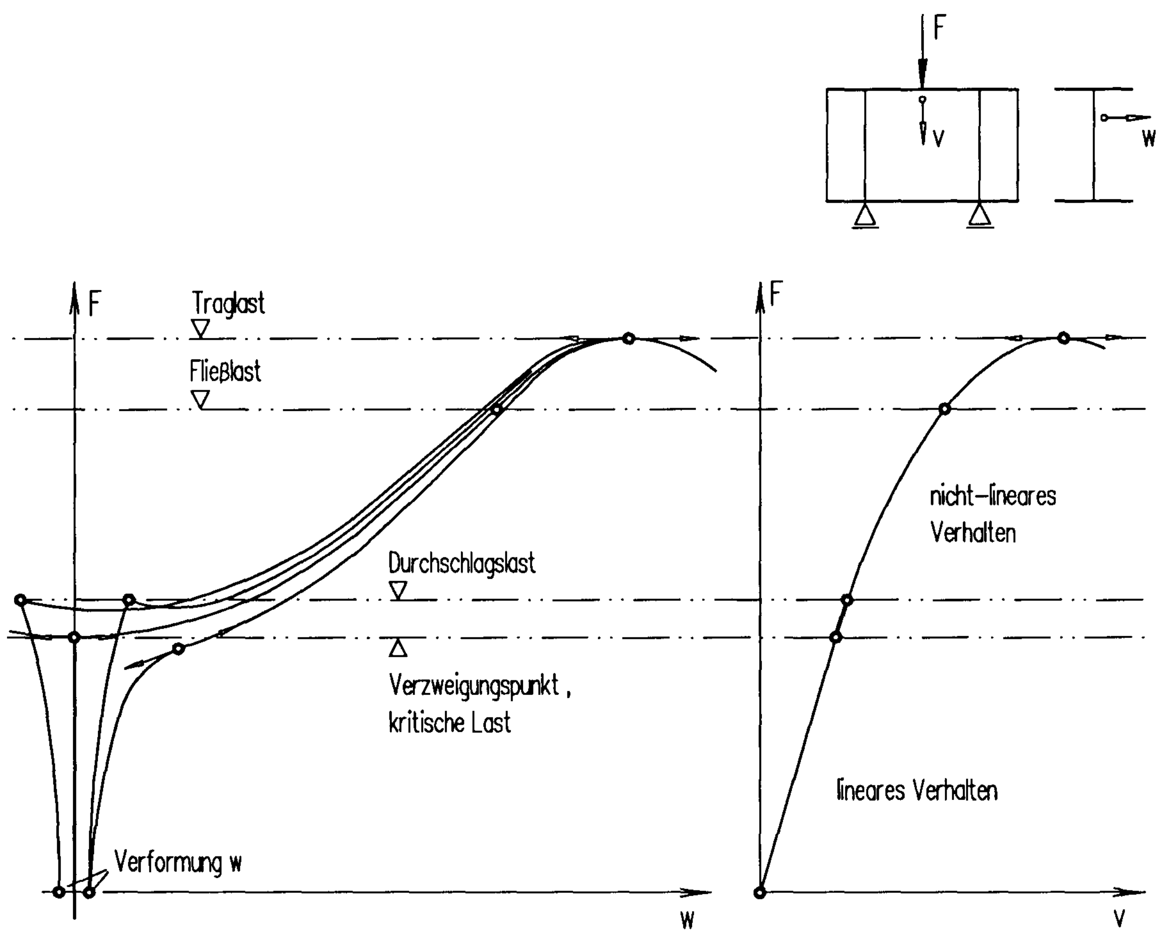



Abb. 3: Kraft-Verformungsverhalten einer Platte bei Druckbeanspruchung in ihrer Ebene (nach [25])

eintreten und es werden zunehmend größere Verformungen $w$ aus der Plattenebene heraus auftreten (s. Abb. 3). An diesem Verzweigungspunkt gibt es mehrere Gleichgewichtszustände, die sich auf unterschiedlichen Lastniveaus einstellen können. In der Strukturanalyse ist jedoch das niedrigste Lastniveau von Interesse. Diese Last wird als die kritische Last eines Bauteils bezeichnet. Sie kann z.B. mit einem analytischen Rechenverfahren wie der Energiemethode mit einem Ritz-Ansatz für einfache Bauteile oder auch mit Hilfe der Finiten-Element-Methode für komplexere Strukturen berechnet werden. Die zu einer kritischen Last gehörende Verformung der Platte wird als Eigenform bezeichnet. Im überkritischen Bereich wird sich nach Beginn der Lateralverformungen erneut ein Gleichgewichtszustand zu jeder äußeren Last einstellen, dieser

Pfad der Gleichgewichtszustände ist jedoch nichtlinear. Aufgrund der großen Verformungen und der damit einhergehenden Torsion wird sich in der Platte ein mehrachsiger Spannungszustand einstellen, bei dem es lokal zu Überschreitungen der Streckgrenze des Materials kommen wird. Trägt man die eingeleitete Kraft $F$ über dem Weg $v$ des Krafteinleitungspunktes auf, wird man diesen Übergang vom linearen zum überkritischen Bereich nicht unbedingt sofort erkennen. Diese Kurve wird erst dann einen deutlich flacheren Verlauf annehmen, wenn sich in der Platte erste Plastifizierungszonen ausbilden. Der Verformungszustand wird nicht mehr umkehrbar, es kommt zu einem Versagen der Platte.

Weist die Platte vor Beginn der Belastung bereits Vorverformungen auf, nimmt die Kurve der Gleichgewichtszustände einen anderen Verlauf. Von Beginn der Belastung an nehmen die Verformungen aus der Plattenebene heraus zu. Jetzt muß allerdings die Art der Vorverformung beachtet werden. Ist die Vorverformung von der Art der ersten Eigenform, wird sich von Beginn der Belastung an ein Gleichgewichtszustand zu jeder Last einstellen. Die Verformungen nehmen stetig zu und gehen ohne einen instabilen Punkt in den nichtlinearen Bereich über. Hat dagegen die Vorverformung eine andere Gestalt als die zur kritischen Last gehörende Eigenform, wird es ebenfalls einen instabilen Punkt geben, nach dessen Überschreiten die Verformungen wieder stärker zunehmen. Bis zu diesem Punkt nehmen zunächst die Verformungen aus der Plattenebene in der Art der Vorverformung zu. Bei Erreichen der kritischen Last, die etwas höher liegt als bei der ideal ebenen Platte, kommt es zu einem Durchschlagen der Verformungen in der Art, daß wieder die Eigenform der kritischen Last der ebenen Platte erreicht wird. Von nun an nehmen die Verformungen einen ähnlichen Verlauf, wie bei der ebenen Platte im überkritischen Bereich. Zu jeder Last stellt sich erneut ein Gleichgewichtszustand ein, bis die Platte durch Fließen versagt. In der Auftragung der Kraft über dem Weg des Krafteinleitungspunktes ist kein Unterschied im Verhalten der Platte zu erkennen.

Die Tatsache, daß auch über den kritischen Lasten noch eine Traglastreserve vorhanden ist, könnte man bei der Auslegung plattenförmiger Bauteile ausnutzen. Dazu muß aber das Verhalten der auszulegenden Bauteile im kritischen Lastbereich bekannt sein. Gerade die eben erwähnten Durchschlagsvorgänge stellen wegen der fertigungsbedingten Zufälligkeit der Vorverformungen ein Problem bei der Auslegung solcher Plattenfelder dar. Wie man in Abb. 3 erkennt, können am Durchschlagspunkt sehr große Verformungen der Platte auftreten. Wenn die aufge-

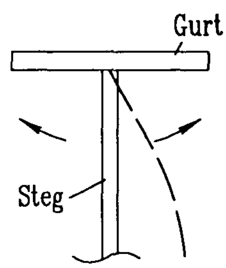



Abb. 4: „Atmen“ eines Stegbleches im Bereich der kritischen Belastung (nach [25])

brachte Last dynamisch ist und in diesem Bereich mit hoher Geschwindigkeit weiter ansteigt, kann das Durchschlagen schon zum Versagen führen. Bei statischer Belastung im überkritischen Bereich könnte man eine größere Verformung aus der Plattenebene heraus rechtfertigen, da sich das Bauteil in einem stabilen Gleichgewichtszustand befindet. In diesem Fall sind lediglich Fragen der Gebrauchsfähigkeit einer derart verformten Struktur zu klären. Ein weiteres Problem stellt sich bei quasistatischen Wechsellasten im kritischen Bereich. Die jeweils unter Belastung auftretenden Verformungen der Platte (dies wird auch als „Atmen“ eines Stegbleches bezeichnet [25]) können an der Verbindung des Blechfeldes zur umgebenden Struktur hohe

Beanspruchungen für die Schweißnähte bedeuten. Damit ergibt sich die Notwendigkeit einer Schwingfestigkeitsbetrachtung für diesen Bereich.

Die Berechnung der Traglast von komplexeren Strukturen tritt weiter in den Vordergrund. Das Ziel ist, eine Aussage zum Festigkeitsverhalten einer Struktur unter verschiedenen Randbedingungen zu treffen. Dabei spielen die Fragen nach dem Einfuß von Vorverformungen, Herstellungstoleranzen, Abrostungszuständen und die Frage nach den Auswirkungen eines einzelnen Bauteilversagens auf die Gesamtstruktur eine Rolle. Rutherford und Caldwell stellen in [28] ein Konzept zur Ermittlung der Grenzen der Längsfestigkeit eines Tankers vor. Nach der klassischen Bemessung wird bei der Längsfestigkeitsberechnung eines Schiffes von dem Ersatzmodell eines Balkens für den Schiffskörper ausgegangen. Aus den Momentenverläufen für verschiedene Beladungs- und Seegangszustände wird ein Mindestwiderstandsmoment ermittelt, das bei der höchsten Momentenbelastung ein Überschreiten der Streckgrenze des Materials im Gurtungsbereich des Schiffsrumpfes ausschließt. Erst in einem weiteren Schritt wird z.B. die Stabilität eines Teilbereichs überprüft. Eine Aussage darüber, wie sich die Gesamtstruktur im Bereich der Grenzlast verhält, wird nicht gegeben. Hat die Gesamtstruktur noch Tragfähigkeitsreserven nach einem Teilversagen, oder führt das Versagen eines Teiles zum abrupten Zusammenbruch der Gesamtstruktur? Eine Möglichkeit diese Fragestellung zu beantworten wäre ein komplexes finites Berechnungsmodell, das die geometrischen und materialbedingten Nichtlinearitäten berücksichtigt. Dieses Verfahren ist sehr aufwendig, da es eine detaillierte Modellierung verlangt, und daher unter wirtschaftlichen Gesichtspunkten nicht sinnvoll. In [28] wird vorgeschlagen die Versagensmechanismen der einzelnen Bauteile zu ermitteln und durch eine möglichst einfache Beziehung auszudrücken, die dann in ein globales Berechnungsmodell einfließen kann. Es wird vorgeschlagen, für die einzelnen Bauteile den Versagensvorgang auf eine Spannungs-Dehnungs-Kurve zu reduzieren. In einem globalen Modell können dann die einzelnen Bauteile mit geringerem Aufwand modelliert werden, es wird lediglich das Materialgesetz individuell angepaßt. Die globale Berechnung kann sich dann auf die materialbedingte Nichtlinearität beschränken. Die Anzahl der vorhergehenden Berechnungen für die Einzelbauteile hängt von der Zahl der verwendeten unterschiedlichen Bauteile ab und reduziert sich mit zunehmender Verwendung von Bauteilen gleicher Geometrie.

In diesem Zusammenhang können die Berechnungen und Versuche zur Ermittlung der Traglast verwendet werden, um eine Sammlung von Traglastkurven für Einzelbauteile aufzustellen. In zukünftigen Berechnungen zur Traglastermittlung von globalen Strukturen kann dann auf eine solche Sammlung zurückgegriffen werden.

**Bemerkung zur Terminologie** In dieser Arbeit werden mehrfach unterschiedliche Regelwerke miteinander verglichen. Jedes Werk hat seine eigene Terminologie, die in der Entwicklung begründet ist. Um Verwirrungen zu vermeiden, wird, wenn es denn für eine Sache mehrere Formelzeichen gibt, die Bezeichnung der DIN 18800, als der Vorschrift mit dem weitesten Geltungsbereich, übernommen.

# 2 Traglastversuche

Die Planung des Versuchsprogramms zum Forschungsvorhaben [7] sah zunächst einen Versuchsaufbau vor, bei dem die Versuchskörper in einem Maßstab 1 : 1 gefertigt sein sollten. Die Abschätzung der Traglasten für diese Modellgröße auf der Grundlage der linearen Beultheorie ergab jedoch Versuchskräfte, die in dieser Größe nicht auf der Versuchsanlage des Instituts für Schiffbau zu realisieren waren. Weiterhin mußte auf die kombinierte Belastung Druck/Schub verzichtet werden. Eine kombinierte Belastung wäre nur möglich gewesen, wenn beide Belastungsrichtungen durch regelbare Hydraulikzylinder belastet worden wären. Die hierfür erforderlichen regelbaren Zylinder standen zu Beginn der Versuche nicht in ausreichender Zahl zur Verfügung.

## 2.1 Beschreibung des Versuchsaufbaues und Auswahl der Modelle

Der Versuchsaufbau wurde auf der großen Festigkeitsversuchsanlage des Instituts für Schiffbau (IfS) der Universität Hamburg erstellt. Die räumlichen Verhältnisse dieser Anlage sind in der Abb. 24 im Anhang B dargestellt. Es wurde ein Versuchsaufbau erstellt, der es ermöglichte, die Versuchskörper jeweils getrennt mit einer Druck- bzw. einer Schubbelastung zu beaufschlagen. Um den Einfluß von Randeffekten zu vermeiden und einen möglichst homogenen Spannungszustand in den mittleren Teilfeldern zu erreichen, wird eine Anordnung von fünf Sicken bzw. Steifen auf dem Versuchskörper gewählt. Für die Geometrie der Versuchskörper wurden die Bezeichnungen festgelegt, wie sie in Abb. 5 dargestellt sind.

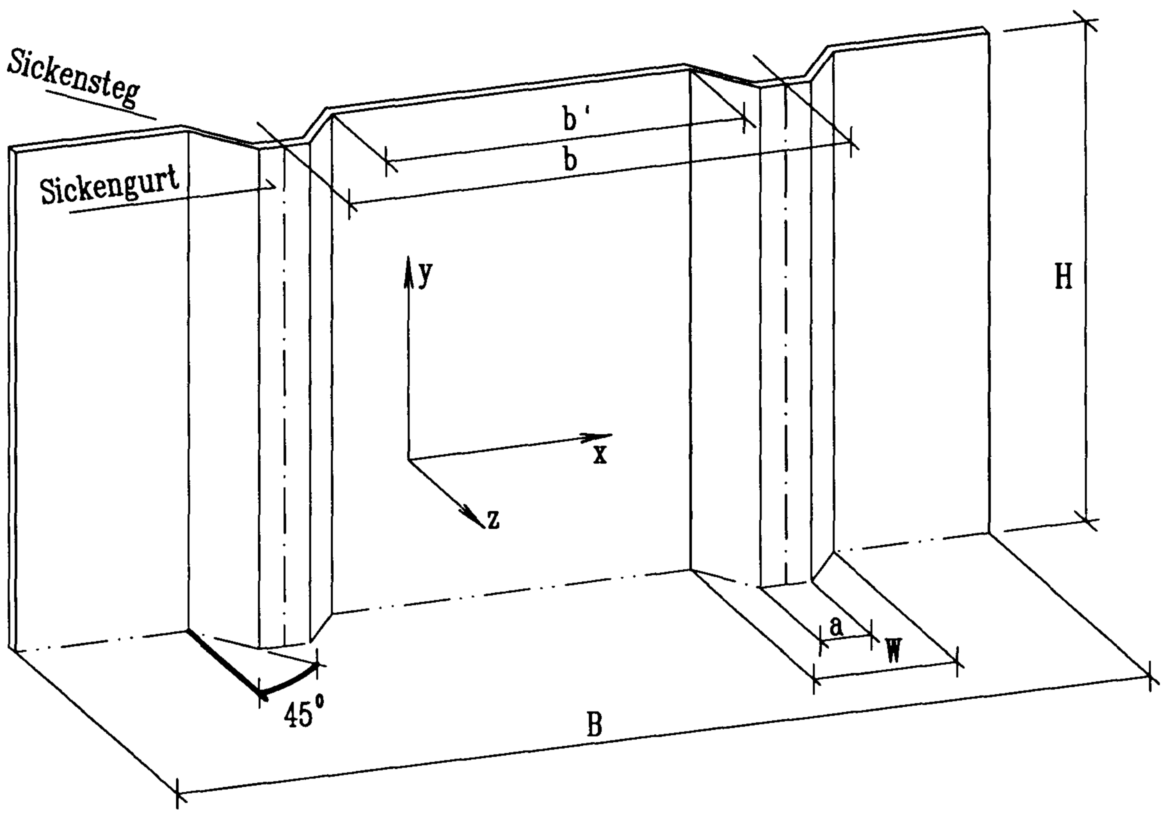



Abb. 5: Bezeichnungen der Modellgeometrie

Praxisübliche Steifenabstände liegen im Bereich von 500...800 $mm$. Als übliche Deckhöhe kann ein Maß von 2600...3000 $mm$ angesehen werden. Die räumlichen Verhältnisse der Versuchsanlage und die Höhe der zu erwartenden Versuchskräfte ließen es jedoch nicht zu, daß die Versuchsmodelle in Originalgröße ausgeführt werden. Unter diesen Bedingungen und unter Berücksichtigung des kleinsten zur Verfügung stehenden Preßwerkzeuges für Sicken auf der projektbegleitenden Werft wurde ein Maßstab von ca. $1:1{,}5$ gewählt. Damit ergaben sich für die Versuchsmodelle die in Tabelle 1 aufgeführten Abmessungen.

| | Sickenwand | | |
|---|---|---|---|
| | gr. Abstand | kl. Abstand | Steifenwand |
| Steifenabstand | $b = 535mm$ | $b = 400mm$ | $b = 535mm$ |
| Feldbreite | $b' = 385mm$ | $b' = 250mm$ | $b' = 535mm$ |
| Steifenanzahl | $n = 5$ | $n = 5$ | $n = 5$ |
| Sickenbreite | $a = 50mm$ | $a = 50mm$ | Profil HP $80 \times 5$ |
| Höhe des Modells | $H = 1750mm$ | | |
| Breite des Modells | $B = 2675mm$ | $B = 2000mm$ | $B = 2675mm$ |
| Dicke des Modells | $t = 4mm$ | | |

Tab. 1: Die Abmessungen der Versuchsmodelle

| Berechnungsart: | | | | isotrop | | orthotrop | isotrop | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $b$ | $b'$ | $t$ | $n$ | $\sigma_{1Ki}$ | $F_B$ | $F_B$ | $\tau_{Ki}$ | $F_B$ |
| $[mm]$ | $[mm]$ | $[mm]$ | | $[N/mm^2]$ | $[kN]$ | $[kN]$ | $[N/mm^2]$ | $[kN]$ |
| Sickenwände | | | | | | | | |
| 535 | 385 | 4 | 5 | 80,30 | 925 | 2470 | 111,00 | 1267 |
| 400 | 250 | 4 | 5 | 190,46 | 1795 | 1934 | 258,16 | 2434 |
| HP-versteifte Wand | | | | | | | | |
| 535 | | 4 | 5 | 35,77 | 557 | 3100 | 51,12 | 796 |

Tab. 2: Die Beullasten und Beulspannungen nach GL für die Abmessungen der Versuchsmodelle

In der Tab. 2 werden die Ergebnisse der Beulspannungsberechnungen nach GL Abschn. 3.F. zusammengefaßt. Mit den berechneten Beulspannungen und der Querschnittsfläche der Modelle werden die zu erwartenden Versuchskräfte $F_B$ bestimmt. In der Tabelle werden zwei Berechnungsarten (isotrop und orthotrop) unterschieden. Für den Schublastfall wurde lediglich die Beulspannung für ein isotropes Einzelfeld berechnet, für den Druckbelastungsfall wurde dagegen die Beulspannung für ein isotropes Einzelfeld und das orthotrope Gesamtfeld angegeben.

Für diese Modellabmessungen wird die Krafteinleitung entworfen. Es soll möglich sein, ohne aufwendige Umbaumaßnahmen die Druck- und Schubbelastung über dieselbe Konstruktion in die Modelle einzuleiten. Für den Versuchsaufbau werden in der Entwurfsphase FE-Berechnungen zur Dimensionierung der einzelnen Komponenten durchgeführt. Die Bilder 24 u. 25 zeigen den Aufbau auf der Versuchsanlage des IfS. Die Versuchswand steht senkrecht auf einem der Längsträger der Versuchsanlage und ist mit diesem fest verschraubt. Den oberen Abschluß der Versuchskörper bildet die Traverse, die im wesentlichen aus einem Doppel-T-Träger IPB 300 besteht. Auf diese Traverse wirken senkrecht von oben die hydrostatischen Druckzylinder, die die Druckbelastung aufbringen. Diese Druckzylinder ihrerseits stützen sich gegen die oberen Querhäupter der Portale. Die Portale umfassen mit den oberen und unteren Querhäuptern den gesamten Versuchsaufbau mit den Längsträgern der Versuchsanlage (s. Abb. 25), so daß für den Druckbelastungsfall ein geschlossenes Kraftsystem vorliegt.

An den Enden der Traverse sind jeweils Augen angeschweißt, an denen die regelbaren Hydraulikzylinder mit einer Kraft von jeweils $F \leq 1000\ kN$ horizontal angreifen, um die Schubbelastung aufzubringen. Die Reaktionskräfte dieser Zylinder werden von den Widerlagern der Versuchsanlage aufgenommen. Es ist vorgesehen, die Zylinder weggesteuert zu fahren, wobei ein Zylinder eine Zugkraft, der andere eine Druckkraft aufbringt. Bei dieser Art der Lastaufbringung ergibt sich ein Moment, das im Versuchskörper große Normalspannungen an den Rändern verursacht. Um hier ein Gegenmoment aufzubringen und im Schubbelastungsfall einen über die Modellbreite möglichst homogenen Schubspannungszustand zu erreichen, wären an den Enden der Traverse vertikal wirkende regelbare Zylinder erforderlich. Wie bereits erwähnt standen solche Zylinder zu Beginn der Versuchsplanung nicht zur Verfügung. Um dennoch einen möglichst gleichmäßigen Schubspannungsverlauf im Bereich der Versagenslast zu erhalten, werden dem Moment der horizontal wirkenden Zylinder entgegenwirkende Vorspannkräfte aufgebracht, deren resultierende Normalspannungen sich bei zunehmender Horizontallast an den Rändern abbauen. Diese Vorspannung wird mit den an den Modellenden vertikal angeordneten Spannschrauben aufgebracht. Durch die leicht schräge Anordnung der Spannschraubenpaare wird weiterhin ein seitliches Ausweichen der Versuchsmodelle unter Belastung vermieden. Die Höhe der Vorspannung wird mit einer FE–Berechnung vor dem Versuch ermittelt.

## 2.2 Meßstellenpläne

An den Modellen werden während der Versuche Dehnungen und Verformungen gemessen. Ziel der Dehnungsmessungen ist es, Informationen über den Spannungszustand im Modell zu bekommen, und ihn mit FE–Berechnungen zu vergleichen. Bei den ersten vier Modellen werden die Dehnungen in großem Umfang über das Modell verteilt gemessen. Bei den Wänden mit Fensteröffnungen werden auch Dehnungen in den Radien der Öffnungen gemessen, um die Spannungserhöhungen in den Fensterecken zu ermitteln. Bei den letzten beiden Modellen wurden nur noch Dehnungen auf einem Schnitt auf halber Modellhöhe gemessen.

Die Verformungen werden mit Wegaufnehmern an markanten Punkten der Konstruktion gemessen. Dies sind die Mitten der Teilfelder und die Sicken selbst. Im Bereich eines Teilfeldes bzw. einer Sicke werden mehrere Wegaufnehmer über der Höhe verteilt. Damit kann ausreichend genau der Verlauf der Verformung und damit auch die Versagensform, das Beulen der Teilfelder oder das Steifenversagen, ermittelt werden. Zusätzlich dazu wird bei den Wänden mit Fensteröffnung die Verformung der Fensterecken normal zur Plattenebene unter Belastung aufgenommen.

Weiterhin werden bei allen Versuchen die Kräfte der belastenden Zylinder und deren Wege aufgenommen. Bei den Schubversuchen werden ebenfalls die Kräfte in den Spannschrauben gemessen. Dazu wurde der Mutternteil der Spannschrauben mit in Längsrichtung angeordneten DMS versehen. Die Kennlinie dieser Kraftmesseinrichtung wird zuvor mit einer genormten Belastung ermittelt.

Vor und nach dem Versuch wird jedes Modell gerastert vermessen, um die Vorverformungen und die Versagensform zu ermitteln. Mit diesen Werten kann die Endverformung in der Form eines Iso-Höhenlininen-Plots dargestellt werden. Im Anhang sind die Meßstellenpläne gesondert nach Weg- und Dehnungsmessungen für jedes Modell aufgeführt (s. Bilder 31 bis 40).

Die Meßdaten werden während des Versuches mit einer rechnergesteuerten Meßdatenerfassungsanlage (OPTILOG 200) aufgenommen und auf dem angeschlossenen Tischrechner HEWLETT PACKARD Serie 9000 Modell 217 gespeichert und für die weitere Verarbeitung aufbereitet.

# 3 FE-Berechnungen

Im Verlauf der Untersuchungen werden mehrere Arten von Berechnungen durchgeführt, dabei kommen je nach Ziel der Berechnungen verschiedene Software-Pakete zum Einsatz. Die Berechnungen werden nicht nur für die Versuchsmodelle durchgeführt, sondern auch im Rahmen einer Parameterstudie zur Traglastberechnung von gesickten Wänden. Die folgenden Ausführungen gelten sowohl für die Berechnungen der Versuchsmodelle als auch für die Parameterstudie, auch wenn hier gezielt auf einige Besonderheiten der Versuche eingegangen wird. Dies erscheint sinnvoll, da im direkten Anschluß hieran die Versuchsergebnisse und die Berechnungsergebnisse miteinander verglichen werden.

Die Beulwertberechnungen werden mit dem Programmpaket MSC/NASTRAN in der Version 65 auf dem Zentralrechner Convex C120 der Technischen Universität Hamburg-Harburg durchgeführt. Die nichtlinearen Berechnungen werden mit dem Programmsystem MARC in der Version K4 auf einer Workstation Aviion 400 der Firma Data General oder auf dem Zentralrechner der TU Hamburg-Harburg durchgeführt. Die Berechnungsmodelle für die Versuche werden mit dem Preprozessor PATRAN erzeugt.

## 3.1 Vorbetrachtungen zur Beulwertberechnung mit Finiten Elementen

Vor der Durchführung von Beulwertberechnungen für die gesickten Wände wird die Verwendbarkeit der NASTRAN-Routine zur Bestimmung der Beuleigenwerte an einer einfachen Rechteckplatte untersucht. Es soll eine Aussage gemacht werden, wie die Elementeinteilungen der Versuchsmodelle durchzuführen sind, um verlässliche Ergebnisse zu erhalten. Im Falle einer Beuluntersuchung mit Finiten Elementen muß unbedingt darauf geachtet werden, daß die sich einstellende Beulform durch die Elementeinteilung der Struktur dargestellt werden kann. Um die Halbwelle einer Beule ausreichend darzustellen, müssen in Richtung einer Halbwelle mindestens 4 Elemente angeordnet werden. Geht man von der Annahme aus, daß die Beulform eines rechteckigen Blechfeldes in Quer- und Längsrichtung gleiche Halbwellenlängen ergibt, kommt man zur folgenden Empfehlung für die Elementeinteilung:

$$\text{Elementanzahl}_{\text{Längs}} \approx \frac{H}{b'} \cdot \text{Elementanzahl}_{\text{Quer}}$$

Die Berechnungen für die einfache Rechteckplatte weisen bei gröberen Netzeinteilungen große Fehler im Vergleich zur analytischen Lösung auf.

Beim Übergang zur Berechnung der gesickten Wänden ist zu prüfen, ob diese Vorgabe einzuhalten ist, und in welchem Ausmaß sich die Elementeinteilung auf das Berechnungsergebnis auswirkt. Als Anhalt für die Beziehung zwischen Elementeinteilung und berechneter Beulspannung sollen hier stellvertretend die Ergebnisse für ein Berechnungsmodell einer gesickten Wand vorgestellt werden. Bei diesem Testmodell wurde mit einem Sickenabstand von 600 $mm$, einer Sickentiefe von 75 $mm$ und einer Wandhöhe von 3000 $mm$ gerechnet. Dies ist ein Modell mit einem Seitenverhältnis 1 : 8 der ebenen Fläche zwischen den Sicken. Demzufolge sind mindestens 8 Halbwellen zu erwarten.

Die erste Elementeinteilung besteht aus nur 10 Elementen über der Höhe. Die kritische Beulspannung ergibt sich zu $\sigma_{Ki} = 98\ N/mm^2$. Eine zweite Elementeinteilung von 15 Elementen ergibt eine Beulspannung von $\sigma_{Ki} = 212\ N/mm^2$ mit etwa zwei Elementen pro Halbwelle. Das entspricht einer Differenz von 116% . Eine dritte Elementeinteilung mit 20 Elementen über der Höhe steigert die Beulspannung noch einmal um 25% auf $\sigma_{Ki} = 265\ N/mm^2$. Erst die nun folgende letzte Elementeinteilung mit 30 Elementen übereinander läßt auf ein sicheres Ergebnis

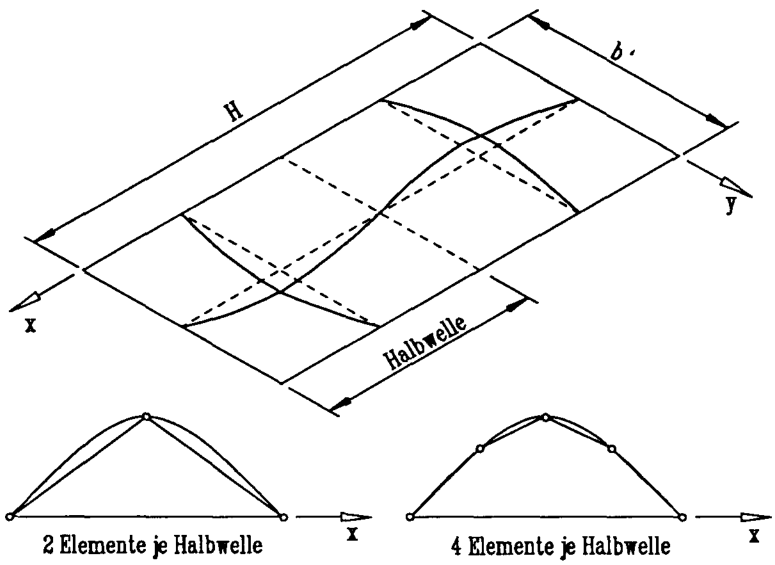



Abb. 6: Elementeinteilung für die Halbwelle einer Beule und Darstellung der Eigenform durch die Knotenverschiebungen

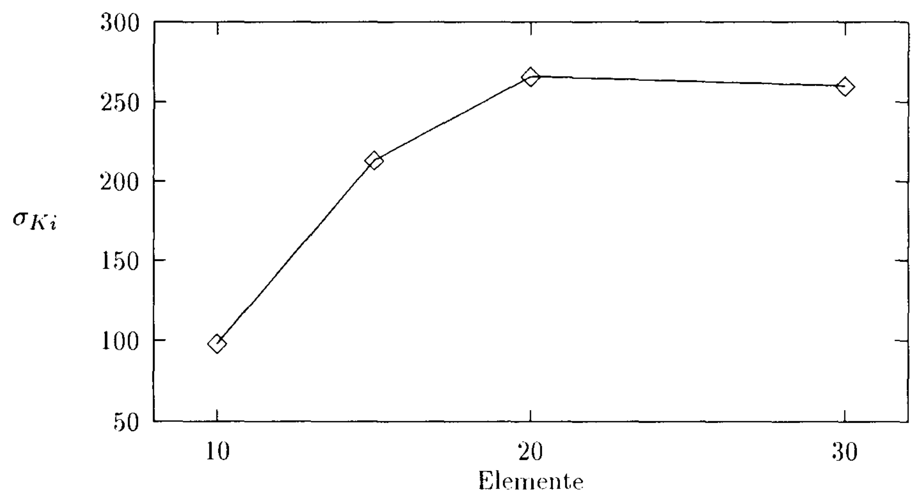



Abb. 7: Abhängigkeit der berechneten Beulspannung von der Elementeinteilung über die Modellhöhe

schließen, denn die Abweichung zum vorangegangenen Rechenlauf liegt im Rahmen der numerischen Genauigkeit. Die genannten Ergebnisse sind in Abb. 7 als Funktion der Elementanzahl aufgetragen.

Um einen Eindruck von den jeweils berechneten Eigenformen zu vermitteln, sind die Plots zu dieser Reihe im Anhang C in Abb. 41 aufgeführt. Die erste grobe Netzeinteilung bietet keine Möglichkeit, die erwartete Eigenform darzustellen. Erst mit der letzten und feinsten Einteilung werden die erwarteten 8 Halbwellen gebildet. Dieses Netz erfüllt auch die eingangs aufgestellten Anforderungen. Mit dieser letzten Einteilung ergibt sich ein FE-Modell aus 1891 Knoten und 1800 Schalenelementen, das eine Rechenzeit von 5400 CPU-Sekunden auf der an der Technischen Universität Hamburg-Harburg installierten CONVEX C120 verbrauchte.

Im Schubbelastungsfall zeigt sich keine Abhängigkeit des Beulwertes von der Elementeinteilung. Es wird dennoch mit den selben Berechnungsmodellen wie unter Druckbelastung gerechnet, lediglich die Lastaufbringung wird verändert. Der Aufwand für die Erstellung neuer Berechnungsmodelle nur für den Schubbelastungsfall mit einer geringeren Anzahl von Freiheitsgraden ist höher als die daurch erzielbare Rechenzeitersparnis.

## 3.2 Modellierung des Versuchsaufbaus

Es wird Wert auf eine möglichst detailgenaue Modellierung des gesamten Versuchsaufbaus gelegt, damit bei der Auswertung der Berechnungsergebnisse die Einflüsse der Krafteinleitungskonstruktion in Versuch und Berechnung gleichermaßen Berücksichtigung finden. Die Anordnung des Versuchsaufbaus auf der Versuchsanlage des IfS führt im Schubbelastungsfall zu einer starken Rückwirkung der Versuchsanlage auf die Meßergebnisse. Die Reaktionskräfte der Zylinder an den Widerlagern leiten ein Moment in den Längstrger der Versuchsanlage ein. Die resultierenden Verformungen des Längsträgers und der Widerlager führen zu einer Vergrößerung der an den Zylindern gemessenen globalen Schubverformung der Versuchsmodelle. Um die Elastizität des Unterbaus in der Berechnung zu erfassen, ist es notwendig, die gesamte Versuchsanlage in einem FE-Modell zu erfassen. Um dennoch einen vertretbaren Aufwand an Rechenzeit zu haben, wird dieser Teil des Modells einmalig als Substruktur definiert und bei den Berechnungen der verschiedenen Modelle hinzugeladen. In den Abb. 42 bis 44 werden die Substruktur und ein Versuchsmodell mit der Krafteinleitungskonstruktion und dem Übergang zur Substruktur dargestellt. Die Berechnungsmodelle sind im Anhang jeweils in ihrer Endverformung nach der nichtlinearen Berechnung dargestellt. Die Krafteinleitungskonstruktion wird dabei nicht dargestellt.

Die Teilkomponenten des Versuchsaufbaus und ihre Modellierung seien im Folgenden beschrieben: Alle Flächenbauteile werden aus Schalenelementen idealisiert. Dabei werden die Felder zwischen den Sicken bzw. den Profilen über die Breite in vier Elemente eingeteilt. Die Teilung der Felder über der Höhe wird ebenfalls so ausgeführt, daß die zu erwartenden Versagensformen auch durch die Elemente darstellbar sind. Die Sicken werden über die Breite $W$ einer Sicke in drei Elemente eingeteilt. Bei der profilversteiften Wand wurde der Steg des HP-Profils durch Schalenelemente und der Wulst durch Balkenelemente mit entsprechender Biegesteifigkeit und Querschnittsfläche idealisiert. Die Spannschrauben und Zylinder an den Enden der Traverse werden durch Stabelemente dargestellt. Die Randbedingungen der Versuchswand sind durch die Anschlußsteifigkeit der Substruktur gegeben. Die Substruktur selbst wird, wie auch die Versuchsanlage, an den Enden der Längsträger gelagert.

## 3.3 Lineare Berechnungen zur Vorbereitung der Versuche

Wie in 2.1 erwähnt, werden für den Versuchsaufbau und die einzelnen Belastungsarten mehrere lineare Beulwertberechnungen durchgeführt. Für den Schubbelastungsfall werden diese Berechnungen auch für die Ermittlung der Vorspannkräfte in den Spannschrauben durchgeführt. Diese Berechnungen teilen sich in mehrere Schritte auf:

1. Eine lineare Beulwertberechnung mit den horizontal wirkenden Schubkräften, um die kritische Last und die Normalspannungen für diese Last an den Rändern zu bestimmen.

2. Für die Spannschrauben werden im FE-Modell Stabelemente eingesetzt. An den Fußpunkten der Stabelemente werden Einheitskräfte, die ein Moment entgegen dem Moment der Horizontalkräfte ergeben, aufgebracht. Es werden die Normalspannungen an den Rändern ermittelt. Daraus läßt sich die Größe der Stabkräfte bestimmen, die an den Modellrändern

Randspannungen ergeben, die die durch die krit. Schubkraft hervorgerufenen Randspannungen aufheben.

3. Es wird erneut eine Beulwertberechnung mit der kritischen Kraft des ersten Rechenlaufes und den unter 2 ermittelten Vorspannkräften durchgeführt.

Nach der 3. Berechnung wird der Schubspannungsverlauf im Plattenfeld betrachtet. Überwiegen die Normalspannungen, wird dieser Weg nochmals durchlaufen. Es werden so für den Versuchsaufbau möglichst homogene Schubspannungszustände erreicht. Dies ist auch daran zu erkennen, daß die Beulformen nach Aufbringen der Vorspannkräfte die für Schubbeulen typischen Formen (diagonal über das Blechfeld verlaufende Beulen) annehmen. Ohne diese Vorspannkräfte erhält man eine Mischform aus Druck- und Schubbeulen, wobei die Beulen im Bereich der Druckspannungen am Rand des Modells auftreten.

## 3.4 Nichtlineare Berechnungen

Neben den in 3.3 beschriebenen vorbereitenden Berechnungen werden im weiteren Verlauf umfangreichere nichtlineare FE-Berechnungen für jedes Versuchsmodell durchgeführt. Ziel einer nichtlinearen Berechnung ist es, eine Beschreibung des gesamten Kraft-Verformungsverhaltens einer Struktur unter einer spezifischen Lasthistorie zu erhalten. Bei dieser Vorgehensweise erhält man ein ganzheitliches Ergebnis in Bezug auf das Tragverhalten im Gegensatz zu einer Gruppe von Einzellösungen, wie man sie erhält, wenn man getrennt eine lineare Berechnung für den Spannungsnachweis und eine lineare Beulwertberechnung durchführt.

### 3.4.1 Methodische Gliederung einer nichtlinearen Berechnung

Am Anfang einer Berechnung des nichtlinearen Verhaltens einer Struktur steht nicht sofort ein nichtlinearer Rechenlauf. Aus Gründen der Effizienz werden zunächst einige vorgeschaltete lineare Rechenläufe durchgeführt, um die möglichen Fehlerquellen Schritt für Schritt zu erkennen und auszuschalten.

An erster Stelle steht die Frage nach dem Ziel der Analyse und dem anzuwendenden Verfahren. Was für ein Ergebnis wird mit der Berechnung angestrebt?

- Die Berechnung des Fließbeginns in Teilen der Struktur ist mit einer einfachen linearen Berechnung zu erreichen.

- Die Größe und das Wachstum der Plastifizierungszonen unter zunehmender Belastung kann man mit einer elastoplastischen Berechnung unter Berücksichtigung des nichtlinearen Materialverhaltens erreichen. Dabei sind Entscheidungen bzgl. der Wahl des Fließkriteriums und der Spannungs-Dehnungs-Relation zu treffen.

- Die Berechnung der kritischen Beul- oder Knicklast ist mit einer linearen Eigenwertberechnung zu berechnen.

- Die Berechnung der Traglast einer Struktur ist unter Berücksichtigung der geometrischen Steifigkeit und der Spannungs-Dehnungs-Beziehung des Materials zu erreichen.

- Die Berechnung großer Verformungen einer Struktur unter Berücksichtigung nichtlinearer Randbedingungen. Dazu zählen auch die Berechnungen von Mehrkörpersystemen deren Kontaktflächen sich im Verlauf der Belastung verändern können

An zweiter Stelle steht die Definition des Berechnungsmodells. Das Ziel wirkt sich bereits auf die Netzeinteilung des Berechnungsmodells aus. Wie bereits oben beschrieben, muß die Darstellbarkeit der möglichen Versagensformen durch das Modell möglich sein. Bei der detaillierten Betrachtung von Plastifizierungszonen ist eine entsprechend feine Vernetzung im interessierenden Bereich nötig. Dennoch sollte bei der Modellbildung auf eine möglichst geringe Anzahl der Freiheitsgrade geachtet werden, um die Rechenzeit nicht zu hoch werden zu lassen.

An dritter Stelle steht dann ein linearer Rechenlauf, der zum einen der Überprüfung der Eingabedaten dient, zum anderen erhält man Informationen, ob die getroffenen Annahmen zu den Spannungsgradienten, und damit zur Verfeinerung der Netzeinteilung im Bereich hoher Beanspruchung, stimmen. An dieser Stelle kann schon eine Überarbeitung des Netzes erforderlich werden. Wird eine stabilitätsgefährdete Struktur untersucht, dann empfiehlt es sich, vor der nichtlinearen Berechnung eine Berechnung der kritischen Belastung (Eigenwertberechnung) durchzuführen.

Erst jetzt wird eine erste nichtlineare Berechnung mit grober Anfangsschrittweite durchgeführt. Ziel dieser Berechnung ist eine Aussage über die Qualität der gewählten Randbedingungen, das gewählte Lösungsverfahren und das Konvergenzkriterium. An dieser Stelle kann man feststellen, ob eine gewählte Randlagerung (Festlagerung, Loslagerung, Teileinspannung) richtig gewählt wurde, oder ob bei zunehmender Last und Verformung das Ergebnis der Berechnung unwahrscheinlich wird, und die Randbedingungen anders zu wählen sind. Das kann z.B. die Einführung von nichtlinearen Randbedingungen (Kontaktproblem) oder elastischen Randbedingungen (Substrukturen) bedeuten. Bei Strukturen mit sehr geringer Steifigkeit ( $\frac{\partial F}{\partial u} \approx 0$) sollte als Konvergenzkriterium eine Verschiebungsgröße anstatt einer Kraftgröße gewählt werden. Bei stabilitätsgefährdeten Bauteilen kann das Iterationsverfahren im Bereich der Verzweigungslast sogar versagen. Demzufolge müßte dann eine Vorverformung in der Charakteristik der Beulform auf das Ausgangsmodell addiert werden. Dazu würde das Ergebnis der Beulwertberechnung herangezogen werden.

Erst nach Abarbeitung dieser Schritte ist eine aussagekräftige nichtlineare Berechnung der zu untersuchenden Struktur möglich.

### 3.4.2 Verfahren

Die nichtlineare Berechnung eines FE-Programms baut auf der Methode der linearen statischen Berechnung auf. Es werden dieselben Modelldaten wie für eine lineare Berechnung benutzt, lediglich erweitert um die nichtlinearen Materialeigenschaften. Die einzelnen Lastschritte können individuell vom Anwender im Eingabedatensatz definiert werden. Dabei ist es möglich, daß die Kräfte nicht nur betragsmäßig erhöht werden, es können ebenso an zusätzlichen Punkten angreifende Kräfte oder in ihrer Wirkungsrichtung veränderte Kräfte aufgegeben werden. Die Lastschrittweite kann vom Benutzer starr vorgegeben, oder vom Programm automatisch berechnet werden. Bei der letzteren Methode bestimmt das Programm die Schrittweite anhand der Steifigkeitsveränderung des Modells mit zunehmender Belastung. Bildet sich mit zunehmender Belastung in einem Berechnungsmodell eine Fließzone, oder eine Beule, was beides eine Abnahme der Steifigkeit des Modell zur Folge haben kann, reagiert das Programm mit einer Verringerung der Lastschrittweite. Damit wird eine Verbesserung des Konvergenzverhaltens erreicht. Im Programm MARC ist dieser Algorithmus in der Lage, die Lasten gegebenenfalls zu verringern, wenn die Ableitung der Steifigkeitsmatrix über die Verformung negativ werden sollte. Damit ist es möglich das Kraft-Verformungs-Verhalten auch nach einem Beulen oder Durchschlagen zu berechnen. In [6] wird ein Vergleich zwischen durchgeführten Versuchen und nichtlinearen Berechnungen für eine Anordnung von zylindrischen, längsausgesteiften Schalen vorgestellt.

Für die Lösung eines nichtlinearen Problems ist die Methode der Finiten Elemente um einen Such- und Iterationsalgorithmus nach Newton-Raphson erweitert (s.a. [43], [36]). Hauptziel der Iteration ist es, einen Fehlervektor $\delta$ zu minimieren:

$$\delta = \mathbf{p} + \mathbf{q} - \mathbf{f}_K \tag{1}$$

mit: $\delta$ = Fehlervektor, der die nicht ausgeglichenen Restkräfte enthält
$\mathbf{p}$ = Vektor der äußeren Lasten
$\mathbf{q}$ = Vektor der unbekannten Reaktionskräfte an den unterdrückten Freiheitsgraden
$\mathbf{f}_K$ = innere Knotenkräfte, berechnet aus den Ansatzfunktionen der Elemente und ihren Verzerrungen

Für eine lineare FE-Berechnung gilt die Beziehung:

$$\mathbf{f}_{K_{lin.}} = \mathbf{K}^l \mathbf{u} \tag{2}$$

mit: $\mathbf{K}^l$ = lineare Steifigkeitsmatrix
$\mathbf{u}$ = Vektor der Knotenverschiebungen

Temperaturbeanspruchungen werden hier nicht berücksichtigt. Für die nichtlineare Berechnung wird nun eine sog. Tangentenmatrix eingeführt, in der geometrische und materialbedingte Nichtlinearitäten berücksichtigt sind.

$$\mathbf{K}_{ij} \approx \frac{\partial \mathbf{f}_{K_i}}{\partial \mathbf{u}_j} \tag{3}$$

Für einen bekannten Vektor $\mathbf{u}^i$ kann ein Fehlervektor $\delta(\mathbf{u}_i)$ bestimmt werden. Mit der Newton'schen Iterationsmethode wird dann der Vektor $\mathbf{u}^{i+1}$ mit einem kleineren Fehler gesucht. Für einen Verformungsvektor $\mathbf{u}$ nahe einer bekannten Lösung $\mathbf{u}^i$ wird die nichtlineare Kraft $\mathbf{f}_K$ angenähert zu:

$$\mathbf{f}_K(\mathbf{u}) \approx \mathbf{f}_K(\mathbf{u}^i) + \mathbf{K} \cdot (\mathbf{u} - \mathbf{u}^i) \tag{4}$$

Wird diese Gleichung in (1) eingesetzt, erhält man mit $\delta = 0$ (den gesuchten Punkt):

$$\mathbf{K} \cdot (\mathbf{u} - \mathbf{u}^i) \approx \mathbf{p} + \mathbf{q} - \mathbf{f}_K(\mathbf{u}^i) \tag{5}$$

Damit läßt sich für die Newton-Raphson Iteration schreiben, daß

$$\mathbf{K} \cdot (\mathbf{u}^{i+1} - \mathbf{u}^i) = \delta(\mathbf{u}^i) \tag{6}$$

ist. $\mathbf{u}^{i+1}$ stellt dann die neue Abschätzung der Lösung $\mathbf{u}$ dar. Hiermit ist eine schrittweise Iteration möglich. Gleichung (1) läßt sich damit in eine iterative Form umschreiben.

$$\mathbf{K} \cdot (\mathbf{u}^{i+1} - \mathbf{u}^i) = \mathbf{p}_0 + \mathbf{q} - \mathbf{f}^i - \mathbf{K}^r \cdot \mathbf{u}^i$$

$\mathbf{f}^i$ wird als Lastkorrekturvektor bezeichnet.

$$\mathbf{f}^i = \mathbf{F}_K(\mathbf{u}^i) - \mathbf{K}^r \cdot \mathbf{u}^i - \mathbf{\Delta p}(\mathbf{u}^i) \tag{7}$$

$\mathbf{K}^r$ ist die sog. nichtlineare Referenz-Matrix, die man aus den Elementbibliotheken erhält, und $\mathbf{\Delta p}(\mathbf{u}^i)$ ist der Vektor, der die Veränderung der Kräfte in Abhängigkeit der Knotenverschiebungen enthält.

Der Vorteil der Verwendung dieses Lastkorrekturvektors liegt darin, daß er zu 0 wird, wenn der Kraftvektor $\mathbf{f}_K$ linear ist, und die Matrix $\mathbf{K}^r$ linear-elastische Terme enthält. Da der Vektor $\mathbf{f}^i$ auf Elementebene berechnet wird, brauchen alle als linear bekannten Elemente nicht neu berechnet zu werden. Dadurch kommt es zu einer Einsparung von Rechenzeit, wenn der Benutzer des Programms Teile eines FE-Modells als linear definiert: So werden z.B. wenig belastete Teile einer Struktur, die sich während der ganzen Berechnung im linear-elastischen Bereich befinden als Superelemente oder als Elemente mit linearelastischen Materialeigenschaften definiert.

Die Benutzung der Gleichung (6) ermöglicht einen direkten Zugriff auf die inkrementalen Verschiebungen und den Fehlervektor, um die Konvergenz zu überprüfen. Um die Berechnung des Vektors $\mathbf{f}_K(\mathbf{u}^i)$ zu vermeiden, wird (7) nach $\mathbf{f}_K(\mathbf{u}^i)$ aufgelöst und in (1) eingesetzt. Damit erhält man:

$$\delta^i = \delta(\mathbf{u}^i) = \mathbf{p} - \mathbf{f}^i - \mathbf{K}^r\mathbf{u}^i \tag{8}$$

Werden die Vektoren $\delta^{\mathbf{i}}$ zweier aufeinander folgender Werte von $i$ in Gleichung (8) voneinander abgezogen, um die Konstanten zu eliminieren, erhält man eine einfache Gleichung für den Fehlervektor in der Form:

$$\delta^{\mathbf{i}} = \delta^{\mathbf{i-1}} - \mathbf{f}^i - \mathbf{f}^{i-1} - \mathbf{K}(\mathbf{u}^i - \mathbf{u}^{i-1}) \tag{9}$$

Mit dieser Form läßt sich eine einfache Iterationsvorschrift angeben:

1. Für den ersten Iterationsschritt nach einer Änderung des Lastvektors werden die Gleichungen (6) und (8) verwendet. Die Anfangswerte für den Start einer Berechnung vom unbelasteten Zustand aus sind $\mathbf{f}^0 = \mathbf{u}^0 = 0$. Damit wird $\delta^{\mathbf{0}} = \mathbf{p}$ und $\mathbf{K}\mathbf{u}^1 = \delta^{\mathbf{0}}$

2. Dann wird mit (7) $\mathbf{f}^1$ direkt aus den Elementen und Lasten berechnet:

$$\mathbf{f}^1 = \mathbf{f}_K\mathbf{U}^1 - \mathbf{K}^r\mathbf{u}^1 - \mathbf{\Delta p}(\mathbf{u}^1)$$

3. Danach wird $\delta^{\mathbf{1}}$ unter Verwendung von (9) berechnet:

$$\delta^{\mathbf{1}} = \delta^{\mathbf{0}} - \mathbf{f}^1 + \mathbf{f}^0 - \mathbf{K}^r(\mathbf{u}^1 - \mathbf{u}^0)$$

   Unter der Annahme, daß $\mathbf{f}^0 = 0$ ist.

4. Unter Verwendung von Gleichung (6) wird mit $i = 1$ dann $u^2$ berechnet:

$$\mathbf{K}(\mathbf{u}^2 - \mathbf{u}^1) = \delta(\mathbf{u})^1$$

5. Die Schritte 2,3 und 4 werden bis zur Konvergenz wiederholt, wobei die hochgestellten Indizes in jedem Iterationsdurchlauf um 1 erhöht werden. Hierbei muß beachtet werden, daß die Tangentenmatrix $\mathbf{K}$ und/oder die Referenzmatrix $\mathbf{K}^r$ sich ändern können.

Es wird ein ideal elastisch-plastisches Werkstoffverhalten angenommen, d.h. nach Überschreiten der Streckgrenze des Materials werden keine zusätzlichen Kräfte mehr aufgenommen. Eine Werkstoffverfestigung wird nicht angenommen. Als Fließkriterium für den mehrachsigen Spannungszustand wird das Fließkriterium nach von Mises verwendet. Dieses Kriterium geht von der Annahme aus, daß Fließen auftritt, wenn ein kritischer Wert der Verzerrungsenergie überschritten wird. Im einfachen Fall der mehrachsigen Zugbeanspruchung ist dieser kritische Wert die Fließspannung des Werkstoffes.

$$\frac{1}{2}[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2] = \sigma_y^2$$

Für den allgemeinen Spannungszustand unter Berücksichtigung der Schubspannung ergibt sich dann:

$$\overline{\sigma}^2 = \frac{1}{2}[(\sigma_x - \sigma_y)^2 + (\sigma_y - \sigma_z)^2 + (\sigma_z - \sigma_x)^2] + 3(\tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{xz}^2)$$

$\overline{\sigma}$ wird die effektive Spannung genannt. Aus dieser Gleichung ergibt sich dann die Fließspannung unter reiner Schubbeanspruchung zu:

$$\tau_{pl} = \frac{\sigma_{pl}}{\sqrt{3}}$$

Bei geometrisch nichtlinearen Berechnungen wird die nichtlineare Beziehung zwischen Verformungen und Dehnungen berücksichtigt. Dieser Effekt ist wichtig bei Problemen, wie der großen lateralen Durchbiegung von eingespannten dünnen Platten, dem Durchschlagen von schwach gekrümmten Schalen unter Laterallast und dem Beulen von Flächentragwerken.

In der Näherung wird ein Elementkoordinatensystem verwendet, das dem Element mit zunehmender Verformung folgt. Dabei kann das Element selbst große Verschiebungen erfahren, bezogen auf sein Elementkoordinatensystem werden die Verformungen des Elements weiterhin als klein angenommen. Die Knotenverschiebungen werden bezogen auf das globale Koordinatensystem ausgegeben.

Die Tangentenmatrix gibt die Veränderung der Knotenkräfte in Abhängigkeit von den Knotenverschiebungen wieder. Diese Tangentenmatrix wird in zwei Schritten berechnet. Als erstes wird die differentielle Steifigkeitsmatrix im verschobenen Koordinatensystem berechnet, im zweiten Schritt wird diese dann auf das globale System transformiert.

Dieses Verfahren ist im Programm MARC u.a. für 4-Knoten- und 3-Knoten-Schalenelemente verfügbar, die eine Berechnung für kombinierte Biege- und Membranbeanspruchung ermöglichen. Es wird der ebene Spannungszustand angenommen. Als Materialgesetz kann der Anwender eine eindimensionale Spannungs-Dehnungskurve eingeben. Diese Kurve besteht im einfachsten Fall für das ideale elastisch-plastische Materialverhalten aus der Hooke'schen Geraden, die auf der Höhe der Fließspannung in eine waagerechte übergeht.

# 4 Vergleich der Versuchs- und Berechnungsergebnisse

Die Versuchsmodelle waren aus Stahl unterschiedlicher Festigkeit hergestellt. Für das Material der Versuchsmodelle wurden in Zugversuchen nach DIN 50145 die Streckgrenzen ermittelt. Die Modelle 2, 4 und 5 waren aus einem Material mit der Streckgrenze $R_{eH} = 235\ N/mm^2$ und einem Elastizitätsmodul von $E = 210000\ N/mm^2$ gefertigt. Die Versuchsmodelle 1, 3 und 6 waren aus einem Material mit der Streckgrenze $R_{eH} = 330\ N/mm^2$ und einem Elastizitätsmodul von $E = 210000\ N/mm^2$ gefertigt. Alle Berechnungen wurden mit diesen Werten durchgeführt.

Bei der Gegenüberstellung von Berechnungsergebnissen und Meßergebnissen stellt sich die Frage nach einer geeigneten Auswahl des aufzutragenden Parameters und der Darstellungsweise, die eine Vergleichbarkeit der verschiedenen Modelle untereinander ermöglicht. Die in Versuch und Berechnung gleichermaßen eingesetzte unabhängige Größe ist die an den Angriffspunkten der Zylinder angreifende Kraft. Die aus der Belastung resultierenden Spannungen sind schon abhängige Größen. Sie werden zum einen von der Meßgenauigkeit beeinflußt, wenn man die gemessenen Dehnungen betrachtet. Zum anderen sind die berechneten Spannungen von der Güte des Berechnungsmodells abhängig. Sollen z.B. die Spannungen im Bereich einer Sicke aus Berechnung und Messung miteinander verglichen werden, dann ist es von Interesse, wie genau der Bereich idealisiert wurde. In einem groben Modell wird eine Platte mit einer Sicke mit wenigen Elementen idealisiert, so daß zwischen Platte, Sickensteg und Sickengurt jeweils scharfe Kanten entstehen. Ein feineres Modell aber müßte die Auslaufradien der Sicken mit berücksichtigen. Dann spielt die Lage der Dehnungsmeßstreifen im Vergleich zu den Integrationspunkten, an denen die Berechnungsergebnisse ermittelt werden, eine Rolle. Somit wird es bei dem Vergleich dieser lokalen Gößen zu Abweichunngen kommen, die stark vom Berechnungsmodell abhängen. Es erscheint daher sinnvoll, eine globale Größe wie die Kraft, zum Vergleich heranzuziehen.

Um eine Vergleichbarkeit der Ergebnisse der verschiedenen Modelle untereinander zu ermöglichen, wird eine dimensionslose Darstellung für die Versuchsergebnisse gewählt. Als Bezugsgrößen werden eine Fließlast und eine Fließverformung definiert. Dabei müssen der Druck- und der Schublastfall unterschieden werden. Die Fließlasten $F_y$, auf die die Versuchskräfte $F_{Zyl.}$ bezogen werden, werden mit der Fließspannung des Materials $\sigma_y$ bzw. $\tau_y = \sigma_y/\sqrt{3}$ und einer nominellen Querschnittsfläche des Modells $A_{nom.} = B \cdot t$ normiert. Damit ergeben die jeweiligen Fließlasten für Druck

$$F_y = A_{nom.} \cdot \sigma_y$$

und für Schub

$$F_y = A_{nom.} \cdot \tau_y \ .$$

Die Bezugsgrößen für die Verformungen werden über die Dehnung $\epsilon$ und den Elastizitätsmodul $E$ im Druckfall und im Fall der Schubbelastung über den Schubwinkel $\gamma$ und den Schubmodul $G$ des Materials gebildet.

Hier wird für die ebene Platte unter gleichmäßiger Randbelastung eine stark vereinfachende Annahme vorausgesetzt:

$$\sigma = E \cdot \epsilon \ .$$

Mit der Veschiebung $v$ in Kraftangriffsrichtung, der Modellhöhe $H$ und $\epsilon = \frac{v}{H}$ erhält man eine Verschiebung $v_y$, bei der ein Fließen eintreten würde.

$$v_y = \frac{\sigma_y}{E} \cdot H \ .$$

Die dimensionslose Verschiebung ist dann

$$\overline{v} = \frac{v_{Kraftangr.}}{v_y} \ .$$

Für eine Rechteckplatte gilt im Idealfall für die Schubspannung

$$\tau = \gamma \cdot G \; .$$

Unter der Annahme kleiner Schubwinkel kann man dann mit der Modellhöhe $H$, dem Schubmodul $G$ und der Fließspannung $\tau_y$ die Verschiebung $u_y$ berechnen, bei der ein Fließen im Idealfall eintreten würde.

$$u_y = \frac{\tau_y}{G} \cdot H$$

Damit erhält man

$$\overline{u} = \frac{\Delta l_{Zyl.}}{u_y} \; .$$

Die Bewertung der verschiedenen Berechnungsmethoden zur Bestimmung der Traglasten erfolgt anhand der dimensionslosen Darstellung der Beulspannungen nach DASt-Richtlinie 012 und der in [16] vorgeschlagenen. Zum besseren Vergleich zwischen Berechnung und Versuch werden auch hier wieder Kraftgrößen statt Spannungen benutzt. Es werden mit den berechneten Lasten die bezogenen Plattenschlankheitsgrade als Abszissenwert bestimmt. Mit den im Versuch ermittelten Versagenslasten werden dann bezogene Versagenslasten als Ordinatenwerte bestimmt. Die bezogene Beulspannungskurve stellt die nach gängiger Auslegungspraxis zulässige Last dar, wogegen die Punkte die tatsächlichen Traglasten darstellen. Die Kurve der DASt-Richtlinie wird hier herangezogen, da sie stellvertretend für das Konzept Traglastberechnung anhand dimensionsloser Plattenschlankheitsgrade steht. Zum anderen enspricht sie aber auch der Abminderung nach den Vorschriften des GL, wenn diese in die dimensionslose Form übertragen wird.

Die Kraft-Verformungskurven der Versuche sind ebenfalls im Anhang B zusammengestellt. Dagegen sind die Darstellungen der bezogenen Beullasten über den bezogenen Plattenschlankheitsgraden direkt im Text eingefügt.

Für die Darstellung der Meßergebnisse wird ein Koordinatensystem gewählt, bei dem die gesickte Wand in der X-Y-Ebene liegt und die Richtung der Normalen zur Plattenebene in Z-Richtung weist (s.a. die Abb. der Meßstellenpläne im Anhang B). Diese Wahl entspricht der üblichen Darstellung bei Plattenproblemen. Bei den FE-Berechnungen des gesamten Versuchsaufbaus mußte ein anderes Koordinatensystem gewählt werden, da in der Darstellung des Postprozessors stets die Z-Koordinate nach oben weist. Damit wäre der Versuchsaufbau in allen perspektivischen Darstellungen auf der Seite liegend erschienen. Aus Gründen der Anschaulichkeit der Darstellungen wird das Berechnungsmodell in die X-Z-Ebene transformiert. Die Berechnungen der nachfolgenden Parameterstudie dagegen werden wieder in der X-Y-Ebene durchgeführt.

## 4.1 Modell 1

Mit diesem Modell wird ein Traglastversuch unter Druckbelastung durchgeführt. Da für diesen Versuch nur mit einem Handregelventil kraftgesteuerte Druckzylinder zur Verfügung stehen, kann kein weggesteuerter Versuch durchgeführt werden. Das Modell wird so bis zum Versagensbeginn mit steigender Last beaufschlagt und bricht dann unter einer konstant gehaltenen Last schlagartig zusammen. Die weitere Lastaufnahme nach diesem Punkt wird nicht erfaßt. Dies ist auch in den Kurven (s. Abb. 46 bis 47) zu diesem Versuch zu erkennen.

In den Darstellungen der Verformungen in Richtung der Normalen der Plattenebene kann man im Bereich von 1100 $kN$ bis 1400 $kN$ Druckkraft eine Umkehr der Bewegungsrichtung erkennen. Die Verformung bis zu dieser Kraft liegt in einem Bereich unter 1 $mm$. Ab dieser Bewegungsumkehr nimmt die Verformung der Teilfelder in Normalenrichtung stark zu, so daß hier von einem Teilfeldbeulen gesprochen werden kann. In der Darstellung der Versuchskraft über dem Zylinderweg ist aber keine Verringerung der Gesamtsteifigkeit zu erkennen. Betrachtet man den Verlauf der gemessenen Dehnungen über einen Schnitt durch den Versuchskörper für die Belastungen in diesem Bereich so ist keine nennenswerte Verringerung der Dehnungen in Feldmitte zu beobachten. Dies würde man für den Fall des Teilfeldbeulens und der damit verbundenen Lastumlagerung zu den Steifen an den Feldrändern erwarten. Es werden hier die an der Modellober- und Unterkante gemessenen Dehnungen aufgetragen (s. Abb. 45), da hier nur mit linearen DMS in einer Richtung gemessen wird, die strich-punktierten Linien geben die Mitten der Sicken an. Erst bei weiter ansteigender Belastung, ab 2000 $kN$ tragen die mittleren Teilfelder nicht mehr voll mit, wie der dritten Kurve zu entnehmen ist. Das Versagen tritt bei einer Kraft von 2415 $kN$ ein.

Nachfolgend werden die Ergebnisse verschiedener Beulwertberechnungen den Versuchsergebnissen gegenübergestellt und in die dimensionslose Darstellung der Beulspannungen nach DASt-Richtlinie 012 eingetragen.

**FE-Berechnung:** Die Beulwertberechnung mit dem Programm NASTRAN ergibt eine kritische Kraft von $F_{Pi} = 1626,2\ kN$. Mit der Streckgrenze des Materials und der nominellen Querschnittsfläche des Modells ergibt sich eine Fließlast von $F_y = 3531,0\ kN$ . Daraus läßt sich der bezogene Plattenschlankheitsgrad bestimmen:

$$\overline{\lambda}_P = \sqrt{\frac{F_y}{F_{Pi}}} = 1,474$$

**Nach Klöppel/Möller:** Eine Möglichkeit zur Bestimmung der Beullast könnte auch die Benutzung der Beulwerttafeln [18] für ausgesteifte Rechteckplatten sein. Bei der Anwendung der Tafeln für kontinuierlich verteilte Aussteifungen würde dann das Einzelfeldbeulen nicht mehr berücksichtigt werden. Diese Berechnung ergibt eine krit. Normalspannung und einen bezogenen Plattenschlankheitsgrad von

$$\sigma_{Pi} = 197,63\ N/mm^2 \qquad \overline{\lambda}_P = 1,292$$

Mit der abgewickelten Querschnittsfläche des Versuchsmodells und dieser Spannung kann eine Beulkraft berechnet werden: $F_B = 2114,6\ kN$

**Nach GL für Einzelfelder:** Die Berechnung der krit. Spannung nach GL Abschn. 3 F.1 für isotrope Einzelfelder wird mit der Breite $b' = 385\ mm$ (der Breite der ebenen Plattenfelder zwischen den Sicken) durchgeführt. Damit erhält man eine krit. Spannung und einen bez. Plattenschlankheitsgrad von

$$\sigma_{Pi} = 80,3\ N/mm^2 \qquad \overline{\lambda}_P = 2,027$$

und die Beulkraft $F_B = 859,2\ kN$.

**Nach GL für orthotrope Plattenfelder:** Die Berechnung der krit. Beulspannung für den linear-elastischen Fall nach GL Abschn. 3 F.2 für orthotrope Plattenfelder wird ebenfalls mit der Breite $b' = 385\ mm$ durchgeführt. Damit erhält man eine krit. Spannung und einen bez. Plattenschlankheitsgrad von

$$\sigma_{Pi} = 149,9\ N/mm^2 \qquad \overline{\lambda}_P = 1,484$$

und die Beulkraft $F_B = 1603,9\ kN$.

**Traglast nach GL:** Im Abschn. 3 F.2 der Vorschriften des GL ist eine Formel zur Bestimmung der Traglast von orthotropen Plattenfeldern angegeben. Diese Formel unterscheidet sich von der vorhergehenden in der Verwendung einer größeren mittragenden Plattenbreite. Damit erhält man eine krit. Spannung und einen bez. Plattenschlankheitsgrad von

$$\sigma_{Pi} = 172,7\ N/mm^2 \qquad \overline{\lambda}_P = 1,382$$

und die Traglast $F_u = 1847,9\ kN$.

Bei den Berechnungen nach GL wird als Breite $b$ nicht der Sickenabstand von $535\ mm$ sondern die Breite der ebenen Felder zwischen den Sicken eingesetzt. Damit erhöhen sich die krit. Spannungen für die isotropen Felder. Bei der Berechnung der orthotropen Felder wird durch die Verwendung dieser geringeren Breite ein geringerer Steifenabstand angenommen als tatsächlich vorhanden, damit ergeben sich in den Berechnungen höhere Plattenmoduln in Steifenrichtung als im Fall einer vergleichbaren Profilversteifung und damit auch höhere Beul- bzw. Versagensspannungen. Das bedeutet gleichzeitig geringere bezogene Plattenschlankheitsgrade als bei der Verwendung der Breite $b = 535\ mm$.

Die gemessene Versagenslast beträgt

$$F_u = 2415\ kN.$$

Als bezogene Versagenslast erhält man

$$\overline{F}_u = \frac{F_u}{F_y} = 0,684.$$

Diese Last wird in das Diagramm der DASt-Richtlinie 012 über den bezogenen Plattenschlankheitsgraden der oben verwendeten Verfahren eingetragen (s. Abb. 8). Damit läßt sich darstellen, welche Sicherheit die zu jedem Schlankheitsgrad gehörende zulässige Beulspannung nach der Richtlinie (der Wert der Kurve) gegenüber dem Versagenspunkt beinhaltet.

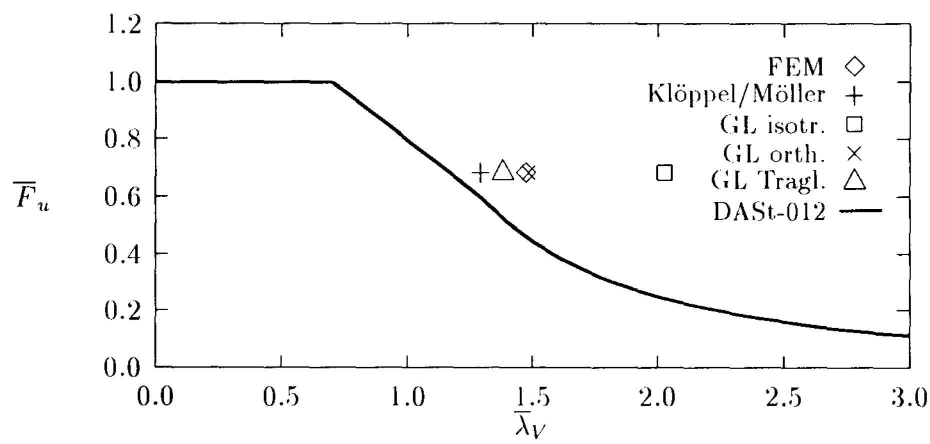



Abb. 8: Im Versuch ermittelte bez. Versagenslast $\overline{F}_u$ über den bez. Plattenschlankheitsgraden $\overline{\lambda}_P$ nach verschiedenen Berechnungsmethoden (Modell 1)

Der Umschlag des Wegaufnehmers 7 (s. Abb. 47) in den negativen Bereich ist damit zu erklären, daß die Wegaufnehmer beim völligen Abheben vom Versuchskörper und somit in völlig ausgefahrenem Zustand ein negatives Signal geben. Die Verformung an dieser Stelle war damit größer als $17,5\ mm$. Die Endverformung ist in Abb. 48 als Iso-Höhenlinien-Plot dargestellt. Die Extrema sind mit einem **L** bzw. **H** gekennzeichnet. Man kann aus dieser Darstellung die Beulen der Einzelfelder im oberen Bereich des Versuchsmodells erkennen. Diesen lokalen Verformungen ist ein globales Ausknicken der Sicken überlagert.

Die nichtlineare FE-Berechnung zeigt vom Verlauf der Verformungen her ein ähnliches Verhalten wie der Versuch (s. Abb. 46 bis 47). Der größte Unterschied zwischen Berechnung und Versuch liegt in der größeren Gesamtsteifigkeit des Berechnungsmodells (s. Abb. 46). Der Verlauf der Normalverformung der Meßpunkte direkt neben der Sicke und in Feldmitte zeigt dagegen eine sehr gute Übereinstimmung zu Beginn der Berechnung. Die Umkehr der Bewegungsrichtung tritt jedoch erst bei einer höheren Kraft als im Versuch ein. Eine Erklärung für diesen Effekt kann eine höhere Biegesteifigkeit des Schalen-Elementes gegenüber der realen Platte sein. Diese Annahme wurde durch die Berechnung eines Testmodells einer aufgelegten Platte unter normal zur Plattenebene wirkenden Flächenlast bestätigt. Das Ergebnis der Testrechnung lieferte geringere Verformungen als eine analytische Lösung. Ein weiterer Grund mögen die Vorverformungen des Vesuchsmodells sein, die in der Berechnung nicht berücksichtigt wurden.

Als eine Kontrolle des berechneten Spannungszustandes gegenüber dem gemessenen werden die Dehnungen an der Oberkante des Modells für Berechnung und Messung aufgetragen (s. Abb. 50). Es werden hier wieder die Dehnungen auf Plattenmitte am oberen Rand für die DMS 0 bis 7 bzw. 72 bis 79 und 148/150 aufgetragen (s. Abb. 31). Die Spitze bei der Koordinate $x = 1951\ mm$ (auf Mitte Sicke) erklärt sich durch den direkt über der Sicke angeordneten Druckzylinder. Die aufgetragenen Werte zeigen eine gute Übereinstimmung zwischen Messung und Berechnung.

## 4.2 Modell 2

Der Traglastversuch unter Schubbelastung wird mit regelbaren weggesteuerten Hydraulikzylindern durchgeführt, so daß es möglich ist, die Konstruktion über den Versagenspunkt hinaus zu belasten und das Tragverhalten nach diesem Punkt darzustellen.

In den Darstellungen der Schubkraft über den Verformungen (s. Abb. 51 bis 53) kann man erkennen, daß die Verformungen in Normalenrichtung in den Feldern von Beginn an mit steigender Belastung zunehmen. Die Wegaufnehmer 7 und 9 neben den Sicken zeigen anfänglich kleinere Verformungen, die erst ab einer Kraft von $\approx 800\ kN$ stärker zunehmen. Dieses Ausweichen der Felder und Steifen ist in der Darstellung des Weges der Krafteinleitung nicht zu erkennen. Die Darstellung des Weges der Krafteinleitung (s. Abb. 51) ist die gemessene Längenänderung der Hydraulikzylinder. Nach einigen Setzungserscheinungen in den Verschraubungen des Versuchsaufbaus weisen die Kurven für Rechnung und Versuch eine ähnliche Steigung auf. Erste große Verformungen in Form von Diagonalfalten sind ab einer Schubkraft von $1150\ kN$ zu beobachten. Das Versagen tritt bei einer Kraft von $1232\ kN$ ein. Nach diesem Punkt werden die Verformungen durch die Wegsteuerung der Hydraulikzylinder weiter erhöht. Die Zylinderkräfte sinken nach dem Versagen, eine weitere Lastaufnahme ist nicht mehr möglich.

Nachfolgend werden die Ergebnisse verschiedener Beulwertberechnungen den Versuchsergebnissen gegenübergestellt und in die dimensionslose Darstellung der Beulspannungen nach DASt-Richtlinie 012 und der in [16] vorgeschlagenen eingetragen.

**FE-Berechnung:** Die Beulwertberechnung mit dem Programm NASTRAN ergibt eine kritische Kraft von $F_{Pi} = 2750\ kN$. Mit dieser Beulkraft und der mit der Streckgrenze des Materials ermittelten Fließlast $F_y$ wird der bezogene Plattenschlankheitsgrad bestimmt:

$$\overline{\lambda}_P = \sqrt{\frac{F_y}{F_{Pi}}} = 0,727$$

Die Berechnung unter der Annahme, daß der untere Rand der Sickenwand um die X-Achse drehbar gelagert ist, führt zu einer geringeren Beullaast bei einer Schubkraft von 1990 $kN$ und damit auch zu einem höheren bez. Schlankheitsgrad

$$\overline{\lambda}_P = 0,854.$$

**Nach Klöppel/Möller:** Diese Berechnung ergibt eine krit. Schubspannung und einen bez. Plattenschlankheitsgrad von

$$\tau_{Pi} = 250,16\ N/mm^2 \qquad \overline{\lambda}_P = 0,736.$$

**Nach GL für Einzelfelder:** Die Berechnung der krit. Spannung nach GL Abschn. 3 F.1 für isotrope Einzelfelder wird mit der Breite $b' = 385\ mm$ durchgeführt. Damit erhält man eine krit. Spannung und einen bez. Plattenschlankheitsgrad von

$$\tau_{Pi} = 112,9\ N/mm^2 \qquad \overline{\lambda}_P = 1,096.$$

Mit den auf dem Versuchsmodell angeordneten Dehnungsmeßstreifen wird der Spannungszustand im Blechfeld ermittelt. Die durch die Spannschrauben aufgebrachten Vorspannungen ergeben im Modell den erwarteten Normalspannungsverlauf über die abgewickelte Modellänge (s.a. Abb. 56, 57). Bei steigender Schubbelastung nehmen diese Spannungen ab. An der Seite, an der der ziehende Zylinder angreift, nehmen die durch die Vorspannung aufgebrachten positiven Normalspannungen $\sigma_y$ ab. Kurz vor dem Zusammenbruch beträgt die Normalspannung $\sigma_y = -68\ N/mm^2$ in dem äußeren mit DMS versehenen Blechfeld. Aus den über die Rosette gemessenen drei Dehnungen wird gleichzeitig eine Vergleichsspannung von $\sigma_V = 190\ N/mm^2$ berechnet. Dies deutet auf ein Überwiegen der Schubspannungen hin. Weiterhin deuten die Winkel der Hauptspannungen auf die überwiegende Schubbelastung hin. Die Winkel liegen in einem Bereich von $\approx 45 \pm 5°$. In Abb. 58 wird für eine Last von 1044 $kN$ der Schubspannungsverlauf gezeigt. Die Verläufe werden für diese Belastungen gezeigt, da unter dieser Belastung noch keine großen Verformungen und damit auch keine lokalen Sörungen der Spannungsverläufe vorhanden sind.

Mit der Versagenslast von 1232 $kN$ ergibt sich eine auf die Fließlast bezogene Versagenslast von

$$\overline{F}_u = \frac{F_u}{F_y} = 0,849.$$

Diese bezogene Last wird in das Diagramm der DASt-Richtlinie 012 über den bezogenen Plattenschlankheitsgraden der oben verwendeten Verfahren eingetragen (s. Abb. 9).

Die Endverformung für den Schubbelastungsfall ist in Abb. 54 dargestellt. Die lokalen Extrema sind wiederum durch **L** und **H** gekenzeichnet. Die gestrichelten senkrechten Linien geben die Orte der Sicken wieder. Man kann erkennen, daß die diagonal verlaufenden Beulen über die Sicken hinwegreichen. Dies ist in den beiden mittleren Feldern zu erkennen. Dort ist im linken Feld unten ein lokales Maximum **H** zu erkennen, das sich mit nur geringer Höhenänderung über die mittlere Sicke in das Nachbarfeld nach rechts oben fortpflanzt. Nahezu parallel dazu verlaufen die lokalen Minima **L**, die ebenfalls über die Sicken links und rechts der Mitte reichen.

Die nichtlineare Berechnung dieser Versuchsanordnung ergibt einen vergleichbaren Verlauf der Kraft- und Verformungsgrößen. In den Abb. 51 bis 58 sind die bereits oben erwähnten Meßgrößen zusammen mit den Berechungsergebnissen aufgetragen. Die Versagenslast erreicht annähernd die gleiche Höhe wie im Versuch (1255 $kN$ in der Berechnung gegenüber 1232 $kN$ im Versuch). Die Darstellungen der Normalverformungen zeigen ebenfalls eine gute Übereinstimmung zwischen Versuch und Berechnung. Die Verformungsrichtungen stimmen in Versuch

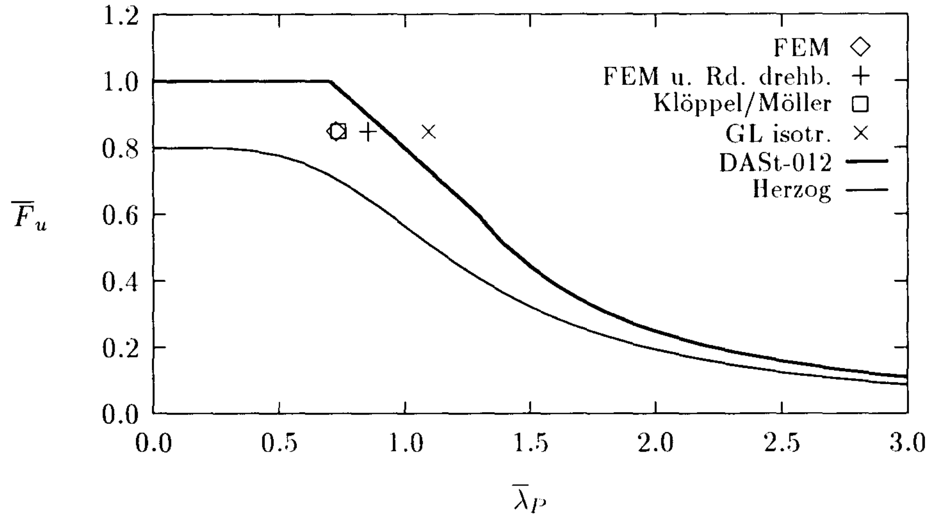



Abb. 9: Im Versuch ermittelte bez. Versagenslast $\overline{F}_u$ über den bez. Plattenschlankheitsgraden $\overline{\lambda}_P$ nach verschiedenen Berechnungsmethoden (Modell 2)

und Berechnung überein. Die Abweichungen zwischen Wegaufnehmer 7 und Knoten 1081 in der Abb. 52 können mit der Elementeinteilung der Versuchswand in diesem Bereich erklärt werden. Ähnlich wie bei den Beulwertberechnungen müssen auch die Versagensformen einer nichtlinearen Rechnung durch die Elemente dargestellt werden können. Das bedeutet, daß sich eine Beule an den Elementgrenzen orientieren wird. Eine andere, vielleicht feinere Element-Einteilung in diesem Bereich, hätte die Falte möglicherweise an einem anderen Knoten einige Millimeter entfernt vom Ort des Knoten 1081 entstehen lassen. Im Verlauf der nichtlinearen Berechnung treten die im Versuch bei einer Belastung von 1150 $kN$ entstandenen Diagonalbeulen bei einer Last von $\approx$ 1180 $kN$ auf. Von da ab nehmen die Verformungen am Modell stark zu. Der Iterationsalgorithmus verrigert die Lastschrittweite, bis das Modell letztendlich versagt und keine weitere Last aufnimmt. Das Versagensbild des Berechnungsmodells ist in Abb. 55 dargestellt.

Die Abweichungen zwischen Berechnung und Messung sind nicht von der Größenordnung, daß man das Ergebnis der gesamten Berechnung verwerfen sollte. Abschließend kann zu diesem Berechnungsergebnis gesagt werden, daß die Versagenslast und die Charakteristik der Versagensform wie im Versuch auch erreicht wurden.

### 4.3 Modell 3

Mit diesem Modell wird ein Traglastversuch unter Schubbelastung durchgeführt. Wegen der zwei Fensteröffnungen in den Feldern zwischen den Sicken wird eine geringere Traglast als bei einer Wand ohne Öffnungen erwartet. Es stellt sich die Frage, ob ein Versagen durch Beulen der Blechfelder eintreten wird, oder ob andere Vorgänge dominieren, wie z.B. das Überschreiten der Streckgrenze in den Fensterecken, oder große Verformungen vor Erreichen der Streckgrenze. Mit dem letzten wäre der Gesichtspunkt der Gebraustauglichkeit der Struktur unter Belastung berührt. Während des Versuches wurden die Verformungen in Normalenrichtung der Plattenebene in der Mitte der Felder (Wegfaufnehmer 7, 8, 11 und 14) und der Fensterecken aufgenommen.

Bei der Gestaltung der Versuchsmodelle wurde davon ausgegangen, daß die Sicken einer Aufbauwand nach innen schlagen sollten und damit auch die Fensterzargen, so daß bei den Öffnungen von einer asymmetrischen Begurtung ausgegangen werden kann. Schlingen über und unter den Fensteröffnungen sind nicht vorhanden. Es fällt auf, daß sich die Fensterecken von Beginn an senkrecht zur Plattenebene bewegen. Dabei verdreht sich die Ebene der Fensteröffnungen selbst, und darüber hinaus wird die anfangs rechtwinklige Fensteröffnung verzerrt. Dieses unterschiedliche Ausweichen der Ecken ist in der asymmetrischen Ausgurtung der Fensteröffnungen begründet. Die Ecken zeigen je nach Art der lokalen Belastung ein einheitliches Verformungsverhalten. Die Ecken, bei denen sich der Öffnungswinkel vergrößert und damit auf dem Rand der Öffnung Zugspannungen gemessen werden, bewegen sich in die Richtung des größeren Gurtanteils (s. Abb. 60 u. 61, Wegaufnehmer 10 u. 12). Die Ecken, bei denen auf dem Rand der Öffnung Druckspannungen gemessen werden , bewegen sich zur Seite des kleineren Gurtanteils (s. Abb. 60, Wegaufnehmer 9 u. 12). Bei einer Last von $\approx 650\ kN$, das entspricht einer nominellen Schubspannung von $\tau_{nom.} \approx 60\frac{N}{mm^2}$, wird bereits eine Verformung vom Betrag der Plattenstärke der Wand gemessen. Die Normalverformungen in der Mitte des äußeren Feldes oben und unten (s. Abb. 62) nehmen dagegen weniger stark zu. Erst ab einer Last von $\approx 850\ kN$ (entsprechhend $\tau_{nom.} \approx 80\frac{N}{mm^2}$) überschreiten die Verformnungen einen Betrag von 1 $mm$. Im Bereich der Versagenslast nehmen die Verformungen stark zu. Es bildet sich im äußeren Feld eine Beule aus, bei der die obere Halbwelle in negative Koordinatenrichtung schlägt und die untere in positive. In einer linearen FE-Berechnung wird die Tendenz der Verformung der Fensterecken bestätigt. Die berechneten Verformungen liegen aber nicht in der Größenordnung des Versuchs.

Für dieses Modell wird eine FE-Berechnung zur Ermittlung des Beuleigenwertes durchgeführt. Als krit. Last wird eine Schubkraft von

$$F_{Pi} = 1672\ kN$$

ermittelt. Um eine Aussage über den Einfluß der Fensteröffnung auf das Tragverhalten der Wand machen zu können, ist es denkbar, auch hier die ideellen Beullasten den tatsächlichen Versagenslasten in einer dimensionslosen Darstellung gegenüberzustellen.

**FE-Berechnung:** Zunächst bietet sich die FE-Berechnung für das Modell mit Fensteröffnungen an. Aus der krit. Beullast ergibt sich ein bez. Plattenschlankheitsgrad von

$$\overline{\lambda}_P = 1,104 \ .$$

**Nach Klöppel/Möller:** Eine weitere Möglichkeit wäre, daß die Versagenslast einer Wand mit Fensteröffnung anhand der kritischen Beulspannung für ein ungestörtes Blechfeld und dem daraus resultiernden bez. Plattenschlankheitsgrad ermittelt wird. Über einen Abminderungsfaktors für die Fensteröffnungen könnte abschließend die bezogene Versagensspannung bestimmt werden. Mit der Streckgrenze des Materials von $R_{eH} = 330\frac{N}{mm^2}$ ergibt sich gegenüber Modell 2 in diesem Fall ein bez. Plattenschlankheitsgrad von

$$\overline{\lambda}_P = 0,873 \ .$$

Im Versuch trat das Versagen bei einer Last von 1090 $kN$ ein. In Fortführung der oben gewählten Darstellung wird hier eine bezogene Versagenslast von

$$\overline{F}_u = 0,535$$

bestimmt, die ebenfalls in die Traglastkurve der DASt-Richlinie eingetragen wird (s. Abb. 10).

Maßgebend für das Versagen sind bei diesem Modell nicht die Spannungen in den ebenen Blechfeldern, sondern die Randspannungen in den Fensterecken und die Fließerscheinungen im

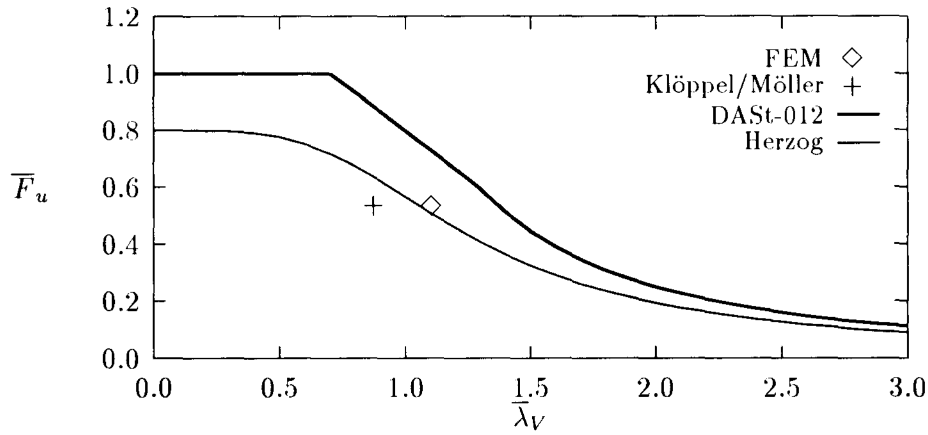



Abb. 10: Im Versuch ermittelte bez. Versagenslast $\overline{F}_u$ über den bez. Plattenschlankheitsgraden $\overline{\lambda}_P$ nach verschiedenen Berechnungsmethoden (Modell 3)

Bereich der Fenster infolge der großen Normalverformungen. Das erste Fließen in den Ausgurtungen der Fenster tritt bei einer Last von $\approx 350\ kN$ auf. Für diese Last wird in den ungestörten Feldern eine Schubspannung von $\tau_{xy} \approx 30 N/mm^2$ ermittelt. Für die höheren Lasten können aus den gemessenen Dehnungen keine mittleren Schubspannungen für den ungestörten Bereich mehr ermittelt werden, da die gemessenen Dehnungen von den großen Verformungen rund um die Fensteröffnungen bestimmt werden.

Die nichtlineare FE-Berechnung dieser Versuchsanordnung ergibt annähernd den gleichen Verlauf der globalen Kraft- und Verformungsgrößen. Bei einer Zylinderkraft von 1070 $kN$ tritt in der Berechnung das Versagen auf (s. Abb. 59), nach diesem Punkt nehmen die Zylinderkräfte bei steigender Verformung bis zu 1049 $kN$ ab, um danach wieder anzusteigen. Der Versagenspunkt ist dennoch bei 1070 $kN$ anzusetzen. Die Verformungen aus der Plattenebene im Bereich der Fensterecken werden in der Berechnung ebenfalls gut erreicht (s.a. Abb. 60 bis 63). Im unterkritischen Bereich der Darstellungen weisen die Versuche höhere Verformungen auf als die Berechnungen. Der Grund sind die Vorverformungen der Versuchsmodelle, die in der Berechnung nicht berücksichtigt wurden. In der Berechnung wird die Streckgrenze des Materials der Ausgurtung der Fensteröffnungen beim Übergang vom Lastschritt 4 zum Lastschritt 5 $(286,44\ kN \cdots 371,76\ kN)$ überschritten. Diese Beobachtung deckt sich mit den Versuchsergebnissen. Das Plastizieren beschränkt sich zunächst auf den Bereich des Anschlusses zwischen Begurtung und Wand. Ab dem 12. Lastschritt (764 $kN$) hat sich der plastische Bereich der Begurtung bis auf halbe Gurtbreite ausgeweitet. Ein Durchplastizieren der Begurtung der Fensteröffnung über die ganze Gurtbreite wird in der Berechnung nicht erreicht.

In Abb. 64 ist die Endverformung wieder in der Form eines Iso-Höhenlinien-Plots dargestellt. An der Kennzeichnung der lokalen Extrema in der Umgebung der Fensteröffnungen kann man erkennen, daß sich die jeweils diagonal gegenüberliegenden Ecken in die gleiche Richtung bewegt haben. In den äußeren Feldern haben sich die für den Schubbelastungsfall typischen diagonal verlaufenden Beulen ausgebildet.

## 4.4 Modell 4

Das Versagen dieses Modells wird ebenfalls von den Verformungen der Fensteröffnung geprägt. Die Fensterecken bewegen sich in gleicher Weise aus der Ebene des Blechfeldes heraus, wie bei dem Modell mit zwei Fensteröffnungen (s. Abb. 67 u. 68). Bereits bei einer Last von ≈ 400 $kN$, das entspricht einer nominellen Schubspannung von $\tau_{nom.} \approx 37\frac{N}{mm^2}$, wird im Bereich der unteren Fensterecken eine Verformung vom Betrag der Plattenstärke der Wand gemessen. Die Verformungen in Normalenrichtung in der Mitte des äußeren Feldes oben und unten (s. Abb. 69) nehmen ebenfalls weniger stark zu als die Verformungen im Bereich der Ecken der Öffnungen. Ab einer Last von ≈ 209 $kN$ überschreiten die Verformungen dort einen Betrag von 1 $mm$. Im Bereich der Versagenslast nehmen die Verformungen stark zu. Es bildet sich im äußeren Feld eine Beule aus, bei der die obere Halbwelle in positive Koordinatenrichtung schlägt und die untere in negative. Die Tendenz der Verschiebungen der Fensterecken wird bereits in einer linearen Berechnung bestätigt.

Die FE-Berechnung zur Ermittlung des Beuleigenwertes ergibt für dieses Modell als krit. Last eine Schubkraft von

$$F_{Pi} = 982\ kN\ .$$

Für dieses Modell wird ebenfalls der Versuch unternommen, die gemessene Versagenslast den nach zwei Methoden ermittelten bez. Plattenschlankheitsgraden gegenüberzustellen.

**FE-Berechnung:** mit der kritischen Beullast der FE-Berechnung und der nominellen Fließlast bei $R_{eH} = 235\frac{N}{mm^2}$ ergibt sich ein bezogener Plattenschlankheitsgrad von

$$\overline{\lambda}_P = 1,216\ .$$

**Nach Klöppel/Möller:** Mit der für das Modell 2 nach Beulwerttafeln ermittelten kritischen Schubspannung ergibt sich ein bez. Vegleichsschlankheitsgrad von

$$\overline{\lambda}_P = 0,736$$

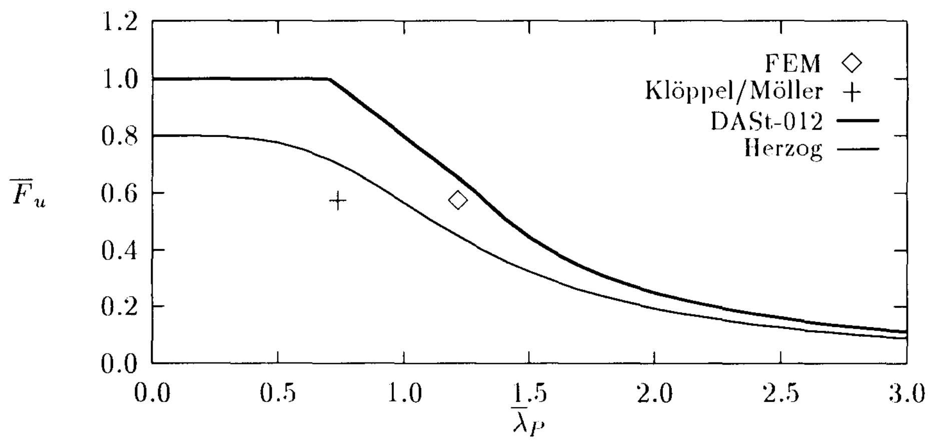



Abb. 11: Im Versuch ermittelte bez. Versagenslast $\overline{F}_u$ über den bez. Plattenschlankheitsgraden $\overline{\lambda}_P$ nach verschiedenen Berechnungsmethoden (Modell 4)

Im Versuch trat das Versagen bei einer Last von $F_u = 835\ kN$ ein. Mit der nominellen Fließlast von $F_y = 1451,1\ kN$ ergibt sich dann eine bez. Versagenslast von

$$\overline{F}_u = 0,575\ .$$

Maßgebend für das Versagen sind bei diesem Modell ebenfalls nicht die Spannungen in den ebenen Blechfeldern, sondern die Randspannungen in den Fensterecken und die Fließerscheinungen im Bereich der Fenster infolge der großen Normalverformungen. Das erste Fließen in den Fensterecken wird bei einer Last von $F_{Zyl.} \approx 365\ kN$ gemessen. Die Schubspannung für diese Belastung liegt bei $\tau_{nom.} \approx 34\ N/mm^2$.

Die nichtlineare Berechnung ergibt in den globalen Größen ein vergleichbares Ergebnis (s.a. Abb. 66 bis 69). Bei einer Zylinderkraft von $899\ kN$ versagt das Modell in der Berechnung, eine weitere Lastaufnahme ist nicht mehr möglich. Die Verschiebungen der Fensterecken in Richtung der Normalen zur Plattenebene haben in Berechnung und Versuch das gleiche Vorzeichen. Der Unterschied in der Größenordnung mag auch hier wieder mit den nicht berücksichtigten Vorverformungen erklärt werden. Auffällig ist, daß bei dieser Berechnung die Form der Beule im äußeren Feld entgegengesetzt zum Versuch ist. Im Bereich der Ausgurtung der Fensteröffnungen wird in der Berechnung die Streckgrenze beim Übergang vom 6. zum 7. Lastschritt $(466,8 \cdots 535,7\ kN)$ erstmalig überschritten, ab dem 11. Lastschritt $(779,1\ kN)$ erstreckt sich der plastizierte Bereich über die halbe Gurtbreite. Die Belastung bei der die Streckgrenze im Fensterbereich überschritten wird, liegt bei dieser Berechnung über der im Versuch ermittelten Belastung. In dieser Berechnung wird ebenfalls nicht die ganze Breite des Gurtes durchplastiziert.

Die Endverformung für diesen Versuch ist in Abb. 70 dargestellt. Die Verschiebung der Fensterecken wies die gleiche Charakteristik wie beim vorhergehenden Versuch auf. In den äußeren Feldern bildeten sich ebenfalls die diagonalen Beulen aus.

## 4.5 Modell 5

### 4.5.1 Elastischer Druckversuch

Vor dem Traglastversuch werden mehrere Versuche im elastischen Bereich durchgeführt. An dieser Stelle sollen einige Ergebnisse eines Druckversuches kurz dargestellt werden. Es soll damit ein Vergleich zum Verhalten des Modells 1 unter Druckbelastung ermöglicht werden. In den Abb. 72 bis 74 sind der Zylinderweg und die Verformung in Richtung der Normalen der Plattenebene an einigen Punkten dargestellt. In Abb. 73 sind die Verschiebungen In der Nähe der Profile und eines Punktes in Feldmitte auf 3/4 der Modellhöhe dargestellt. Es fällt auf, daß schon bei geringer Belastung das Feld zwischen den Profilen ausweicht. Zwischen der Belastung von $170\ kN$ und $316\ kN$ nimmt die Verformung sprunghaft zu, während sich die Profile während des ganzen Belastungszyklus maximal um $\approx 0,80\ mm$ in Normalenrichtung verformen. In Abb. 74 ist die Verschiebung der Wegaufnehmer 8 bis 11 (s. Abb. 38) auf halber Modellhöhe in Feldmitte dargestellt. Diese Verformungen zeigen ebenfalls sehr deutlich das ausgeprägte Beulverhalten der Einzelfelder. Die gemessenen Verschiebungen sind in den Feldmitten von etwa gleicher Größenordnung, die Vorzeichen wechslen jedoch. Die ausgebildeten Halbwellen der Beulen wurden gut erfaßt: Im oberen Teil des Einzelfeldes am Wegaufnehmer 6 wird eine negative Verschiebung gemessen, auf halber Modellhöhe im gleichen Feld eine positive Verschiebung am Wegaufnehmer 9 und im benachbarten Feld auf gleicher Höhe am Wegaufnehmer 11 eine negative Verschiebung.

Während des Versuches kann die Schlagrichtung der Halbwellen dieser Beulen von Hand durch leichten Druck auf das Blechfeld umgekehrt werden. Dieses stark ausgeprägte Teilfeldbeulen wurde bei den Versuchen mit den gesickten Modellen nicht beobachtet. Bemerkenswert ist auch die Tatsache, daß diese Beulerscheinungen bei geringerer Belastung auftreten, als zuvor berechnet wurde. Eine FE-Berechnung ergibt für diese Belastung eine krit. Kraft von $797\ kN$ bei einer Spannung von $\sigma_{Pi} = 51,2\ N/mm^2$. Die Berechnung nach GL ergibt eine krit. Spannung von $\sigma_{Pi} = 35,77\ N/mm^2$ (s.a. Tabelle 2). In der Abb. 75 sind die gemessenen Dehnungesänderungen in Belastungsrichtung auf halber Modellhöhe für drei Belastungen aufgetragen. Die Dehnungsänderungen sind auf eine Ausgangsbelastung von 59 $kN$ bezogen. Es wurden zwei Belastungen unterhalb des Eintretens der großen Normalverformungen ausgewählt ($F_{Zyl.} = 121$ und 170 $kN$ und eine oberhalb $F_{Zyl.} = 411\ kN$. Die Darstellung zeigt im unteren Lastbereich einen gleichmäßigen Verlauf der Dehnungen über die Modellbreite. Bei steigender Last nehmen die Beträge der Dehnungen gleichmäßig zu. Nach dem Durchschlagen der Platten nehmen die Dehnungen am Rand der Felder zu, in Feldmitte dagegen findet eine Entlastung statt. Diese Abbildung zeigt deutlich die Lastumlagerung zu den Profilen nachdem die Einzelfelder gebeult haben. Nach Entlastung des Versuchsmodells erreichen die Profile wieder ihren Ausgangszustand, die Feldmitten dagegen behalten eine bleibende Verformung von $\approx 0,5\ mm$. Die Streckgrenze des Materials wird bei diesem Versuch nicht überschritten.

### 4.5.2 Schubversuch

Nach den elastischen Druckversuchen wird ein Traglastversuch unter Schubbelastung durchgeführt. Der Versuch wird weggesteuert durchgeführt. Bei diesem Modell kann ebenfalls beobachtet werden, daß die Versteifungen bis zum Versagen nahezu unverformt bleiben, während die Feldmitten von Beginn an ausweichen. Erste diagonal über die Felder zwischen den Profilen verlaufende Beulen sind schon bei einer Belastung von 719 $kN$ zu erkennen. Das Versagen tritt bei einer Kraft von 1287 $kN$ ein. Nach diesem Punkt nimmt das Versuchsmodell auch bei weiterer Erhöhung des Zylinderweges keine Last mehr auf.

Nachfolgend werden wieder die Ergebnisse verschiedener Beulwertberechnungen den Versuchsergebnissen gegenübergestellt und in die dimensionslose Darstellung der Beulspannungen nach DASt-Richtlinie 012 und der in [16] vorgeschlagenen eingetragen.

**FE-Berechnung:** Unter der Annahme, daß der untere Rand des Modells fest eingespannt ist, ergibt die Berechnung eine krit. Kraft von

$$F_{Pi} = 885\ kN$$

Aus den Kraftgrößen wird der bezogene Plattenschlankheitsgrad mit $F_y = 1451,1\ kN$ berechnent:

$$\overline{\lambda}_P = 1,280.$$

Unter der Annahme einer drehbaren Randlagerung des Blechfeldes wird eine krit. Kraft von $F_{Pi} = 942\ kN$ berechnet und damit ein

$$\overline{\lambda}_P = 1,241\ .$$

**Nach Klöppel/Möller:** Diese Berechnung ergibt eine krit. Schubspannung und einen bez. Plattenschlankheitsgrad von

$$\tau_{Pi} = 296,89\ N/mm^2 \qquad \overline{\lambda}_P = 0,676.$$

**Nach GL für Einzelfelder:** Die Berechnung nach GL für isotrope Einzelfelder wird mit dem Profilabstand als Breite $b$ durchgeführt. Damit ergibt sich ein Seitenverhältnis des Beulfeldes von $\alpha = 3,27$. Die krit. Schubspannung und der bez. Plattenschlankheitsgrad betragen

$$\tau_{Pi} = 60,379\ N/mm^2 \qquad \overline{\lambda}_P = 1,499.$$

Für den Zusammenhang zwischen der Vorspannung durch die Spannschrauben und die Schubspannungen gilt ähnliches, wie für das Modell 2. Zum Zeitpunkt des Versagens überwogen ebenfalls die Schubspannungen den anderen Belastungsanteilen. Mit der gemessenen Versagenslast von $F_u = 1287\ kN$ und der nominellen Fließlast $F_y = 1451,1\ kN$ wird ebenfalls eine bezogene Versagenslast berechnet:

$$\overline{F}_u = 0,887$$

Diese bez. Versagenslast wird ebenfalls den berechneten bezogenen Plattenschlankheitsgraden in einem Diagramm gegenübergestellt (s. Abb. 12).

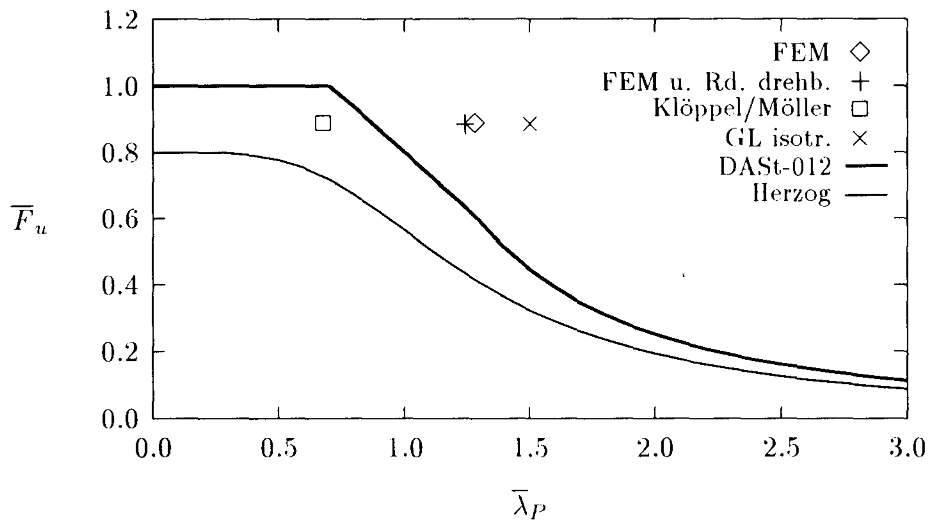



Abb. 12: Im Versuch ermittelte bez. Versagenslast $\overline{F}_u$ über den bez. Plattenschlankheitsgraden $\overline{\lambda}_P$ nach verschiedenen Berechnungsmethoden (Modell 5)

Die Endverformung für diesen Versuch ist in Abb. 78 dargestellt. Die lokalen Extrema sind durch **L** und **H** gekennzeichnet. Die diagonal verlaufenden Beulen reichen bei diesem Modell ebenfalls über die Profile in die jeweils benachbarten Felder hinein. Es ist aber deutlich, daß die Profile eine höhere Biegesteifigkeit haben als die Sicken und damit die starken Normalverformungen über die Steifen hinweg stärker behindern als die Sicken. In der Iso-Höhenlinien-Darstellung kann man größere Steigungen von einem lokalen Extremum zur Linie eines Profils erkennen als beim Modell 2 (s. Abb. 58).

Die nichtlineare Berechnung für diesen Traglastversuch ergibt eine gute Übereinstimmung bei der Traglast und dem Zylinderweg. Der Vergleich der Verformungen in Normalenrichtung der PLatte zeigt in der Berechnung kleinere Verschiebungen. Besonders auffallendist, daß die Versagensform der Berechnung ein ähnliches Aussehen hat, wie im Versuch, die Schlagrichtng der Beulen hat jedoch ein entgegengesetztes Vorzeichen. Die Gründe mögen auch hier wieder die in der Berechnung unberücksichtigten Vorverformungen des Versuchsmodells sein. Darüber hinaus konnte in der Berechnung die Schlagrichtung des Wulstes der Profile nicht berücksichtigt werden. Demzufolge ist in der Berechnung das Kippen der Profile zu beiden Seiten möglich und damit auch die Schlagrichtung der Beulen in den angrenzenden Feldern.

## 4.6 Modell 6

Mit diesem Modell wird ein Traglastversuch unter Schubbelastung durchgeführt. Die gemessenen Normalverformungen (s. Abb. 81) zeigen ein ähnliches Verhalten, wie beim Modell 2, jedoch ist der Übergang zum Versagen plötzlicher. Bei den Normalverformungen im oberen Viertel des Modells ist kaum ein Unterschied in den Verschiebungen zwischen Feldmitte und Sicken zu beobachten. Die Wand versagt als Gesamtfeld, ohne daß sich vorher starke Beulen in den Einzelfeldern ausbilden. Das Versagen tritt bei einer Kraft von 1330 $kN$ ein. Die Darstellung der Zylinderkraft über der Schubverformung zeigt im wesentlichen ein lineares Ansteigen der Last bis zum Versagenspunkt. Nach diesem Punkt nimmt das Versuchsmodell auch bei weiterer Erhöhung der Schubverformung keine Last mehr auf. Die in den Hydraulikzylindern gemessene Reaktionskraft fällt sogar ab bei weiterer Erhöhung der Schubverformung.

Abschließend werden wieder die Ergebnisse verschiedener Beulwertberechnungen den Versuchsergebnissen gegenübergestellt und in die dimensionslose Darstellung der Beulspannungen nach DASt-Richtlinie 012 und der in [16] vorgeschlagenen eingetragen.

**FE-Berechnung:** Unter der Annahme, daß der untere Rand des Modells fest eingespannt ist, ergibt die Berechnung eine krit. Kraft von 3875 $kN$. Zusammen mit der nominellen Fließlast dieses Modells von $F_y = 1524,2\ kN$ ergibt sich der bezogene Schlankheitsgrad zu

$$\overline{\lambda}_P = 0,627.$$

Die Berechnung mit einer um die Längsachse des unteren Randes drehbaren Lagerung ergibt eine krit. Schubbelastung von $F_{Pi} = 3820\ kN$ und damit einen bez. Plattenschlankheitsgrad von

$$\overline{\lambda}_P = 0,631.$$

**Nach Klöppel/Möller:** Diese Berechnung ergibt eine krit. Schubspannung und einen bez. Plattenschlankheitsgrad von

$$\tau_{Pi} = 255,9\ N/mm^2 \qquad \overline{\lambda}_P = 0,863$$

**Nach GL für Einzelfelder:** Die Berechnung nach GL für isotrope Einzelfelder wird ebenfalls mit der freien Breite der Platte zwischen den Sicken durchgeführt. Bei dem Sickenabstand von $b = 400\ mm$ beträgt die verbleibende Breite des Feldes $b' = 250\ mm$. Damit ergibt sich ein Seitenverhältnis des Beulfeldes von $\alpha = 7$ und eine hohe Eulerspannung. Die krit. Schubspannung und der bez. Plattenschlankheitsgrad betragen

$$\tau_{Pi} = 262,24\ N/mm^2 \qquad \overline{\lambda}_P = 0,852.$$

Für den Zusammenhang zwischen der Vorspannung durch die Spannschrauben und den Schubspannungen gilt ähnliches wie für das Modell 2. Zum Zeitpunkt des Versagens überwogen ebenfalls die Schubspannungen den anderen Belastungsanteilen. Mit der gemessenen Versagenslast von $F_u = 1330\ kN$ und der nominellen Fließlast des Modells ergibt sich eine bez. Versagenslast von

$$\overline{F}_u = 0,873$$

Diese bezogene Versagenslast wird ebenfalls den berechneten bezogenen Plattenschlankheitsgraden in einem Diagramm gegenübergestellt (s. Abb. 13). In dieser Darstellung liegen die Plattenschlankheitsgrade der beiden FE-Berechnungen und die Werte der Berechnungen nach GL und Klöppel/Möller so dicht beieinander, daß sie kaum zu unterscheiden sind.

Die Endverformung für diesen Versuch ist in Abb. 82 dargestellt. Die lokalen Extrema sind durch **L** und **H** gekennzeichnet. Die diagonal verlaufenden Beulen reichen ebenfalls über die Sicken in die jeweils benachbarten Felder hinein.

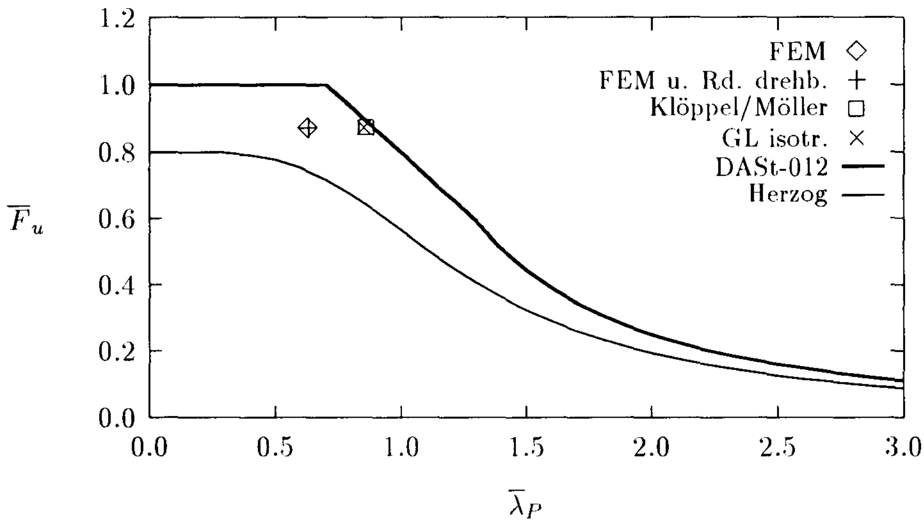



Abb. 13: Im Versuch ermittelte bez. Versagenslast $\overline{F}_u$ über den bez. Plattenschlankheitsgraden $\overline{\lambda}_P$ nach verschiedenen Berechnungsmethoden (Modell 6)

Das Ergebnis der nichtlinearen Berechnung zeigt bei der berechneten Versagenslast eine gute Übereinstimmung mit dem Versuch. Die globale Schubverformung weist ebenfalls eine gute Übereinstimmung zwischen Versuch und Rechnung auf. In der Darstellung der Normalverformungen der Wand erweist sich das Berechnungsmodell als steifer gegenüber dem Versuch. Die Chakteristik der Versagensform wird aber auch in der Berechnung ermittelt. Wie bei allen anderen Modellen kann auch hier wieder die Vorverformung des Vesuchsmodells der Grund sein.

## 4.7 Bewertung der Ergebnisse

Die FE-Berechnungen zeigen in allen Fällen eine gute Übereinstimmung zwischen Versuch und Berechnung. Es hat sich jedoch gezeigt, daß bei den nichtlinearen Berechnungen eine besondere Aufmerksamkeit auf die Definition der Randbedingungen zu richten ist. Die ersten Berechnungsmodelle zeigten zunächst ein steiferes Verhalten als die Versuchsmodelle, erst die Berücksichtigung des elastischen Verhaltens der Versuchsanlage in Form einer aus finiten Elementen gebildeten Substruktur ergibt eine gute Übereinstimmung. Für die Beschreibung des globalen Verhaltens der Struktur, also die Ermittlung der Versagenslast und der Versagensform, reichen die verwendeten FE-Modelle aus.

Lokale Ereignisse können mit diesen Modellen jedoch nicht beschrieben werden. Bei den Versuchen mit Fensteröffnungen wurde versucht, die gemessenen Dehnungen in den Gurtungsradien mit den Berechnungsergebnissen zu vergleichen. Dieser Vergleich war nicht möglich, da in der Auswertung der Berechnungsergebnisse nur Dehnungen auf Plattenmitte verfügbar waren. Für einen Vergleich der Dehnungen in den Radien müssen auch die Dehnungen auf der Plattenoberfläche berechnet werden. Um die Fließvorgänge über die Dicke der Platte genauer zu berechnen, wären dann auch mehr Integrationspunkte in Dickenrichtung der Platte erforderlich. Dies würde einen Mehraufwand an Rechenzeit bedeuten, der nicht zu rechtfertigen wäre, wenn man sich die geringe Auswirkung auf das Gesamtergebnis betrachtet.

In den vorangegangenen Abschnitten werden die Berechnungsergebnisse nach verschiedenen Methoden den Versuchsergebnissen gegenübergestellt. Dabei werden die bez. Plattenschlankheitsgrade aus der jeweils ermittelten krit. Beulspannung $\sigma_{Pi}$ bestimmt. Wird eine ideelle krit.

Beulspannung $\sigma_{VKi}$ nach den Regeln des GL bestimmt, muß der Konstrukteur nach Abschn. 3 F.1.3 überprüfen, in welchem Bereich die Spannung - bezogen auf die Streckgrenze - liegt. Es werden drei Bereiche definiert, für die jeweils eine Formel zur Berechnung der Beulvergleichsspannung $\sigma_{VK}$ als dimensionsbehaftete Größe angegeben ist. In der DASt-Richlinie 012 wird die gleiche Abminderung ebenfalls durchgeführt. Diese Abminderung erfolgt aber mit Hilfe einer dimensionslosen Kurve, die ebenfalls drei Bereiche umfaßt. Dazu wird zunächst die krit. Beulspannung auf die Streckgrenze des Materials bezogen, indem der bez. Plattenschlankheitsgrad

$$\overline{\lambda}_P = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{VKi}}}$$

gebildet wird. Die Richtlinie gibt dann eine bez. Beulspannung

$$\overline{\sigma}_{VK} = \frac{\sigma_{VK}}{f_y} = f(\overline{\lambda}_P)$$

als Funktion des bez. Plattenschlankheitsgrades an. Aus der bez. Beulspannung wird dann, mit der Streckgrenze des Materials multipliziert, die zul. Spannung bestimmt. In den Bildern 8 bis 13 wird der Abstand der bez. Versagensspannung zur bez. Beulspannung der jeweiligen Plattenschlankheitsgrade deutlich. Das Konzept der neueren DIN 18800 führt die Berechnung der Traglast ähnlich durch, es unterscheidet sich lediglich in der Anwendung lastfallspezifischer Tragspannungskurven.

Die gängige schiffbauliche Auslegungspraxis für versteifte Plattenfelder verlangt eine Berechnung der Beulspannungen für die Einzelfelder und für das orthotrope Gesamtfeld. Die Auslegung erfolgt dann gegen die niedrigere der beiden Spannungen. Es fällt auf, daß diese Vorgehensweise zu überhöhten Sicherheiten führt. In allen hier untersuchten Fällen ergibt eine Dimensionierung gegen das Versagen der Einzelfelder einen hohen bez. Plattenschlankheitsgrad und damit niedrige zul. Spannungen. In den Versuchen wird beobachtet, daß bei den gesickten Wänden das Versagen der Einzelfelder und das Versagen der gesamten Konstruktion sehr nahe zusammenliegen. Wenn ein Ausweichen der Felder in Lateralrichtung gemessen wird, dann hat dies keinen Einfluß auf das Gesamttragverhalten (s. Auftragung der Wege der Krafteinleitung). Es liegt nahe, deshalb bei den gesickten Wänden auf eine Untersuchung der Beulsicherheit der Einzelfelder zu verzichten. In der ausgewerteten Literatur wird diese Auffassung für formgebend versteifte Bleche mit kleinem Abstand der Falten zueinander vertreten. Die Teileinspannung der Plattenränder an den Sicken wirkt sich aber auch bei größerem Sickenabstand stabilitätserhöhend aus.

Die Vorschriften des GL geben im Abschn. 3 F.2 eine Berechnungsvorschrift zur Ermittlung der Beulfestigkeit orthotroper Plattenfelder unter Druckbelastung an. Im Fall des Modells 1 ergeben die nach diesen Formeln berechneten Plattenschlankheitsgrade zul. Beulspannungen, die nur wenig unter den bezogenen Versagensspannungen liegen. Die Berechnung des bez. Schlankheitsgrades nach den Beulwerttafeln [20], [18] ergibt ebenfalls eine gute Übereinstimmung mit dem Versuch. Für den Schubbelastungsfall werden in den Vorschriften des GL für die Berechnung der Beulfestigkeit orthotroper Plattenfelder keine Angaben gemacht. Die Verwendung der Beulwerttafeln und der bez. Beulspannung für den Schubbelastungsfall nach [16] ergeben für die gesickten Wände eine gute Übereinstimmung zwischen Versuch und Berechnung. Bei der Berechnung der bezogenen Steifigkeit $\gamma^L$ und der bezogenen Querschnittsfläche $\delta^L$ wird für die dort verwendete Breite $b$ die Breite des gesamten Plattenfeldes eingesetzt. Zur Berechnung des Flächenträgheitsmoments einer Sicke wird die Breite $b'$ des Feldes zwischen den Sicken als voll mittragend angenommen. Von Williams wird in [41] eine Anleitung zur Berechnung des Flächenträgheitsmoments einer Sicke angegeben, die im Anhang beigefügt ist (s. Tab. 3 im Anhang A).

Die linearen Beulwertberechnungen mit dem FE-Programm liefern bez. Plattenschlankheitsgrade und Beulspannungen die ebenfalls unter den bez. Versagensspannungen liegen. Die Plattenschlankheitsgrade sind auch niedriger als die einer Berechnung für isotrope Einzelfelder. Für die Auslegungspraxis ist jedoch der Aufwand einer FE-Berechnung für den Einzelfall recht hoch. Denkbar wäre auch die Durchführung einer Parameterstudie, die mit den Ergebnissen linearer Beulwertberechnungen Beulwertkurven in der Form liefert, wie sie in [20] u. [18] verwendet werden. Die Vielzahl der zu variierenden Parameter führt jedoch zu einer sehr großen Anzahl von FE-Berechnungen, die ebenfalls nicht mehr vertretbar wäre.

Die Auftragung der bezogenen Plattenschlankheitsgrade in den Diagrammen der vorhergehenden Abschnitte zeigt, daß die Benutzung der ideellen Beulspannung nach [19] und [20] und damit die Benutzung des bez. Plattenschlankheitsgrades zu einer guten Übereinstimmung der daraus berechneten Versagensspannung mit der Versagenslast des Versuches führt. Weiterhin haben die nichtlinearen Berechnungen gezeigt, daß das Tragverhalten der untersuchten Wände in guter Übereinstimmung mit den Versuchen ist. Eine Unsicherheit bei der Auftragung der Versuchsergebnisse bildet die Bestimmung der Beulwerte nach Tafeln. Hier wurden die Beulwerte für ideale Lastfälle bestimmt, in den Versuchen waren die Belastungen dagegen ein Zusammenwirken von Schub- und Druckbelastung. In der nichtlinearen FE-Berechnung dagegen wurden diese Randbedingungen weitestgehend eingehalten.

Nun liegt es nahe, einen Bemessungsvorschlag zu erarbeiten, bei dem die Grundlage die Berechnung des bezogenen Plattenschlankheitsgrades anhand der Beulwerte für orthtrope Platten bildet. Nach der Berechnung des Plattenschlankheitsgrades könnte dann über eine bezogene Versagensspannungskurve die zulässige Belastung des Bauteils ermittelt werden. Als Leitfaden soll dabei das Konzept der DIN 18800 herangezogen werden. Damit kann ein bereits vorhandener Fundus an Berechnungsergebnissen genutzt werden, ohne daß mit hohem Aufwand erneut Beulwertkurven für eine spezifische Bauteilgeometrie ermittelt werden. Es reduziert sich die Anzahl der zu variierenden Parameter auf den bez. Plattenschlankheitsgrad $\overline{\lambda}_P$.

# 5 Parameterstudie zur Bestimmung des Tragverhaltens gesickter Wände

## 5.1 Einführung

Die aus den Versuchen gezogene Schlußfolgerung, für die Bestimmung der bez. Vergleichsschlankheitsgrade bereits vorhandene Beulwertkurven der orthotropen Platten heranzuziehen und damit die Tragspannungen zu bestimmen, soll anhand einer Parameterstudie untersucht werden. Bei der oben durchgeführten Gegenüberstellung von Versuchs- und Berechnungsergebnissen blieb eine Restunsicherheit: Die Bestimmung der Vergleichsschlankheitsgrade erfolgte anhand der Beulwerte für ideale Randbedingungen und Belastungen. Die nichtlinearen Berechnungen erfaßten dagegen weitgehend die Randbedingungen der Versuche. Die Abweichungen zwischen den im Versuch ermittelten Traglasten und den nach Tragspannungskurven vorhergesagten könnten damit erklärt werden. Es stellt sich die Frage, ob eine Parameterstudie mit nichtlinearen Berechnungen zur Traglastermittlung unter idealen Randbedingungen eine ähnlich gute Übereinstimmung mit den nach dem oben skizzierten Vorschlag berechneten Traglasten bringen wird.

Die nichtlinearen Berechnungen ergaben eine gute Übereinstimmung mit den Versuchen. Es kann davon ausgegangen werden, daß die Berechnungen für ideale Randbedingungen und Belastungen ähnlich gute Ergebnisse bringen. Im folgenden werden für gesickte Wände unterschiedlicher Abmessungen, die sich im schiffbauüblichen Rahmen bewegen, die Traglasten durch eine nichtlineare FE-Berechnung bestimmt. Dabei werden idealisierte Randbedingungen und Belastungen in den Berechnungsmodellen eingesetzt, wie sie auch bei der Berechnung von Beulwerten für orthotrope Platten angenommen werden. Für die Berechnungsmodelle werden aus der Geometrie die erforderlichen Eingangswerte für eine Beulwertberechnung bestimmt, mit diesen werden dann die Beulwerte und die bezogenen Vergleichsschlankheitsgrade errechnet.

Ähnlich wie bei den Versuchsergebnissen werden die aus der FE-Berechnung erhaltenen bez. Versagensspannungen über den dazugehörigen bez. Vergleichsschlankheitsgraden aufgetragen.

Nachfolgend wird eine Parameterstudie vorgestellt, bei der die Geometrie von gesickten Wänden im Rahmen der schiffbauüblichen Abmessungen zufällig ausgewählt wurde. Es wurde lediglich darauf geachtet, daß die bez. Vergleichsschlankheitsgrade einen möglichst breiten Bereich umfassen.

## 5.2 Beschreibung der Berechungsmodelle

Ausgehend von den Vorbetrachtungen zur Beulwertberechnung mit Finiten Elementen werden die Berechnungsmodelle der Parameterstudie nach den gleichen Prinzipien erstellt, wie bei der Berechnung der Versuchsmodelle. Die Wände der Parameterstudie werden durchgängig mit dem gleichen Elementtyp wie die Versuchsmodelle berechnet.

Die nichtlinearen Berechnungen zur Bestimmung der Traglasten werden für die beiden Hauptbelastungsarten Schub und Druck mit jeweils verschiedenen Berechnungsmodellen durchgeführt. Die Modelle unterscheiden sich nicht in den geometrischen Hauptabmessungen. Die unterschiedlichen Belastungsarten erfordern aber im Bereich der Randbedingungen und der Lastaufbringung individuelle Unterschiede der Berechnungsmodelle. Im Anhang D sind die Hauptabmessungen und Materialdaten der berechneten Modelle in Tab. 4 zusammengestellt.

**Der Schubbelastungsfall** soll in der FE-Berechnung die Randbedingungen eines idealen Schubfeldes möglichst weitgehend erfüllen. Zwei wesentliche Bedingungen sind dabei die Parallelität der Feldränder und die konstante Länge der Feldränder unter Belastung. Weiterhin muß eine um die Längsachsen der Ränder drehbare Randlagerung erreicht werden. Als Belastungen werden in der Berechnung Punktlasten aufgebracht, die je Lastschritt proportional erhöht werden. Denkbar wäre eine Verteilung von Punktlasten längs der Modellränder, die mit sich im Gleichgewicht eine Schubbelastung ergeben. Treten im Verlauf einer Berechung in einigen Randbereichen des Modells Plastizierungen auf oder ergeben sich lokale Beulerscheinungen, werden diese Bereiche durch die proportional gesteigerten Punktlasten überbelastet. Die lokal stark zunehmenden Verformungen bei proportionaler Laststeigerung führen dann meist zu einem Abbruch des Iterationsvorganges. Eventuelle Lastumlagerungen nach lokalen Beulerscheinungen könnten nicht erfaßt werden.

Wird im Berechungsmodell um die Feldränder ein Rahmen aus Stabelementen mit großem Querschnitt gelegt, und greift die Schubkraft an nur einer Ecke an, wird eine fast ideale Schubbelastung erreicht. Die sehr steifen Ränder verhindern eine relative Verschiebung der Randknoten zueinander. Die Lastumlagerungen infolge der lokalen Beulerscheinungen werden im Rahmen aufgefangen. Mit dieser Art der Lasteinleitung ist im Berechnungsmodell ein Schubrahmen verwirklicht, wie er auch bei Schubbeulversuchen an Plattenfeldern mit kleinen Abmessungen verwendet wird (s.a. die Versuchsbeschreibungen bei Rockey [27] u. Peterson [26])

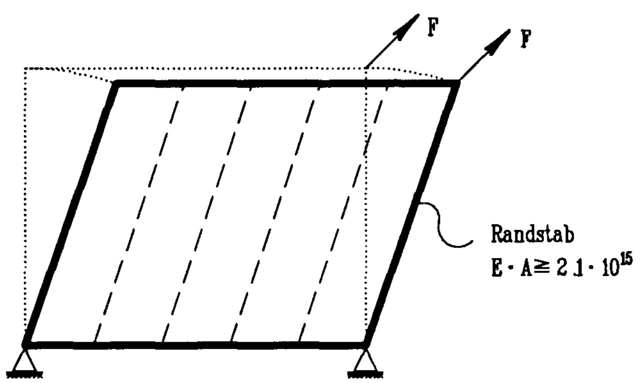



Abb. 14: Berechnungsmodell eines Schubfeldes mit Randstäben

In der Berechnung wird die an einer Ecke angreifende Schubkraft vom Programm automatisch gesteigert, die Schrittweite der Lastinkremente wird abhängig vom jeweiligen Verformungszustand und der Steifigkeit bestimmt. Weitere über die Traglast hinausgehende Verformungszustände sind damit berechenbar. In der Auswertung einer Berechnung wird diese Knotenkraft über der Verschiebung des Kraftangriffspunktes aufgetragen. Aus dieser Traglastkurve wird dann die Traglast bzw. die Tragspannung des Modells entnommen.

**Der Druckbelastungsfall** wird mit einem etwas modifizierten Modell berechnet. Grundsätzlich muß auch hier eine Rahmenkonstruktion vorgesehen werden, um die Belastungen in das Modell einzubringen. An den belasteten Rändern der Modelle werden im Druckbelastungsfall Balkenelemente mit einer hohen Biegesteifigkeit eingesetzt. Unabhängig von lokalen Beulerscheinungen der Teilfelder werden damit die Modellränder bei steigender Belastung weiter parallel geführt. In der Abb. 15 ist in dem Ausriß die Folge einer nicht vorhandenen stützenden Wirkung der Randbalken skizziert. Bei einer gleichmäßigen Steigerung aller Randknotenkräfte würde im Fall des Beulens eines Teilfeldes der Feldrand weiter durchgedrückt werden als die Sicken. Erste versuchsweise durchgeführte Berechnungen ohne Rahmenkonstruktion führten an dem Punkt des Teilfeldversagens häufig zu einem Abbruch des Iterationsvorganges. Erst mit der Rahmenkonstruktion kann eine Berechung in den Nachbeulbereich hinein bis zum Gesamtfeldversagen durchgeführt werden. Die Ränder der Berechnungsmodelle sind um ihre Längsachsen drehbar gelagert. Gegenüber einer analytischen Berechnung von orthotropen Platten ist bei einer FE-Berechnung die räumliche Ausdehnung des Modell bei der Festlegung der Belastungsgrößen zu berücksichtigen. Die Beträge der Randkräfte in Sickenlängsrichtung werden so ermittelt, daß keine Momente um die Querachsen der Sicken entstehen. Im Fall des Gesamtfeldversagens entspricht diese Art der Belastung einer drehbaren Randlagerung.

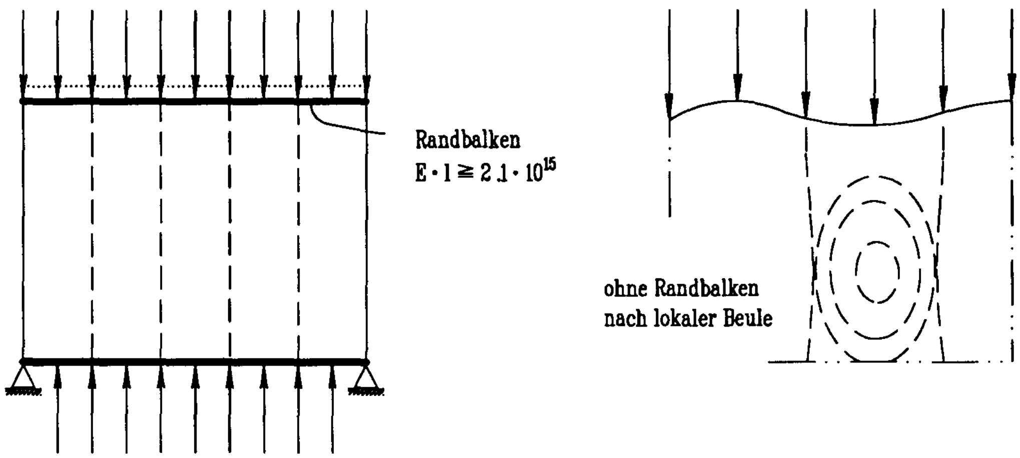



Abb. 15: Berechnungsmodell eines druckbeanspruchten Feldes mit Balken am belasteten Rand

Eine parallele Führung der Ränder wäre auch möglich, wenn die Belastung als schrittweise Verschiebung der Randknoten aufgebracht würde. Da bei diesem Vorgehen die Sickengurte und die Feldränder die gleiche Verschiebung erfahren, ist das mit einer festen Einspannung der belasteten Ränder gleichzusetzen. Einige Berechnungsmodelle sind mit beiden Belastungsarten bis zum Versagen belastet worden, die Berechnungen mit der Einspannung der belasteten Ränder ergeben stets höhere Traglasten.

Um das Ziel einer sicheren Bemessungsgrundlage zu erreichen, werden für den Vergleich der berechneten Traglasten mit den Tragspannungskurven der Regelwerke die niedrigeren Tragspannungen der nichtlinearen Berechnungen für drehbare Randlagerung verwendet.

**Die kombinierte Belastung** aus Schub und Druck wird für ein Modell durchgerechnet, um die Anwendbarkeit der Interaktionsbeziehungen der DIN 18800 zu überprüfen. Für diese Belastung werden erneut Modifikationen am Berechnungsmodell vorgenommen. Eine proportionale Steigerung beider Lastanteile bis zum Versagen läßt sich nicht modellieren. Es wird der Weg einer getrennten Aufbringung beider Lastanteile gewählt: Im ersten Schritt wird eine Druckbelastung aufgegeben, die noch keine großen Verformungen und keine Platizierungen hervorruft, auf diesem Ausgangsspannungszustand wird im zweiten Schritt die nichtlineare Berechnung unter Schubbelastung aufgebaut.

Das Berechnungsmodell ist vom Aufbau und den Randbedingungen her mit dem des Schublastfalles identisch. Auch am druckbelasteten Rand wird der Rahmen mit Stabelementen ohne Biegesteifigkeit modelliert. Die Verwendung von Balkenelementen würde wegen der Biegesteifigkeit eine Teileinspannung der Ränder bedeuten. Die Druckbelastung wird durch über den Rand verteilte Punktlasten aufgebracht. Da unter den aufgegebenen Belastungen noch keine lokalen großen Verformungen entstehen, bleiben die Ränder parallel. Um die Längsränder unter der Druckbelastung ebenfalls zusammendrücken zu können, werden die Randstäbe mit einer negativen Temperaturänderung belastet, die die selbe Längenänderung der Randstäbe bewirkt wie die Druckbelastung des Blechfeldes durch Knotenlasten. Nach diesem Belastungsschritt beginnt die nichtlineare Berechnung wie im oben beschriebenen Schublastfall. Eine proportionale Steigerung beider Lastanteile gleichzeitig ist wegen der Kombination von Temperaturbelastungen und Knotenpunktskräften beim Programmsystem MARC nicht möglich.

## 5.3 Ergebnisse der nichtlinearen Berechnungen

In der Auswertung der Berechnung wird die im Berechnungsverlauf erreichte Maximallast als Traglast angenommen. Aus der Traglast wird mit der nominellen Querschnittsfläche des Berechnungsmodells die Tragspannung ermittelt und in das Diagramm der Tragspannungskurven nach DASt 012 bzw. DIN 18800 eingetragen. Wie bereits erwähnt, sollten die Berechnungen einen breiten Bereich von Vergleichsschlankheitsgraden $\overline{\lambda}_P$ umfassen. Um dies zu erreichen und den Aufwand bei der Erstellung der Berechnungsmodelle zu reduzieren, ist bei einigen Modellen lediglich die Streckgrenze des Werkstoffs verändert worden.

**Schubbelastung** Die Berechnungen für die Schubbelastung laufen in allen Fällen ohne Konvergenzprobleme bis in den Bereich nach Erreichen der Traglast. Im Anhang D sind die Ergebnisse der Berechnungen in Tab. 5 zusammengestellt. Der Wert $S$ in der Tabelle gibt das Verhältnis der in der nichtlinearen Berechnung erreichten Tragspannung zur Tragspannung nach DIN 18800 an. Werte kleiner als eins geben an, daß die in der nichtlinearen Berechnung erreichte Spannung kleiner als die zulässige nach DIN 18800 ist. Stellvertretend für alle Berechnungen werden in den Abb. 84 bis 88 die Lastverformungskurve eines Modells und die Verformungszustände zweier Berechnungsschritte dargestellt. Die Abb. 85 und 87 zeigen die Verformungen in perspektivischer Projektion und gleichem Verformungsmaßstab. Die jeweils folgenden Bilder zeigen die Verformung des selben Lastschrittes als Isolinien. Anhand der Skalierung ist eine Beurteilung des Verformungszuwachses möglich. Bei diesem Berechnungsmodell ist das Versagen von Beginn an von einem Gesamtfeldversagen geprägt.

Die gesamte Gruppe der Ergebnisse für die Schubbelastung ist in Abb. 16 in der Darstellung der bez. Tragspannungen über den bez. Vergleichschlankheitsgraden aufgetragen. In dieser Darstellung sind ebenfalls die Berechnungen für die Versuchsmodelle 2 und 6 unter den idealen Randbedingungen der Parameterstudie enthalten. In der Tabelle 5 des Anhangs D sind sie als Berechnung 36 und 37 aufgeführt. Unter diesen Randbedingungen ergeben sich höhere Tragspannungen als unter den Versuchsbedingungen. Die Unterschiede können mit den Imperfektionen der Modelle erklärt werden. Es wurde im Versuch und der dazugehörigen nichtlinearen FE-Berechnung kein idealer Schubspannungszustand erreicht. In den Rändern der Versuchsmodelle sind Normalspannungen in Sickenlängsrichtung aufgetreten, die durch die an der Traverse angreifenden Spannschrauben hervorgerufen worden sind. Diese Normalspannungen haben aber noch keine Belastung ergeben, die einer Normalspannungsverteilung mit $\Psi \neq 1$ im Sinne der Regelwerke entsprochen hätte. Darüber hinaus hat die Krafteinleitung unter hoher Belastung ein leichtes Auswandern der Versuchswand in Richtung der Normalen zur Plattenebene erlaubt, was zu einem außermittigen Kraftangriff und damit zu einer weiteren Störung des Spannungszustandes führen konnte.

Bei der Betrachtung der Ergebnisse in Abb. 16 fällt auf, daß im Bereich niedriger Vergleichsschlankheitsgrade die Tragspannung unter der Streckgrenze des Materials liegt. Diese Tendenz wird auch schon in [16] beschrieben und führt dort zu dem Vorschlag einer um 20 % niedriger liegenden Tragspannungskurve. Die von Herzog in [16] vorgeschlagene Formel zur Berechnung der Tragspannung gefalteter Trägerstege bietet den Vorteil einer einzigen Funktion für den gesamten Bereich der Vergleichsschlankheitsgrade. Der Nachteil dieses Vorschlages liegt aber in den sehr niedrigen zulässigen Spannungen im Übergangsbereich zwischen dem plastischen Verhalten und

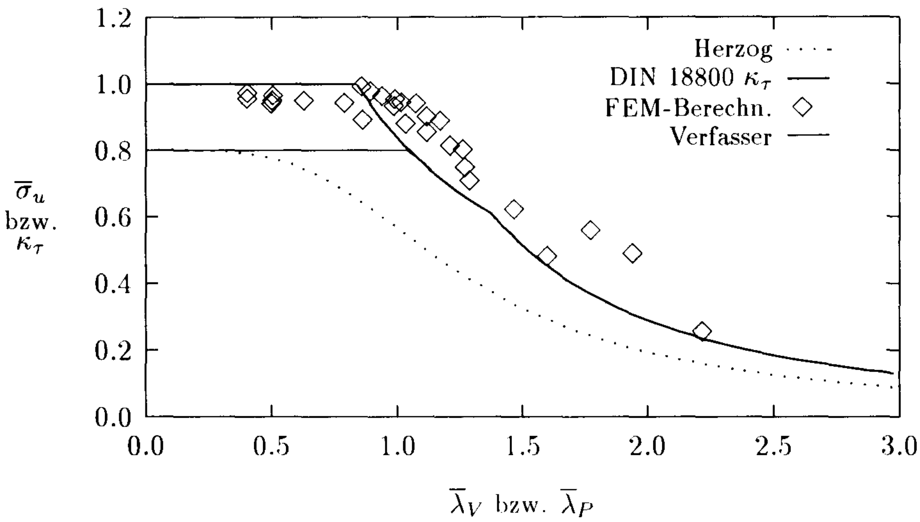



Abb. 16: Ergebnisse der nichtlin. FE-Berechnungen für Schubbelastung

der Eulerhyperbel. Hier wird gegenüber den gängigen Vorschriften des GL und der DIN 18800 zuviel „verschenkt"(s.a. Abb. 16).

Die in [16] ausgewerteten Versuche von Bergfelt [4] und Gachon [13] liegen jeweils außerhalb des Übergangsbereiches. Die Vergleichsschlankheitsgrade der Versuche von Bergfelt liegen im Bereich $\overline{\lambda}_P \leq 0,93$, die drei ausgewerteten Versuche von Cachon liegen im Bereich $\overline{\lambda}_P \geq 1,29$. Die bei den erstgenannten Versuchen zu beobachtende Tendenz einer niedrigeren Tragspannung als der Streckgrenze wird auch in den hier durchgeführten Versuchen und Berechungen beobachtet.

Es wird deshalb der Vorschlag aus [16] in abgewandelter Form übernommen: Die Definition der Tragspannung im Schubbelastungsfall wird aus der DIN 18800 für den Übergangsbereich und den Bereich der Eulerhyperbel übernommen. Als maximale Tragspannung werden jedoch lediglich 80% der Streckgrenze des Werkstoffes definiert. Es existieren damit zwei Definitionsbereiche für die Tragspannung $\overline{\sigma}_u$ bzw. den Abminderungsfaktor $\kappa_\tau$ von gesickten Wänden:

$$\kappa_\tau = \frac{0,84}{\overline{\lambda}_P} \leq 0,8 \quad \text{für} \quad \overline{\lambda}_P \leq 1,38$$

$$\kappa_\tau = \frac{1,16}{\overline{\lambda}_P^2} \quad \text{für} \quad \overline{\lambda}_P > 1,38$$

Bei dieser Definition der Tragspannung liegen auch die in [16] ausgewerteten, sowie die hier durchgeführten Versuche im zulässigen Bereich. Etwaige Imperfektionen des Bauteils und der Lasteinleitung sind damit ebenfalls berücksichtigt. Der Verlauf der vom Verfasser vorgeschlagenen Funktion ist bereits in Abb. 16 mit eingetragen, um die Lage der Berechnungsergbnisse beurteilen zu können.

**Druckbelastung** Die Berechnungen für die Druckbelastung laufen ebenfalls bis in den Bereich nach Erreichen der Traglast. Die Ergebnisse sind ebenfalls in Tab. 5 zusammengestellt. Die Abb. 89 bis 95 zeigen einige Berechnungsergebnisse eines Modells. Nach der Kraftverformungskurve in Abb. 89 sind wieder wie bei der Schubbelastung die zwei Verformungen, einmal zum Beginn des Gesamtversagens und die Verformung des letzten Lastschrittes, dargestellt. Weiterhin ist in Abb. 94 eine Isoliniendarstellung der ersten Einzelfeldbeulen bei Lastschritt 11 zu sehen.

Diese ersten Beulerscheinungen treten zwei Lastschritte vor Beginn des Gesamtversagens auf. In Abb. 95 sind zwei Spannungsverläufe der Normalspannungen in Sickenlängsrichtung über einen Schnitt quer durch das Modell dargestellt. Im linearen Bereich ist zu erkennen, daß die Last gleichmäßig in das gesamte Feld eingeleitet wird. Nach Auftreten der Einzelbeulen tritt eine Lastumlagerung zu den Sicken ein, das Gesamtversagen tritt später bei einer mittleren Spannung von 258 $\frac{N}{mm^2}$ ein.

Die gesamte Gruppe der Ergebnisse für die Druckbelastung ist, wie oben beim Schubbelastungsfall, in Abb. 17 in der Darstellung der bez. Tragspannungen über den bez. Vergleichschlankheitsgraden aufgetragen. In dieser Darstellung sind die Berechnungen für die Versuchsmodelle 1 und 6 unter den idealen Randbedingungen der Parameterstudie enthalten, auch wenn nur mit Modell 1 ein Traglastversuch unter Druck durchgeführt wurde.

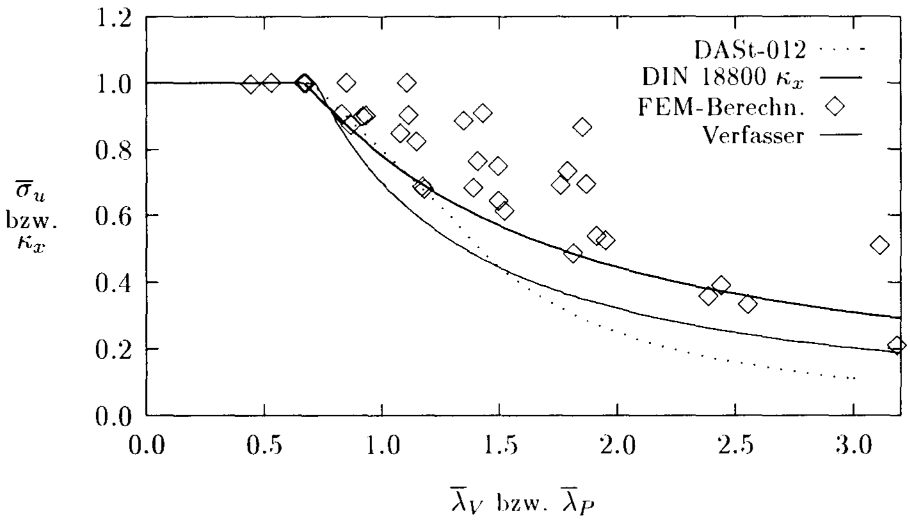



Abb. 17: Ergebnisse der nichtlin. FE-Berechnungen für Druckbelastung

In dieser Darstellung liegen die Tragspannungen nicht in einem ähnlich engen Band wie bei der Schubbelastung. Während bei der Bestimmung der bez. Vergleichsschlankheitsgrade für die Schubbelastung nur die bez. Biegesteifigkeit $\gamma$ der Sicken in die Berechnung eingeht, kommt bei der Druckbelastung noch die bez. Sickenquerschnittsfläche $\delta$ hinzu. Im Gegensatz zur analytischen Berechnung, auf der die Beulwerttafeln für ausgesteifte Rechteckplatten basieren, verändern sich auch die Wirkungslinien der Versteifung, wenn die Geometrie einer Sicke verändert wird. Die Kurventafeln nach [19] gehen von einer konventionellen Profilversteifung aus, bei der die Fläche und die Biegesteifigkeit eines Profils auf einer Linie wirken. Damit ergeben sich bei gleichem Steifenabstand, aber unterschiedlichen Geometrieparametern $\gamma$ und $\delta$, stets gleiche Teilfeldabmessungen. Sollen bei einer Sicke die Geometrieparameter verändert werden, kann das zum einen schon durch Erhöhen der Plattenstärke $t$ erfolgen oder durch Vergrößern der Sickentiefe $a$. Durch Erhöhung der Plattenstärke verändert sich die Randeinspannung der Teilfelder, die Vergrößerung der Sicke bewirkt eine Verringerung der Teilfeldbreite bei gleichbleibendem Steifenabstand. Beide Effekte sind in den Berechnungen zur Aufstellung der Beulwerttafeln nicht berücksichtigt. Die dort in der Berechnung zugrunde liegenden Verformungen sind Ritzansätze, die von Knotenlinien an den Profilversteifungen ausgehen.

Die hier beobachteten zusätzlichen Einflüsse bewirken stets eine Versteifung der Plattenfelder. Die Berechnung des Vergleichsschlankheitsgrades $\overline{\lambda}_P$ kann deshalb in einigen Fällen größere Werte ergeben, als tatsächlich vorhanden sind. Im Hinblick auf den auszuarbeitenden Bemessungsvorschlag liegen die zulässigen Spannungen gegenüber den Tragspannungen bei Anwendung der Beulwerttafeln auf der sicheren Seite.

In der Auftragung der nichtlin. Berechnungsergebnisse liegen die Tragspannungen im Bereich größerer Vergleichsschlankheitsgrade $\overline{\lambda}_P \geq 2$ unter der Kure der DIN 18800. Die Kurve der DASt-Richtlinie bringt im Bereich der Schlankheitsgrade $\overline{\lambda}_P \geq 1,38$ niedrigere Tragspannungen bzw. Abminderungsfaktoren, dagegen liegen im Bereich der Übergangsgeraden die berechneten Tragspannungen unter denen der Kurve. Um eine möglichst einfache Definition der Tragspannungskurve zu erreichen wird hier die folgende Funktion vorgeschlagen:

$$\kappa_x = \frac{1}{\overline{\lambda}_P} - \frac{0,3}{\overline{\lambda}_P^{\frac{3}{4}}} \leq 1,0 \, .$$

Diese Funktion liegt im gesamten Definitionsbereich unterhalb der DIN 18800 liefert ausreichende Sicherheiten und bietet den Vorteil einer einzigen Beziehung für den gesamten Bereich der Vergleichsschlankheitsgrade. Diese Funktion ist ebenfalls in Abb. 17 eingetragen.

**Kombinierte Belastung** Die Berechnungen für die kombinierte Belastung werden anhand des Berechnungsmodells 15 in normalfestem Stahl durchgeführt. Die in der Tab. 6 im Anhang D aufgeführten sechs Normalspannungen werden als Ausgangsspannungszustand gewählt. Die maximal tragbare Schubspannung wird in den nachfolgenden nichtlinearen Berechnungen ermittelt. Die Auswertung der Berechnungen ergibt, daß die anfangs aufgebrachte Normalspannung im Plattenfeld bis zum Versagen erhalten beibt. Die in der Auswertung ermittelten Maximalwerte der Schubspannungen und die zuvor aufgebrachten Normalspannungen werden als Versagensspannungen angenommen. Mit den Beträgen der Versagensspannungen beider Belastungskomponenten werden die bezogenen Versagensspannungen bestimmt (s. Tab. 6 in Anhang D).

Eine auf orthotrope Plattenfelder anwendbare Beziehung zur Berechnung der Sicherheit gegen Versagen unter kombinierter Belastung liefert die DIN 18800 in Teil 3, Element (504). Die Interaktionsbeziehungen der Vorschriften des Germanischen Lloyd Abschnitt 3.F sehen lediglich die Anwendung auf isotrope Einzelfelder vor.

Bei der Bemessung versteifter Plattenfelder unter kombinierter Belastung nach DIN 18800 werden zunächst die zulässigen Grenzspannungen der Einzelkomponenten ermittelt und dann in einer Interaktionsformel den einwirkenden Spannungen gegenübergestellt.

$$\left(\frac{|\sigma_x|}{\sigma_{x_{Grenz}}}\right)^{e_1} + \left(\frac{|\sigma_y|}{\sigma_{y_{Grenz}}}\right)^{e_2} - V\left(\frac{|\sigma_x \cdot \sigma_y|}{\sigma_{x_{Grenz}} \cdot \sigma_{y_{Grenz}}}\right) + \left(\frac{\tau}{\tau_{Grenz}}\right)^{e_3} \leq 1$$

mit: $e_1 = 1 + \kappa_x^4$ wenn $\sigma_x$, $\sigma_y$ Druckspannungen: $V = (\kappa_x \cdot \kappa_y)^6$

$e_2 = 1 + \kappa_y^4$ allgem. Fall: $V = \dfrac{\sigma_x \cdot \sigma_y}{|\sigma_x \cdot \sigma_y|}$

$e_3 = 1 + \kappa_x \cdot \kappa_y \cdot \kappa_\tau^6$

$$\sigma_{Grenz} = \frac{\kappa \cdot f_{y,k}}{\gamma_M}$$

$$\tau_{Grenz} = \frac{\kappa_\tau \cdot f_{y,k}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_M}$$

Die für die kombinierte Belastung durchgeführten Berechnungen können über diese Beziehung bewertet werden, wenn für die Grenzspannungen direkt die Tragspannungen nach der jeweils anzuwendenden Tragspannungskurve ohne die Sicherheitsfaktoren $\gamma_M$ im Nenner eingesetzt werden, im Zähler sind die in der nichtlinearen Berechnung erreichten Tragspannungen einzusetzen. Zunächst werden die Funktionen zur Bestimmung der Abminderungsfaktoren $\kappa_{\tau,x}$ aus der DIN 18800 angewendet. Für die hier betrachteten zwei Belastungskomponenten $\sigma_x$ und $\tau$ vereinfacht sich die Beziehung zu:

$$\left(\frac{|\sigma_x|}{\sigma_{xTrag}}\right)^{e_1} + \left(\frac{\tau}{\tau_{Trag}}\right)^{e_3} = S$$

hier mit: $e_1 = 1,232$
$e_3 = 1,222$

Die in den nichtlinearen Berechnungen erreichten Tragspannungen ergeben, in die obige Beziehung eingesetzt, meist Werte von $S > 1,00$, lediglich im Fall der Druckbeanspruchung liegt die berechnete Tragspannung unter der der Vorschrift. In der Abb. 18 sind im linken Teil die bezogenen Spannungen nach DIN 18800 aufgetragen. Im rechten Teil der Abb. 18 ist als weitere Kurve die Funktion mit den Exponenten $e_1$ und $e_2$ unter Verwendung der vom Verfasser vorgeschlagenen Funktionen für $\kappa$ eingetragen.

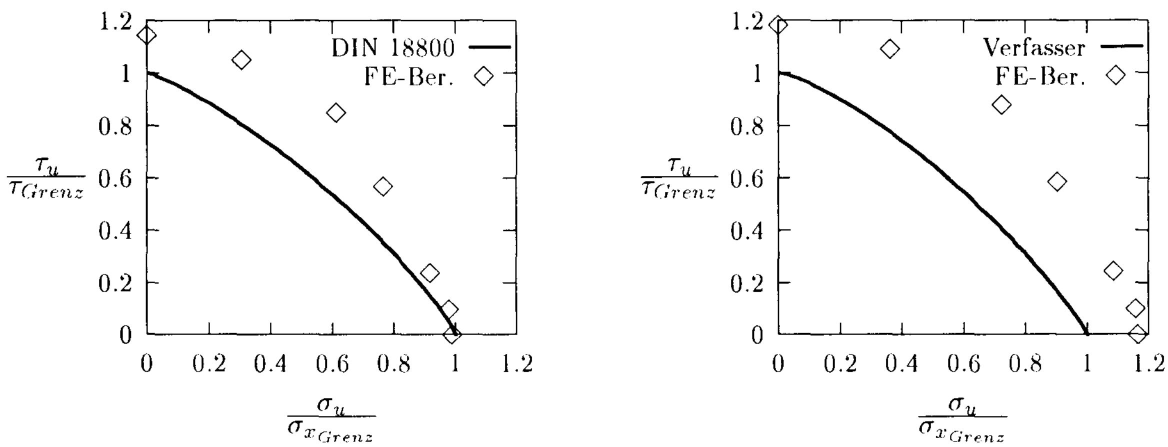



Abb. 18: Gegenüberstellung der Berechnungsergebnisse für komb. Belastung und der Interaktionsbeziehung nach DIN 18800 (Schub: $\overline{\lambda}_P = 1,016$, Druck $\overline{\lambda}_P = 1,170$)

Damit ergeben sich bei Anwendung der Interaktionsbeziehungen nach DIN 18800 und bei Verwendung der hier vorgeschlagenen Funktionen zur Bestimmung der Abminderungsfaktoren auf die Auslegung gesickter Wände ausreichende Sicherheiten gegen Versagen bei kombinierter Belastung aus Schub und Druck.

## 5.4 Vorschlag eines Bemessungskonzeptes zur Auslegung durch Sicken versteifter Plattenfelder

Nach den im Abschnitt 4 vorgestellten Versuchen und den Berechnungen der Parameterstudie dieses Abschnittes wird nun ein Vorschlag für ein Bemessungskonzept zur Auslegung durch Sicken versteifter Plattenfelder vorgestellt.

Die Auslegung schiffbaulicher Wände, die durch Sicken versteift sind, kann bei einer Belastung durch Druck und Schub in Anlehnung an die Vorschriften zur Bemesung und Konstruktion von Stahlbauten der DIN 18800 Teil 3 erfolgen. Das Konzept dieser Vorschrift sieht im wesentlichen die Bestimmung eines Vergleichsschlankheitsgrades $\overline{\lambda}_P$ vor, mit dem dann anhand einer bauteilspezifischen Funktion die zulässige Tragspannung ermittelt wird. Der Vergleichsschlankheitsgrad wird auf der Basis der linearen Beultheorie bestimmt.

Die Auswertung der hier durchgeführten Versuche und der nichtlinearen FE-Berechnungen zur Ermittlung der Traglasten hat gezeigt, daß die Trennung der Berechnung in eine Berechnung der Beulfestigkeit für das Einzelfeld und eine Berechnung der Beulfestigkeit für das Gesamtfeld entfallen kann. Es reicht die alleinige Berechnung des Beulwertes für das orthotrope Gesamtfeld. Wie bereits oben ausgeführt, liegt der Grund in den veränderten Einspannungsverhältnissen der Einzelfelder gegenüber den konventionell pro¡filversteiften Platten.
Es ergibt sich der folgende Berechnungsgang:

**Geometriedaten des Plattenfeldes** Für die Berechnung des Beulwertes nach Beulwerttafeln werden die folgenden Größen gebraucht:

**Flächenträgheitsmoment:** Das Flächenträgheitsmoment $I$ einer Sicke mit mittragenden Plattenstreifen kann nach den Formeln der Tab. 3 berechnet werden. Die Annahme, daß die Sicke aus Geradenstücken zusammengesetzt ist, führt ebenfalls zu befriedigenden Ergebnissen.

**Querschnittsfläche:** Die Querschnittsfläche $A$ einer Sicke ohne mittragenden Plattenstreifen.

**Hauptdaten:** Zu den Hautabmessungen des Plattenfeldes zählen die Gesamtbreite $B$, die Gesamtlänge $H$ und die Plattenstärke $t$ des Feldes, sowie die Anzahl $n$ der Sicken.

**Abgeleitete Größen:** Die abgeleiteten Größen sind das Seitenverhältnis

$$\alpha = \frac{H}{B} \, ,$$

die bezogene Biegesteifigkeit aller $n$ Sicken

$$\gamma = \frac{EI}{NB} \cdot n$$

und die auf das Gesamtfeld bezogene Querschnittsfläche aller Sicken

$$\delta = \frac{A}{Bt} \cdot n$$

**Der bezogene Vergleichsschlankheitsgrad** Die Bestimmung des bezogenen Vergleichsschlankheitsgrades $\overline{\lambda}_P$ geschieht in den folgenden Schritten.

**Beulwert:** Mit den zuvor bestimmten Geometriegrößen werden die Beulwerte $k_\sigma$, $k_\tau$ für die entsprechenden Belastungen nach den Tafeln [19], [20] für kontinuierlich ausgesteifte Platten ermittelt.

**Krit. Spannung:** Die erhaltenen Beulwerte werden mit der Bezugsspannung $\sigma_e$ multipliziert und ergeben die ideale Beulspannung $\sigma_{ki}$ bzw. $\tau_{ki}$.

$$\sigma_e = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot t^2}{12 \cdot (1 - \nu^2)} \cdot \frac{1}{B^2} \qquad \begin{aligned} \sigma_{ki} &= k_\sigma \cdot \sigma_e \\ \tau_{ki} &= k_\tau \cdot \sigma_e \end{aligned}$$

**Vergleichsschlankheitsgrad:** Abschließend ergibt sich der bez. Vergleichsschlankheitsgrad zu

$$\overline{\lambda}_P = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{ki}}} \qquad \text{bzw.} \qquad \overline{\lambda}_P = \sqrt{\frac{f_y}{\tau_{ki} \cdot \sqrt{3}}} \, .$$

**Die zulässige Spannung** Die zulässige Spannung oder in der Terminologie der DIN die Beanspruchbarkeit des Bauteiles ist zunächst die Streckgrenze $f_y$ des Materials dividiert durch einen Sicherheitsfaktor $\gamma$. Im Fall eines stabilitätsgefährdeten Bauteils wird diese Beanspruchbarkeit mit dem Abminderungsfaktor $\kappa_x$ , $\kappa_\tau$ reduziert. Mit den bez. Vergleichsschlankheitsgraden wird getrennt für die jeweiligen Belastungskomponenten über eine belastungs- und bauteilspezifische Funktion die bezogene Tragspannung bzw. der Abminderungsfaktor ermittelt. Bei kombinierter Belastung wird mit einer Interaktionsbeziehung die Sicherheit gegen Versagen ermittelt. In Abwandlung der Funktionen der DIN sind hier die bereits erwähnten Beziehungen ausgearbeitet worden.

**Abminderungsfaktor $\kappa_\tau$:**

$$\kappa_\tau = \frac{0,84}{\overline{\lambda}_P} \leq 0,8 \quad \text{für} \quad \overline{\lambda}_P \leq 1,38$$

$$\kappa_\tau = \frac{1,16}{\overline{\lambda}_P^2} \quad \text{für} \quad \overline{\lambda}_P > 1,38$$

**Abminderungsfaktor $\kappa_x$:**

$$\kappa_x = \frac{1}{\overline{\lambda}_P} - \frac{0,3}{\overline{\lambda}_P^{\frac{3}{4}}} \leq 1\ .$$

**Grenzspannung:** Mit den Abminderungsfaktoren ergeben sich die Grenzbeulspannungen

$$\sigma_{x_{Grenz}} = \kappa_x \cdot \frac{f_y}{\gamma} \qquad \text{bzw.} \qquad \tau_{Grenz} = \kappa_\tau \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma}$$

**Sicherheit:** Im Fall einachsiger Beanspruchung muß die auf das Bauteil einwirkende Spannung kleiner oder gleich der Grenzspannug sein.

Im Fall der zweiachsigen Beanspruchung durch Druck und Schub ist nachzuweisen, daß die folgende Interaktionsbeziehung erfüllt ist.

$$\left(\frac{|\sigma_x|}{\sigma_{x_{Grenz}}}\right)^{e_1} + \left(\frac{\tau}{\tau_{Grenz}}\right)^{e_3} \leq 1$$

$$\text{mit:} \quad e_1 = 1 + \kappa_x^4$$
$$e_3 = 1 + \kappa_x \cdot \kappa_y \cdot \kappa_\tau^6$$

Bei dieser Interaktionsbeziehung werden lediglich die einwirkenden Spannungen der Teilkomponenten der Belastung und die Teilbeanspruchbarkeiten benötigt. Die Bestimmung einer idealen Beulvergleichsspannung bzw. einer Vergleichsspannung aus den einwirkenden Größen entfällt.

# 6 Zur Einbindung gesickter Wände in schiffbauliche Stahlstrukturen

Die Vorteile im Festigkeitsverhalten gesickter Wände werden in mehreren Arbeiten ([8], [32], [21], [22], [35]) beschrieben, ebenso sind die Vorteile bei der Fertigung der Wände bekannt. Diese Vorteile werden jedoch meist bei der Einbindung der Wände in die umgebende Stahlstruktur wieder aufgegeben. Die Anbindung einer gesickten Wand an ein profilversteiftes Deck erfolgt in der Regel über die aufwendige Zwischenkonstruktion eines begurteten Unterzuges, an dem die Wand anschließt. Hier sollen zwei Alternativkonstruktionen im Hinblick auf ihr Festigkeitsverhalten und die möglichen Vereinfachungen bei der Fertigung untersucht werden. Der Schwerpunkt liegt auf der Untersuchung des Festigkeitsverhaltens. Die Auswirkungen der Änderungsvorschläge auf die Fertigung können hier nur angedeutet werden. Eine abschließende Bewertung der wirtschaftlichen Aspekte kann nur unter Berücksichtigung der individuell unterschiedlichen Kostenstrukturen und der Geräteausstattung der Werften erfolgen.

Die Bewertung der Alternativvorschläge ist nur nach der Beschreibung des Verhaltens der konventionellen Konstruktion möglich. An dieser Stelle wird eine konventionelle Ausführung des Anschlusses gesickter Wände an profilversteifte Decks unter Einwirkung mehrerer Belastungsarten untersucht. Nachfolgend werden dann zwei Alterativen unter den gleichen Belastungen untersucht. Die äußere Geometrie der Struktur, wie die Größe des Profils der Deckversteifung, die Abmessungen der Sicke und die Blechdicke, wird nicht verändert. Alle Berechnungsmodelle erfahren die gleichen Belastungen. Das kann dazu führen, daß bei Betrachtung der Absolutbeträge der Beanspruchungsgrößen einige Modelle als nicht ausreichend dimensioniert im Sinne der GL-Vorschriften erscheinen. In der Darstellung der Berechnungsergebnisse werden deshalb bezogene Größen eingesetzt. Durch diese Wahl der Darstellung ist die Auswirkung von Detailänderungen auf das Spannungsniveau in den Bauteilen und auf das Verformungsverhalten am besten zu bewerten. Die Berechnungen sind ebenfalls mit dem Programm MARC durchgeführt worden, wobei lineares Strukturverhalten vorausgesetzt wird.

## 6.1 Beschreibung der konventionellen Konstruktion

Die übliche Fertigung des profilversteiften Decks erfolgt auf einer Paneelstraße. Das Deck wird dabei mit durchlaufenden Profilen versehen. Im nächsten Arbeitsschritt, in dem die quer zur Profilaussteifung liegenden Rahmen und Unterzüge aufgebracht werden, wird an der Position einer Wand ebenfalls ein begurteter Unterzug aufgebracht. Anschließend werden die Wände aufgestellt, ausgerichtet und verschweißt. Die vorgefertigte Volumensektion, bestehend aus dem Deck und allen Wänden, wird dann gewendet und auf die darunter angrenzende Deckstruktur aufgesetzt und verschweißt. Abhängig von der Krankapazität des Fertigungsbetriebes wäre auch denkbar, daß die Wände bereits auf dem unteren Deck aufgestellt werden und lediglich das Deckspaneel gewendet werden müßte. Abschließend wäre dann die Wand-Deck-Verbindung in Überkopfposition zu verschweißen. Die Abb. 19 zeigt einen Anschluß zwischen einer gesickten Wand und einer profilversteiften Wand in der konventionellen Ausführung.

Der Vorteil dieser konventionellen Art des Anschlusses liegt in dem geringen Aufwand, der bei der Fertigung der Wand und bei der Montage der Wand am Deck nötig ist. Die Wand wird ohne Spantdurchführungen gefertigt, es werden lediglich die Sicken eingepreßt und die Hauptabmessungen eingehalten. Bei der Montage des Decks erfolgt eine einfache Kehlnahtschweißung längs der Verbindungslinien zum Gurt des Unterzuges. Die Wand steht dabei direkt unter dem Steg des Unterzuges, die Sicken schlagen zu einer Seite des Gurtes, die von den Knieblechen gestützt wird.

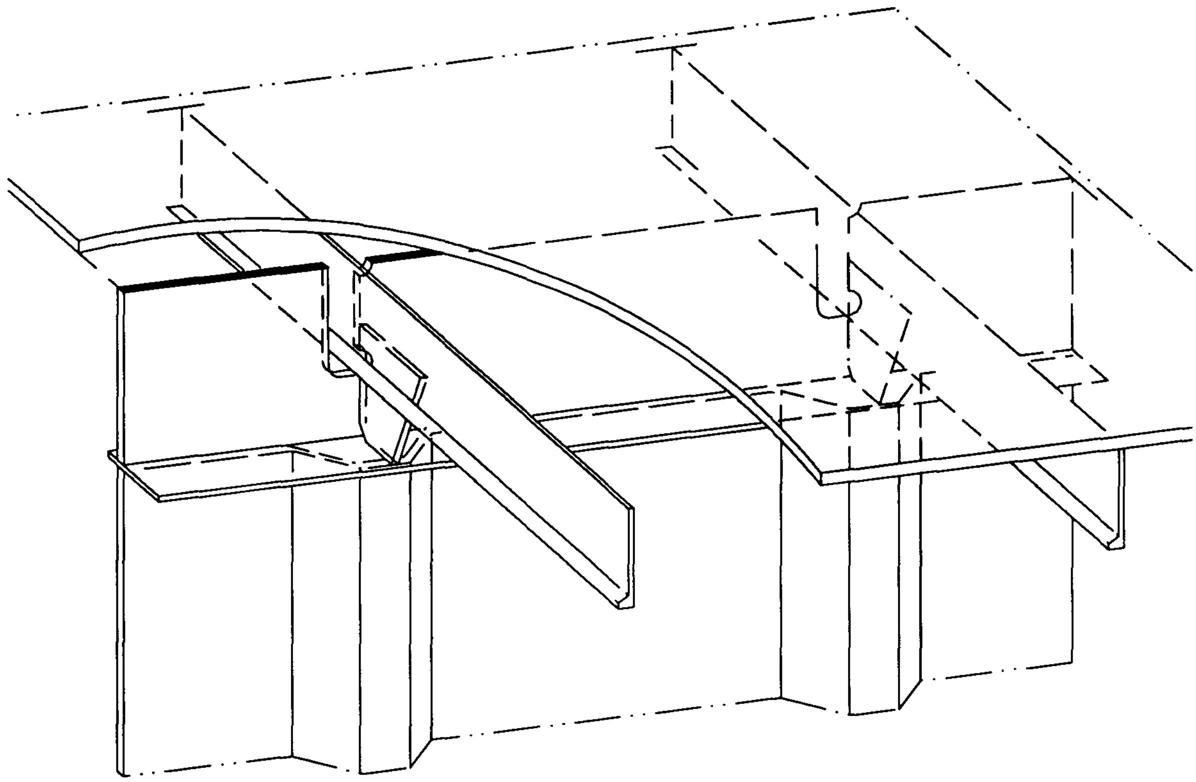


Abb. 19: Konventionelle Ausführung des Anschlusses einer Sickenwand

Der Nachteil dieser Konstruktion liegt in der aufwendigen Vorfertigung des Unterzuges mit seinen Durchführungslöchern, der Begurtung und der Vielzahl von Knieblechen, die zur Verbindung von Gurt und querlaufendem Profil nötig sind. Die Kniebleche sind erforderlich, da sie ein Verdrehen des Gurtes durch die Reaktionskräfte aus den Sicken verhindern sollen.

## 6.2 Beschreibung zweier Alternativkonstruktionen

### 6.2.1 Direkter Anschluß mit Profildurchführung durch die Sicken

Als naheliegende Alternative erscheint zunächst eine Konstruktion, bei der die Wand direkt ans Deck angeschlossen wird und das Profil direkt mit einem Knieblech an die Sicke angeschlossen wird. Diese Bauweise ergibt sich aus der üblichen Verbindung von profilversteiften Wänden und Decks. Sie beruht auf der Betrachtungsweise des schiffbaulichen Tragwerks als ein Rahmentragwerk mit Beplattung. Ein solcher Anschluß wurde bereits von Bell [3] vorgeschlagen. Da in der dort beschriebenen Untersuchung runde Sicken verwendet wurden, kam eine Durchführung der Profile durch die Sicken nicht in Betracht. Die Deckprofile wurden jeweils am Ort einer Wand unterbrochen, so daß die Wand zwischen den Profilköpfen unter das Deck geschweißt wurde, die Verbindung zwischen Deckprofil und Wand erfolgte über ein Knieblech.

In der modernen Paneelstraßenfertigung würde die Aufbringung einer in der Länge unterbrochenen Profilaussteifung Probleme bereiten. Da im Gegensatz zu [3] auf den deutschen Werften Trapezsicken mit einem relativ breiten Gurtbereich eingesetzt werden, käme auch eine Durchführung der Profile durch die Sicken in Betracht (s. Abb. 20). Dieser Vorschlag bedarf je nach den Fertigungsmöglichkeiten der Werft einiger Modifikationen, die sich auch auf die Beanspruchungen auswirken können.

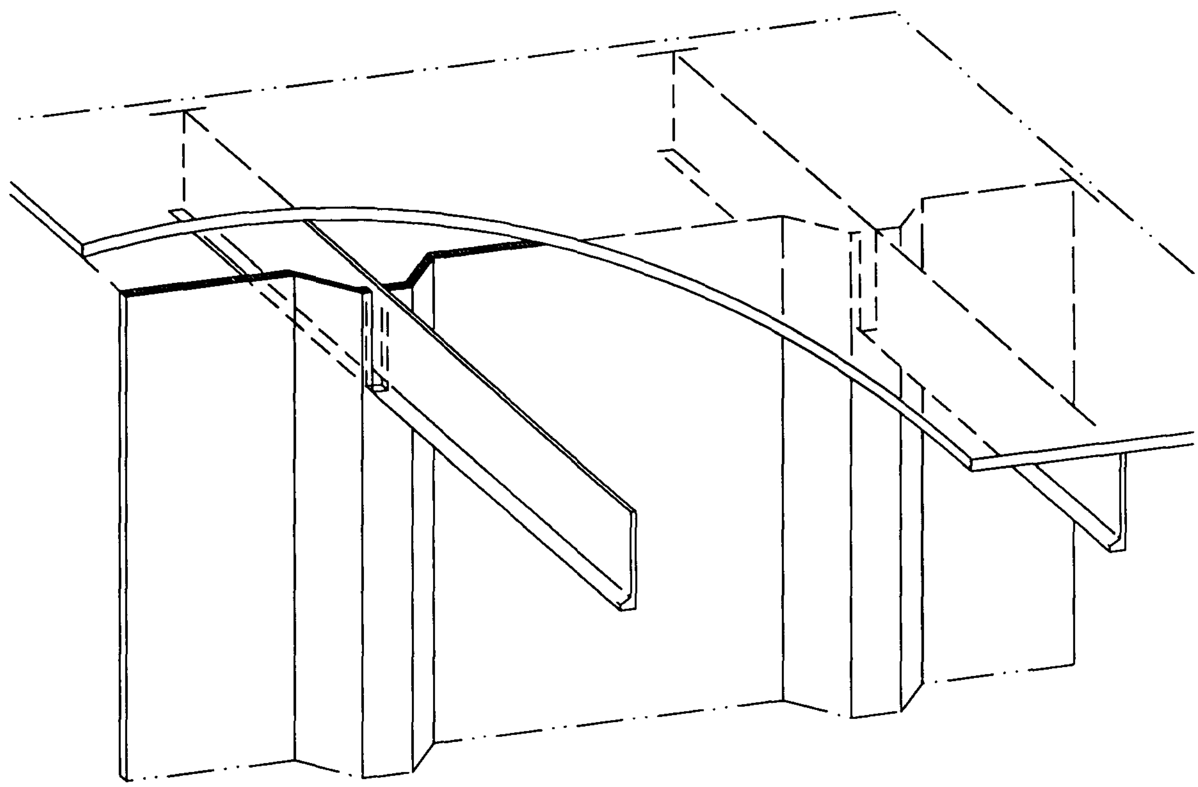


Abb. 20: Alternative Ausführung des Anschlusses einer Sickenwand mit direktem Anschluß der Profile an den Sicken

Der die Fertigungsabläufe dominierende Einflußfaktor bei diesem Vorschlag ist die Toleranz des Abstandes der Sicken untereinander, die beim Pressen der Sicken erreicht werden kann. Hier wird davon ausgegangen, daß die Einhaltung einer engen Toleranz wie bei der Verschweißung von Profilen möglich ist.

Der Fertigungsablauf könnte wie folgt aussehen: Die Wand wird im entsprechenden Abstand mit Sicken versehen. Dieser Arbeitsschritt muß als erstes ausgeführt werden, da beim Pressen der Sicken die größten Abstandsfehler auftreten können. Erst nach dem Pressen der Sicken ist das Ausbrennen der Spantdurchführungen auf den Sickengurten möglich. Das Pressen der Sicken nach dem Brennen der Durchführungen scheint unmöglich, da die Gefahr besteht, daß beim Pressen Anrisse an den Durchführungsöffnungen entstehen. Sollen die Spantdurchführungen nach dem Einpressen der Sicken ausgebrannt werden, müssen die Brennerköpfe der Brennschneidmaschine in der Höhe verfahren werden. Bei einer Autogenbrennschneidmaschine können die Sicken auf dem Auflagetisch nach oben schlagen, und der Brennerkopf würde einmalig vor Beginn des Brennens in der Höhe justiert werden. Bei einer Plasmaschneidanlage muß der Schnittbereich vom Wasser abgedeckt werden. Sollte das Blechfeld mit den Sicken nach oben schlagend auf dem Auflagetisch liegen, müßte dieser kurzfristig stärker geflutet werden, um die hochstehenden Schnittbereiche abzudecken. Eine andere Möglichkeit wäre es, die Sicken nach unten schlagen zu lassen. Damit könnte der Wasserstand auf dem Auflagetisch konstant gehalten werden, der Brennerkopf müßte dabei nicht unbedingt in der Höhe verfahren werden, es wäre aber zu prüfen, ob die Abmessungen des Brennerkopfes ein Arbeiten innerhalb der Sickenöffnung überhaupt ermöglichen.

Wegen der geringen Breite der Sickengurte müssen die Durchführungslöcher eine schmalere Form haben, wie sie z.B. in der Abb. 20 angedeutet ist. Denkbar wäre ein Schlitz von der Breite des Profilwulstes zuzüglich einem Schweißspalt. Nach den gängigen Werftnormen würden die Durchführungsöffnungen jedoch über den Bereich der Sickengurte hinausreichen.

Bei der Fertigung des Decks kann zum einen das Deck in der üblichen Weise mit den Profilen besetzt werden, und es wird nachher auf die Wand aufgesetzt, wobei der Anschluß des Profils mit Riegelblechen oder Dichtungsblechen erfolgen kann. In der Untersuchung des Festigkeitsverhaltens werden die Kniebleche zunächst außer Acht gelassen. Auf der anderen Seite wäre auch eine Vorfertigung nach dem Prinzip des „Egg-Box-Verfahrens“möglich, bei der zunächst die Profile durch die Wände gesteckt und verschweißt würden, um sie danach gemeinsam auf das Deckpaneel aufzusetzen. Eine Beschreibung dieses Verfahrens ist in [39] und [42] zu finden. Bei diesem Verfahren könnten die Durchführungslöcher die Gestalt des Profilquerschnittes zuzüglich des Schweißspaltes haben und es entfiele der Einbau der Riegelbleche, sowie das eventuell erforderliche Richten des Profils. Eine weitere Möglichkeit wäre das Aufschieben der Wände über die gesamte Länge der bereits fest verschweißten Profile. Das bedingt jedoch eine hohe Genauigkeit des Abstandes der Profile und der Ausrichtung. Diese Fertigungsvorschläge sollten im Zusammenhang mit den Untersuchungen zur Automatisierung in der Schiffbaufertigung bewertet werden. In [38], [17] wird die Entwicklung eines Schweißrobotersystems vorgestellt, bei dem ein Schweißen in bis zu 3 $m$ hohen, nach oben offenen Räumen angestrebt wird. Diesem automatisierten Fertigungskonzept käme eine Anordnung mit einer geringen Anzahl von Einzelteilen entgegen

Da versucht werden soll, die Knieblechanschlüsse zu vermeiden, wird hier die Möglichkeit einer lokalen Verstärkung der Wand im Bereich der Lasteinleitung durch ein Dopplungsblech untersucht. Das Dopplungsblech entspricht in seinem Einbauaufwand etwa dem geteilten Dichtblech bei einer wasserdichten Spantdurchführung. Die Ränder und damit die Schweißnähte dieser Dopplungsbleche müssen entsprechend den Vorschriften des GL einen Abstand zu den Rändern der Durchführungslöcher einhalten, zum anderen muß ein Abstand zur kaltverformten Zone im Bereich der Kanten der Sicken eingehalten werden. Das bedingt, daß diese Bleche der Kontur der Sicke folgen müssen, dazu müßten sie in einem Gesenk gepreßt werden, das für diese Anwendung gesondert herzustellen wäre. Weiterhin kann es nötig sein, diese Bleche nachträglich zu bearbeiten, wenn beim Einbau die Abstände der Sicken und der Profile und damit die Relativposition zwischen Sickenkontur und Profil nicht übereinstimmen.

Um den zusätzlichen Aufwand eines neuen Gesenks für die Herstellung der Dopplungsbleche zu vermeiden, wird in Anlehnung an einen Vorschlag von Schönfeldt [31] der in Abb. 21 dargestellte Anschluß zusätzlich untersucht. In [31] wurde vorgeschlagen, für die Profildurchführung einen Schlitz von der maximalen Breite des Wulstprofils und der Höhe des Profils vorzusehen. An der glatten Rückseite des Profils konnte direkt die Schweißverbindung zwischen Wand und Profil erfolgen. In dem verbleibenden Spalt zwischen Profilsteg und Wand über dem Wulst wurde ein trapezförmig gebogenes Blech eingeschweißt. Dieser Vorschlag wurde für die Anwendung bei Aluminiumprofilen mit relativ dickem Wulst entwickelt. Beim Stahlprofil nach DIN 1019 läuft der Wulst schräg in den Steg ein, weiterhin ist der Wulst etwas kleiner, so daß hier relativ kleinere Spalte entstehen. Es wird vorgeschlagen, in den verbleibenden Spalt über dem Wulst einen an den Enden angefasten Flachstahl einzustecken und zu verschweißen. Wird dieses Einschubblech rundum mit dem Profil verschweißt, erhält man lokal eine Verstärkung des Profils. Der Einfluß der Länge $l_{Keil}$ dieses Einsatzstückes auf das Spannungsverhalten wird in den Festigkeitsberechnungen untersucht.

Die beiden letzten Varianten der Durchführung des Profils durch die Sicken ermöglichen auch die Vorfertigung der Decks auf einer Paneelstraße mit durchlaufenden Profilen. Die fertigungstechnischen Voraussetzungen, die für die Realisierung dieser Gruppe von Vorschlägen nötig sind, erscheinen jedoch recht hoch und stellen die Wirtschaftlichkeit dieser Varianten in Frage. Dennoch wird das Festigkeitsverhalten untersucht, da dieser Vorschlag in direkter Anlehnung an die

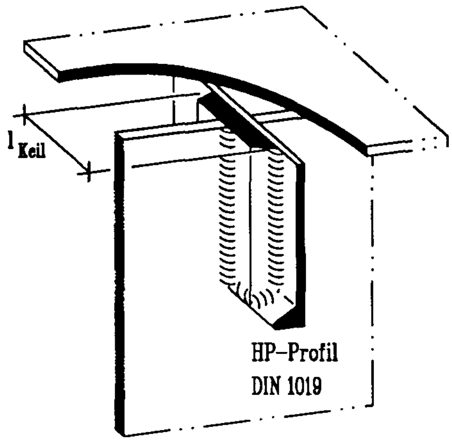



Abb. 21: Profildurchführung mit eingeschobenem Flachstahl

konventionelle Bauweise der Wand-Deck-Verbindung anschließt.

### 6.2.2 Direkter Anschluß mit Profildurchführung zwischen den Sicken

Die oben bei der Untersuchung des Stabilitätsverhaltens eingeführte Betrachtungsweise der orthotropen Platte ließe sich auch auf den Anschluß einer Wand ans Deck übertragen. Der im folgenden näher beschriebene Vorschlag löst sich von der Vorstellung, daß ein Deckbalken stets an eine Versteifung der angrenzenden Wand anschließen soll. Bei der in Abb. 22 dargestellten Bauweise werden die Profile der Deckversteifung durch das freie Feld zwischen den Sicken geführt. Der Anschluß des Profils wird mit einem Riegelblech oder einem üblichen Dichtblech ausgeführt. In den hier durchgeführten Berechnungen wird weiterhin eine lokale Verstärkung durch ein Dopplungsblech untersucht, das eine gleichmäßigere Lasteinleitung in die Wand ermöglichen soll.

Die Fertigung dieses Vorschlages stellt geringere Anforderungen an die Ausstattung der Werft als der im vorigen Abschnitt skizzierte. Die Toleranz des Abstands der Sicken untereinander kann im üblichen Rahmen bleiben. Die Montagereihenfolge kann ebenfalls beibehalten werden. Bei der Fertigung der Wand werden im ersten Schritt die Sicken gepreßt, im zweiten Schritt werden die Spantdurchführungen in die ebenen Felder zwischen den Sicken gebrannt. Die Wand kann mit nach oben schlagenden Sicken auf den Auflagetisch der Brennschneidmaschine gelegt werden, bei einer Plasmaschneidanlage kann der Wasserstand beibehalten werden. Im Bereich der Schnitte ist genügend Raum für die Brennerköpfe vorhanden, damit ist ein Verfahren der Brennerköpfe in der Höhe nicht nötig, wenn die Brenner aus dem Feld heraus und um das Ende einer Sicke herumgefahren werden.

Das Deck kann nach wie vor auf der Paneelstraße mit durchlaufenden Profilen versehen werden. In der Volumensektionsfertigung werden die Wände auf das versteifte Deck aufgesetzt. Die Durchführungsöffnungen können der geltenden Werftnorm entsprechen, lediglich die Dopplungsbleche unterscheiden sich von den üblichen geteilten Dichtungsblechen durch ihre Größe.

An diesem Fertigungsschritt ist zu überprüfen, ob nicht Veränderungen an der bisherigen Arbeitsweise vorgenommen werden können. Die Dopplungsbleche sollen eine gleichmäßige Lasteinleitung gewährleisten, sowie das Krüppeln der Wand vermeiden. Die Abmessungen dieser Bleche werden die Abmessungen der Dichtungsbleche überschreiten und damit unhandlicher werden. Deshalb wird vorgeschlagen, die Dopplungsbleche ungeteilt auszuführen und die Abmessungen der Öffnung an den Querschnitt des Profils anzupassen. Solche Bleche können über die Profile geschoben und am Ort des zukünftigen Anschlusses der Wand verschweißt werden.

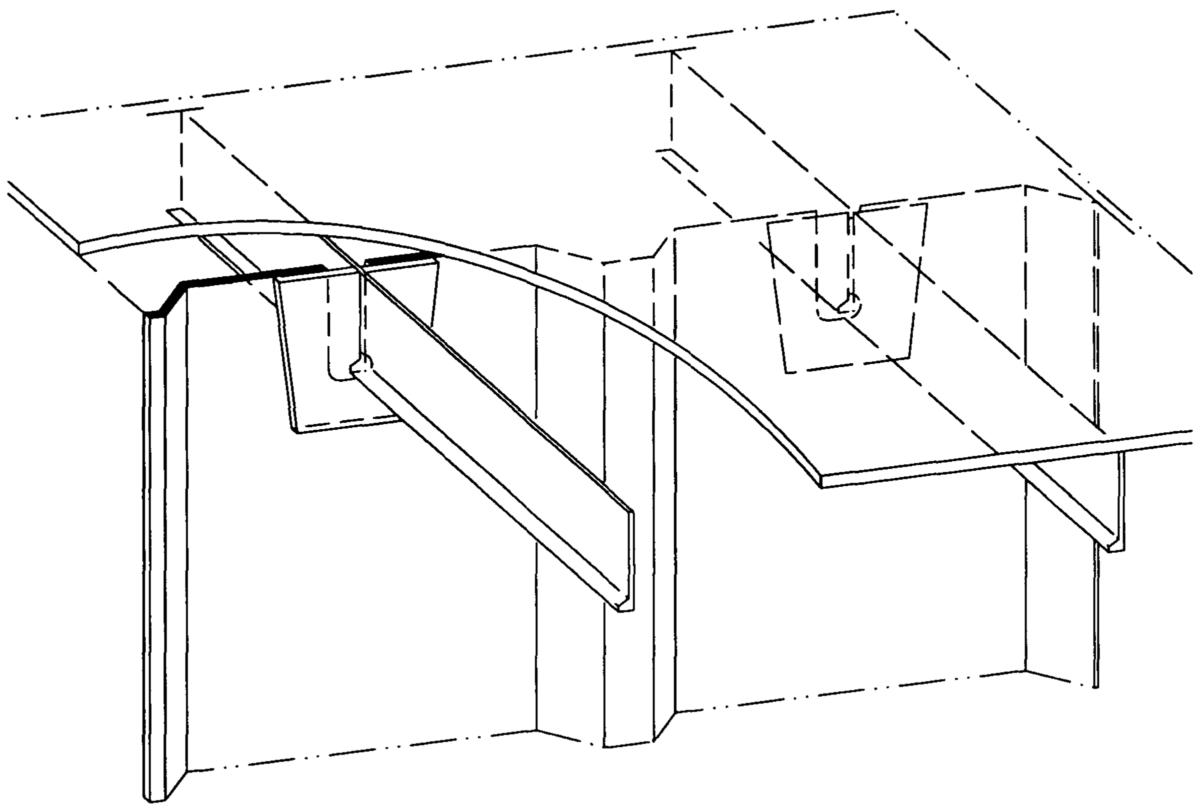


Abb. 22: Alternative Ausführung des Anschlusses einer Sickenwand mit Durchführung der Profile zwischen den Sicken

Beim Aufsetzen der Wände wäre dann bereits eine feste Positionierungshilfe für das Ausrichten der Wände vorhanden. Im Gegensatz zu dem oben ausgeführten Vorschlag bereitet das Aufschieben der – gegenüber den Wänden relativ kleinen – Dopplungsbleche weniger Schwierigkeiten, da die Gefahr eines Verklemmens der Wand auf den Profilen entfällt.

Ein Vorteil diese Vorschlages liegt in der Tatsache, daß die bisherigen Fertigungsmethoden nicht wesentlich geändert werden. Lediglich das Brennen der Durchführungsöffnungen nach dem Pressen der Sicken läuft gegen die bisherige Produktionslinie, da auf den Brennmaschinen in der Regel nur unversteifte ebene Platten bearbeitet werden. Das Aufschieben der Dopplungsbleche bedeutet nach Auffassung des Verfassers ebenfalls keine schwerwiegende Änderung der Fertigungsmethoden. Bei dieser Variante ergibt sich die geringste Anzahl von Einzelteilen, die im Bereich des Anschlusses zu verbauen sind. Damit bietet der Vorschlag ebenfalls gute Ausgangsvoraussetzungen für Automatisierungsbestrebungen in der Schiffbaufertigung. Eine Wirtschaftlichkeitsbetrachtung unter Berücksichtigung der individuellen Randbedingungen einer Werft müßte positiv für diese Alternative ausfallen.

## 6.3 Vergleichende Darstellung des Festigkeitsverhaltens

### 6.3.1 Verhalten der konventionellen Konstruktion

Die Abmessungen des berechneten Modells sind in Abb. 103 im Anhang E dargestellt. Das Netz des Berechnungsmodells ist in den Abb. 104 und 105 dargestellt.

An dieser Stelle sei die Perspektive der Darstellungen im Anhang E erläutert: Der Beobachter schaut von unten gegen das Knieblech an der Verbindung zwischen Wand und Deck.

Der Beobachter steht dabei in pos. Y-Richtung vor der Wand und in pos. X-Richtung versetzt außerhalb der Ebene, die von der Sicke und dem Deckbalken gebildet wird.

Im Bereich des Anschlusses des Deckprofils an den Unterzug sind Netzverfeinerungen vorgenommen worden, um den Verlauf der Beanspruchungsgrößen ausreichend genau berechnen zu können. Das Knieblech entspricht den Mindestanforderungen der Vorschriften des GL Abschn. 3D. Die Randbedingungen des Modells werden so gewählt, daß eine unendlich lange Wand in Richtung der X-Koordinate angenommen wird. Die gesickte Wand selbst ist am Boden fest eingespannt. Die Randbedingungen an den Enden des Decks in Richtung der Y-Koordinate werden so gewählt, daß eine Verschiebung in Richtung der Z-Koordinate möglich ist, die Verdrehungen um die Achse längs der Kante werden unterdrückt. Diese Art der Randbedingungen entspricht der Annahme, daß sich der Aufbau in Richtung der Y-Koordinate wiederholt. Bei der Darstellung der Berechnungsergebnisse wird deshalb der Rand des Decks in Y-Richtung als Mitte-Deck bezeichnet.

Die Berechnungen werden mit den folgenden 5 Lastfällen durchgeführt:

1. Deckbelastung auf beiden Seiten der Wand.
2. Tankbelastung mit Druck in negative Y-Richtung zur gesickten Wand (wird im folgenden *Tanklast* $-Y$ genannt). Bei der Belastung wird eine Höhe des Überlaufrohres von $2,5\ m$ angenommen.
3. Tankbelastung mit Druck in positive Y-Richtung zur gesickten Wand (wird im folgenden *Tanklast* $+Y$ genannt). Bei der Belastung wird ebenfalls eine Höhe des Überlaufrohres von $2,5\ m$ angenommen.
4. Superposition des ersten und zweiten Lastfalles.
5. Superposition des ersten und dritten Lastfalles.

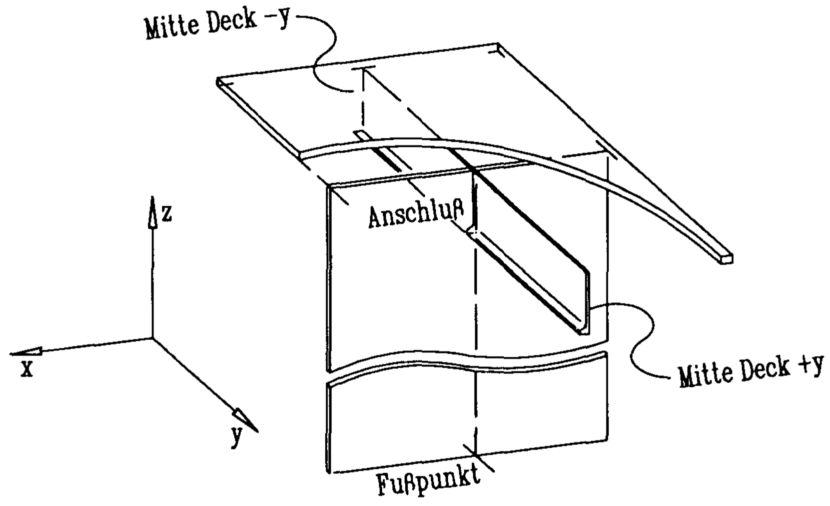



Abb. 23: Lage des Berechnungsmodells im Koordinatensystem mit den in der Auswertung betrachteten markanten Punkten

In der Abb. 23 wird die Lage des Berechnungsmodells im Koordinatensystem dargestellt. In der Auswertung der Berechnungsergebnisse werden die Spannungen und Verformungen an den wichtigsten Punkten der Strukturen miteinander verglichen. Die höchst beanspruchten Punkte sind der Bereich des Anschlusses des Profils an die Wand, der Anschluß der Wand an das untere Deck (wird hier als Fußpunkt bezeichnet) und die halbe Trägerlänge des Deckprofils zu beiden Seiten der Wand (wird hier als Mitte Deck $+/-Y$ bezeichnet).

Die Berechnungsergebnisse der konventionellen Konstruktion sollen als Bezugsgrößen der Ergebnisse der verschiedenen Alternativkonstruktionen herangezogen werden. Bei den nachfolgenden Vergleichen der Alternativkonstruktionen mit der konventionellen werden die Ergebnisse in Diagrammen aufgetragen. Dabei erscheinen die Werte der konventionellen Konstruktion als Konstante, während die Werte der Alternativkonstruktionen als Polygonzüge über dem variierten Parameter aufgetragen werden. Für die Darstellung der Werte der konventionellen Konstruktion allein bietet sich eine Tabelle an. In den Tab. 7 u. 8 sind die Vergleichsspannungen und Verschiebungen als bezogene Größen aufgeführt.

In der zweiten Spalte der Tab. 7 sind die maximalen Vergleichsspannungen, die im Berechnungsmodell an einem der markanten Punkte ermittelt wurden, aufgetragen. Werden alle Lastfälle untereinander verglichen, tritt die höchste Spannung bei der *Tanklast* $-Y$ auf. Die Spannung dieses Lastfalles wird als Bezugsgröße zu $\overline{\sigma}_V = 1,0$ gesetzt. Die Maximalspannungen der anderen Lastfälle werden auf diese Größe bezogen. Dieser Vergleich gibt zunächst Auskunft über das globale Spannungsniveau in der Struktur. In den folgenden vier Spalten sind die Vergleichsspannungen je Lastfall, bezogen auf die jeweils höchste Spannung des Lastfalles für besonders markante Punkte, aufgetragen. Dabei wird wieder der Punkt mit der höchsten Spannung als Bezug genommen. In der konventionellen Konstruktion treten in allen Lastfällen die höchsten Spannungen am Anschluß des Deckprofils auf, deshalb ergibt sich einheitlich der Eintrag 1,0000 in dieser Spalte. Die nächsten Spalten enthalten die Werte am Fußpunkt der Wand, sowie am Ende des Deckprofils (Mitte Deck) in negativer und positiver Y-Richtung.

Die bezogenen Verformungen werden in der Tab. 8 in entsprechender Weise aufgetragen. Als Bezugswert des Vergleichs der Lastfälle untereinander wird ebenfalls die Verformung des Lastfalls mit der höchsten Spannung genommen. Beim Lastfall *Tanklast* $-Y$ treten im Knieblech die höchsten Spannungen auf, da durch den Druck auf die Wand und unter das Deck der Winkel zwischen Wand und Deck vergrößert wird und so hohe Zugspannungen im Knieblech entstehen. Im Lastfall *Tanklast* $+Y$ entstehen dort im Vergleich dazu geringere Druckspannungen. Die bezogene Verformung des Decks ist auf der Seite in negativer Y-Richtung zur Wand jedoch größer, da dort kein Knieblechanschluß vorhanden ist und damit die ununterstützte Länge des Profils größer ist. In Abb. 106 ist stellvertretend für andere Lastfälle ein Plot der verformten Struktur unter *Tanklast* $-Y$ dargestellt. In der nachfolgenden Abbildung ist die Vergleichsspannung nach von Mises als bezogene Größe im Bereich des Knieblechanschlusses dargestellt.

### 6.3.2 Verhalten der Profildurchführung durch die Sicken

Die Abmessungen der Berechnungsmodelle zu diesem Vorschlag sind ebenfalls im Anhang E in der Abb. 108 dargestellt. Zu der Grundvariante der Durchführung durch die Sicken werden hier im wesentlichen zwei Abwandlungen untersucht: Die erste Form ist die Profildurchführung mit Dopplung, die zweite Form ist die Profildurchführung mit eingeschobenem Flachstahl. Bei der Variante mit Dopplungsblech wird zunächst von einem geteilten Dichtungsblech ausgegangen, das lediglich die Durchführungsöffnung abdeckt und die gleiche Dicke wie die Wand hat. In den Diagrammen wird diese Version als Dopplungsdicke $t_D = 0$ angenommen. In Abwandlung dazu werden Berechnungen mit Dopplungsblechen durchgeführt, die die ganze Sickenbreite überdecken und eine Höhe von 300 $mm$ bzw. 500 $mm$ haben. In den Diagrammen wird die Dopplungsdicke auf der Abszisse aufgetragen. Da der Einfluß der hier gewählten Höhen der Dopplungsbleche auf die Ergebnisse sehr gering ist, werden in der Auswertung lediglich die Ergebnisse für die Höhe 300 $mm$ dargestellt. Bei der Variante mit eingeschobenem Flachstahl wird die Länge des Flachstahls verändert.

**Durchführung mit Dopplungsblech** Einen ersten Überblick über die Veränderung des Spannungsniveaus in der Struktur gibt die Abb. 112 im Anhang E. Als Bezug dient die im Berechnungsmodell des Standardfalles existierende maximale Vergleichsspannung im Knieblech. Die zueinander gehörenden Linienzüge (gleicher Lastfall, anderes Modell) erhalten dasselbe Symbol, die Linien des Standardfalles erhalten eine größere Strichstärke. Die Auswertung der FE-Berechnung ergibt, daß auch hier die höchsten Spannungen im Bereich des Profilanschlusses existieren. Die hohen Spannungen treten jedoch in der Wand direkt unter der Durchführung des Profils auf. Bei ausschließlicher Deckbelastung treten kaum Veränderungen auf. Die Spannungen dieses Lastfalles bei direkter Durchführung des Profils durch die Sicke unterscheiden sich kaum von den Spannungen beim konventionellen Anschluß. Bei den Lastfällen mit Tankbelastung führt jedoch die lokale Biegung im Dichtungsblech zu einer deutlich höheren Spannung gegenüber den vergleichbaren Lastfällen der konventionellen Konstruktion. Erst das in seinen Abmessungen größere Dopplungsblech führt wegen der lokalen Verstärkung der Wand zu einer Verringerung der Spannungen.

In den Abb. 113 bis 115 sind die Spannungen, die an markanten Punkten der Struktur existieren, für jeweils einen Lastfall aufgetragen. Die Gegenüberstellung mit den Konstanten der konventionellen Konstruktion ermöglicht so eine Beurteilung des Einflusses des variierten Parameters auf die anderen Bereiche der Struktur. In den Auftragungen der Spannungen wird der lokale Einfuß der Dickenveränderung des Dopplungsbleches deutlich. Die Spannungen am Anschluß des Profils nehmen mit zunehmender Verstärkung ab. Relativ dazu ist der Einfluß auf die anderen Bereiche der Struktur gering. Die Verstärkung im Anschluß führt zu einer Versteifung der Konstruktion und damit einer Verringerung der Spannungen in der Mitte des Decks und am Fußpunkt der Wand. Dominierende Größe ist dennoch die Spannung im Anschlußbereich.

Die Auftragung der bez. Verschiebungen im Modell zeigt, daß die Konstruktion mit Durchführung des Profils durch die Sicke eine geringere Steifigkeit als die konventionelle Lösung aufweist. Die relativen Absenkungen im Decksbereich sind ohne ein Dopplungsblech über der Sicke im Anschlußbereich deutlich größer (s. Abb. 116 bis 119).

**Durchführung mit eingeschobenem Flachstahl** Für die Berechnungen mit dem in den Spalt über dem Wulst eingeschobenen Flachstahl wird das gleiche Berechnungsmodell wie für die Dopplungsdicke $t_D = 0,0\ mm$ eingesetzt. Es wird lediglich die Dicke der Elemente des Stegs des Wulstprofils um die Dicke des Flachstahls erhöht. Die Berechnungsergebnisse für die Belastungen mit einer Tanklast ergeben sehr geringe Unterschiede zu den Beanspruchungen des Modells mit Dichtungsblech. Auch hier überwiegen die lokalen Biegespannungen in der Wand direkt an der Profildurchführung. Die Änderung der Länge des Flachstahls hat bei den Lastfällen mit Tanklast ebenfalls einen sehr geringen Einfuß auf die Beanspruchungsgrößen. Bei Deckbelastung dagegen bewirkt die lokale Verstärkung des Profilsteges eine Verringerung der Biegespannungen im Profil an der Durchführung und in der Mitte des Decks. In den Abb. 120 und 121 sind die Ergebnisse für Deckbelastung zusammengestellt.

### 6.3.3 Verhalten der Profildurchführung zwischen den Sicken

In der Abb. 122 sind die Abmessungen der untersuchten Dopplungsbleche für die Profildurchführung zwischen den Sicken dargestellt. Da die Profildurchführung zwischen den Sicken angeordnet ist, wird das Modell gegenüber der Ausgangsversion erweitert. In der Abb. 123 ist das Modell mit zwei Profildurchführungen dargestellt. An den Rändern sind zur Einhaltung der Symmetriebedingungen jeweils die halben Sicken idealisiert. Die volle Ausgestaltung des Anschlusses der mittleren Sicke ans Deck war nötig, um dort den Verlauf der Beanspruchungsgrößen in der Beplattung des Decks zu ermitteln. In diesen Fall werden ebenso nur die Ergebnisse für die Höhe des Dopplungsblechs von 300 $mm$ dargestellt. Die Dopplungsdicke $t_D = 0\ mm$ entspricht wieder einem konventionellen Dichtblech. Die Dopplungsdicken $t_D = 6, 9, 12\ mm$ in den Diagrammen stehen für die in Abb. 122 dargestellten Dopplungsbleche.

Einen ersten Überblick über die Veränderung des Spannungsniveaus in der Konstruktion gibt die Abb. 128. Dort sind wieder die maximal im Modell auftretenden Spannungen im Verhältnis zum Standardfall aufgetragen. Bei allen Belastungen, bei denen eine Tankbelastung vorhanden ist, sinkt das Spannungsniveau. Die Betrachtung der nachfolgenden Abbildungen zeigt jedoch, daß die Verringerung der Spannungen auf den Bereich des Anschlusses beschränkt bleibt. In allen anderen Bereichen steigen die Spannungen gegenüber der Ausgangsversion an. Die Spannungen bleiben jedoch betragsmäßig unter denen im Bereich des Anschlusses. Die in der Konstruktion an verschiedenen Punkten auftretenden Spannungen liegen bei dieser Konstruktionsvariante in einem engeren Bereich zusammen. Am Beispiel der Abb. 130 für *Tanklast–Y* kann man erkennen, daß die Spannungen bei der konventionellen Ausführung von $\approx 0,2$ bis $1,0$ reichen, bei der Profildurchführung zwischen den Sicken dagegen von $\approx 0,14$ bis $0,55$. Vor dem Hintergrund der Ausnutzung der Festigkeitskennwerte eines Werkstoffes ist diese Konstruktion günstiger einzustufen.

Der Grund für die höheren Spannungen in der Mitte des Deckbalkens und auf halber Wandhöhe ist in den zunehmenden Verformungen zu sehen. Die ganze Konstruktion ist durch den Umstand, daß Deckversteifung und Wandversteifung nicht direkt aufeinandertreffen, weicher geworden. In den Abb. 132 bis 135 sind die Verschiebungen in Relation zur konventionellen Lösung aufgetragen. Die Verformungen des Decks können bis zum doppelten der Verformungen der konventionellen Lösung betragen.

Da die Endmomente der Versteifungen des Decks bzw. der Wand nicht von einer anschließenden Versteifung aufgenommen werden, kommt es zu Spannungsspitzen an den Stellen, an denen ein Blech und das rechtwinklig dazu stehende Profil oder eine Sicke aufeinandertreffen. Diese Spannungsspitzen werden in der Abb. 126 für die Durchführung des Profils durch die Wand bzw. das Dopplungsblech dargestellt. Das Dopplungsblech überdeckt den Bereich, der nach Werftnorm hergestellten Spantdurchführungsöffnung und das umliegende Blech der Wand. Im Bereich der Durchführungsöffnung durchdringt das Profil ein Blech von der Dicke des Dopplungsbleches. So entsteht zwischen Profil und der Kante der Durchführungsöffnung ein Bereich, in dem lediglich ein Blech von der Dicke des Dopplungsbleches wirkt. Im Berechnungsmodell wirken erst ein Element weiter die Dicke des Dopplungsbleches und der Wand gemeinsam. An diesem Dickensprung treten die in Abb. 126 dargestellten Spannungsspitzen auf. Im Bereich des Deckblechs direkt über der Sicke treten ebenfalls solche Spannungsspitzen infolge lokaler Biegebeanspruchungen auf. In Abb. 127 ist der Spannungsverlauf auf der höchst belasteten Seite des Deckbleches dargestellt. Die Spannungen sind hier ebenfalls auf die höchste Spannung des gleichen Lastfalls der Standardkonstruktion bezogen. Das Niveau der biegebedingten Spannungen im Deck ist jedoch niedriger als das der Spannungen im Dopplungsblech.

Für die Belastungen Deckslast und *Tanklast–Y* werden die lokalen biegebedingten Spannungen im Deckblech direkt über dem Anschluß der Sicke ausgewertet und in die bezogenen Darstellungen der Abb. 129 und 130 eingetragen. Es wird hier nicht der Biegeanteil der Spannug aufgetragen, sondern die Vergleichsspannung auf der am höchsten beanspruchten Seite des Deckblechs. Im Fall der Deckslast liegt die Spannung im Deckblech bei $\approx 25\%$ der Spannung im Anschluß der konventionellen Lösung. In Relation zu den anderen im Modell auftretenden Spannungen liegt die Spannung unter denen an den anderen markanten Punkten. Eine Veränderung der Spannung in Abhängigkeit der Dicke des Dopplungsbleches ist nicht zu erkennen. Im Fall der allein wirkenden Tankbelastung liegen die Spannungen ebenfalls bei $\approx 25 \cdots 28\%$ der Bezugsgröße dieses Lastfalls. Die höchsten Spannungen treten bei der Verwendung eines Dichtbleches auf, mit zunehmeder Verstärkung nehmen die Spannungen im Deck ab. Das ist eine

Folge der zunehmenden Versteifung der Konstruktion. Vergleicht man dagegen die Spannungen innerhalb eines Modells für einen Lastfall untereinander, erkennt man, daß mit der zunehmenden Versteifung der Wand die Spannungen im Deck relativ zu den Spannungen in der Wand zunehmen. Im linken Teil der Abb. 130 sieht man, wie die Spannung in der Wand direkt an der Profildurchführung mit zunehmender Dopplungsdicke stärker abnimmt als die Spannung im Deck.

## 6.4 Auslegung einer Wand-Deck-Verbindung nach Bemessungsvorschriften und Berechnung der Beanspruchungsgrößen

In den vorangegangenen Abschnitten wurde das Verhalten unterschiedlicher Wand-Deck-Verbindungen dargestellt. In dem Vergleich wurde eine einmal festgelegte Geometrie mit verschiedenen Detailvarianten untersucht. Es wurde in allen Fällen eine einheitliche Belastung aufgebracht. Die Veränderung der Beanspruchungsgrößen in einigen Bereichen der Struktur wurde vergleichend dargestellt. Im Sinne der Bemessungsvorschriften des Germanischen Lloyd lagen die Beanspruchungsgrößen für diese Modellgeometrie und für einige Lastkombinationen im unzulässigen Bereich.

Die Ergebnisse der oben dargestellten Berechnungen lassen vemuten, daß die Variante der Profildurchführung durch das Feld zwischen den Sicken eine brauchbare Lösung darstellt. In diesem Abschnitt wird daher eine Dimensionierung nach den Bemessungsregeln vorgenommen. Anschließend werden mit einer FE-Berechnung die Beanspruchungsgrößen in der Struktur bestimmt.

Es werden die oben verwendeten Hauptabmessungen der Wand-Deck-Verbindung weiter benutzt. Die Widerstandsmomente der Sicke und des Deckprofils werden nach den üblichen Methoden der Bemessungsvorschriften bestimmt. Die Bemessung erfolgt für eine Tankbelastung auf der Seite der Wand, die in pos. Y-Achsenrichtung weist. Es wird eine Höhe des Überlaufrohres von $2,5\ m$ angenommen. Die Dimensionen des Berechnungsmodells sind in Tab. 9 des Anhangs E zusammengefasst. Die Abmessungen des Dopplungsblechs sind in der Breite beibehalten worden. Die Höhe des Dopplungsblechs beträgt das dreifache der Profilhöhe. Die Dicke wird gleich der Dicke des Grundmaterials gewählt.

Das Ergebnis der FE-Berechnung zeigt, daß die Hauptverbände der Struktur ausreichend bemessen sind. Die höchsten Beanspruchungen treten auch hier im Bereich der Durchführung des Profils durch die Dopplung an dem bereits erwähnten Dickensprung auf. Bei der anfangs gewählten Dicke des Dopplungsblech von $t_D = 1,0 \cdot t_W = 7,5\ mm$ betragen die Spannungen maximal $\sigma \approx 198\ \frac{N}{mm^2}$. In einem weiteren Rechenlauf wird die Dicke des Doppungsblechs auf $t_D \approx 1,5 \cdot t_W = 11,0\ mm$ erhöht. In diesem Fall erreichen die Spannungen ein Maximum von $\sigma \approx 160\ \frac{N}{mm^2}$ im Bereich des Dopplungsblechs. Die Spannungen im Deckblech über der Sicke liegen in beiden Fällen unterhalb der zulässigen Spannung von $\sigma = 150,0\ \frac{N}{mm^2}$. Eine weitere Berechnung des Modells mit einem Knieblechanschluß des Deckprofils an das Dopplungsblech mit der Dicke $t_D = 1 \cdot t_W$ ergab eine Spannung in der Wand und dem Profil unterhalb der zulässigen. Die Abb. 139 zeigt jedoch eine Spannung von $\sigma_V \approx 199\ \frac{N}{mm^2}$ am freien Schenkel des Knieblechs. Das Knieblech wurde jedoch nach den Mindestanforderungen des GL dimensioniert. Der gleiche Effekt einer sehr hohen Spannung am freien Schenkel des Knieblechs wurde auch bei dem Modell der knoventionellen Konstruktion festgestellt. Im Anhang E sind die wichtigsten Ergebnisse der FE-Berechnung zu diesem Modell dargestellt.

## 6.5 Bewertung der Ergebnisse

Die in den Abschnitten 6.3 durchgeführten Vergleichsrechnungen und die Berechnung einer nach Bemessungsvorschrift ausgelegten Wand-Deck-Verbindung im Abschnit 6.4 zeigen, daß eine Alternative zu der bisher üblichen Form des Anschlusses einer gesickten Wand an ein profilversteiftes Deck möglich ist.

Bei der Gestaltung der Alternativvorschläge ist versucht worden, eine Lösung zu finden, die mit möglichst wenig Einzelteilen eine gleichwertige Verbindung zwischen Wand und Deck herstellt. Die möglichen Vorzüge mit Blick auf eine weitere Automatisierung der Schiffbaufertigung sind angedeutet worden. In der vergleichenden Darstellung der Ergebnisse hat meist die Spannung im Knieblech der konventionellen Konstruktion den Bezugspunkt dargestellt. Die Dicke des Kniebleches hat dabei der Dicke des Profilsteges entsprochen. Damit hat sich dort ein relativ hohes Spannungsniveau als Bezugspunkt ergeben, das wiederum die bezogenen Größen sehr klein und damit „günstig"erscheinen läßt. Der Vergleich der Spannungen an den jeweiligen Punkten untereinander zeigt aber auch die Gleichwertigkeit der Alternativen zur konventionellen Lösung.

Die abschließende Berechnung einer nach den Regeln dimensionierten Struktur zeigt, daß die zulässigen Beanspruchungsgrößen eingehalten werden können. Der Einsatz eines Dopplungsbleches von der dreifachen Höhe der Profilhöhe und einer Dicke $t_D \geq 1,5 \cdot t_W$ liefert ausreichende Steifigkeit und Festigkeit. Ein Knieblechanschluß zwischen Profil und Dopplungsblech liefert auch schon bei einer Dopplungsdicke von $t_D = 1 \cdot t_W$ eine ausreichende Festigkeit. Hierbei ist abzuwägen, ob der Aufwand eines zusätzlichen Teils (das Knieblech), oder eines relativ schweren Dopplungsblechs sinnvoll ist.

# 7 Zusammenfassung und Ausblick

In dieser Arbeit ist das Festigkeitsverhalten gesickter Wände, wie sie in schiffbaulichen Stahlstrukturen verwendet werden, untersucht worden. Anhand von sechs Traglastversuchen wird die Grenztragfähigkeit der Wände unter Druck- bzw. Schubbelastung ermittelt. Diese Versuche wurden mit einem nichtlinearen FE-Programm nachgerechnet. Die Berechnungen zeigen eine

Aufgrund der Versuchs- und Berechnungsergebnisse wird eine Hypothese für einen Bemessungsvorschlag aufgestellt, dessen Grundlage die Stabilitätsvorschrift der DIN 18800 darstellt. Es wird vorgeschlagen, die dort verwendeten bezogenen Plattenschlankheitsgrade anhand der Beulwerte für orthotrope Platten zu bestimmen. Die zulässigen Spannungen werden über eine bauteilspezifische und belastungsabhängige Tragspannungskurve bestimmt. Mit einer größeren Zahl von Berechnungsmodellen, bei denen die Geometrieparameter der Wände variiert werden, werden nichtlineare Berechnungen zur Ermittlung der Traglast durchgeführt. Auf der Basis dieser Berechnungsergebnisse werden Tragspannungskurven für den Bemessungsvorschlag vorgestellt.

In einem weiteren Schritt wird die Einbindung der Wände in die umgebende Struktur untersucht, insbesondere die Verbindung zwischen der Wand und einem darüber angeordneten Deck. Die bisher übliche Bauweise, bei der über der Wand ein Unterzug unter das Deck gesetzt wird, an dem die Wnad angeschlossen wird, ist sehr aufwendig. Es werden sehr viele Einzelteile verwendet, die einer automatisierten Fertigung entgegenstehen. Es werden zwei Varianten des direkten Anschlusses einer Wand an das Deck untersucht. Es wird davon ausgegangen, daß der Abstand der Sicken der Wand und der Profilabstand der Deckversteifung gleich sind. Als Ergebnis der Berechnungen wird vorgeschlagen, die Profile des Decks in der Mitte des Blechfeldes zwischen den Sicken durch die Wand zu führen. An der Profildurchführung werden Dopplungsbleche vorgesehen, die eine gleichmäßige Lasteinleitung in die Wand gewährleisten und das Krüppeln verhindern. Durch diese Anordnung wird die Anzahl der vorzufertigenden Teile verringert, die automatisierte Verschweißung der Wand-Deck-Verbindung wird erleichtert.

Im Hinblick auf zukünftige Untersuchungen muß gesagt werden, daß der hier ausgearbeitete Bemessungsvorschlag für die Belastungen *Schub* und *Druck* lediglich die Wände ohne Fensteröffnungen betrifft. Denkbar wäre eine weitere Untersuchung auf der Basis nichtlinearer FE-Berechnungen, bei der der Einfluß der Öffnungen auf das Tragverhalten berücksichtigt wird. Abhängig vom Verhältnis der Öffnungsfläche zur Gesamtfläche der Wand könnte ein weiterer Abminderungsfaktor, bezogen auf die ungestörte Wand, benutzt werden.

Die gute Übereinstimmung der nichtlinearen Berechnungsergebnisse mit den Versuchen zeigt die Verwendbarkeit des Berechnungsverfahrens zur Bestimmung von Traglasten. Für die Berechnung globaler Schiffsstrukturen sind diese Verfahren jedoch sehr zeitaufwendig und erfordern ein sehr detailliertes Berechnungsmodell. Um dennoch eine sinnvolle Berechnung der Grenzzustände globaler Strukturen zu erreichen, können Ergebnisse nichtlinearer Berechnungen von Einzelkomponenten herangezogen werden. In Anlehnung an die Berechnugen von Rutherford/Caldwell [28] kann ein Katalog verschiedener Bauteile mit den zughörigen Traglastkurven aufgestellt werden, die bei einer globalen Strukturberechnung in die Definition der Spannungs-Dehnungs-Relation und der Steifigkeit der Elemente eingehen. Einen ähnlichen Ansatz macht Wiedemann [40], der für anisotrope Flächenelemente Steifigkeits- bzw. Festigkeitspolaren für unterschiedliche Belastungsrichtungen angibt, in denen auch der Versagenspunkt eingetragen ist. Diese Funktionen ließen sich für die Formulierung der Elastizitätsmatrizen auswerten.

Mit einer individuellen Formulierung der Elementeigenschaften, die auf den Ergebnissen von nichtlinearen Berechnungen einzelner Bauteile beruhen, kann der Aufwand für globale Schiffsstrukturanalysen verringert werden.



[15] M. Herzog: Einfache Näherungsformeln zur Bemessung unversteifter und versteifter Bleche

[18] K. Klöppel, K.H. Möller: *Beulwerte ausgesteifter Rechteckplatten*, Band 2, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, 1968.

[19] K. Klöppel, P.W. Obenauer, W. Protte: Zum Beulproblem profilierter Bleche, *Stahlbau*, Nr. 11, 328 ff., Nov. 1961.

[20] K. Klöppel, J. Scheer: *Beulwerte ausgesteifter Rechteckplatten*, Band 1, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, 1960.

[21] E. Lehmann: Cold Formed Ship Structures, in: *6th WEMT Symposium*, West European Conference on Marine Technology, Juni 1987.

[22] E. Lehmann, Hao ren Yu: *Eigenfrequenzen gesickter Wände*, Institutsbericht 82/03, Institut für Konstruktion und Statik der Schiffe, Hannover, 1982, unveröff.

[23] J. Lindner, W. Habermann: Zur Weiterentwicklung des Beulnachweises für Platten bei mehrachsiger Beanspruchung, *Stahlbau*, Band 57, Nr. 11, 333 ff., Nov. 1988.

[24] MARC Analysis Research Corporation: *MARC User's Manual (Revision K.4)*, Palo Alto, 1990.

[25] Dubas P., Gehri E. (Hrsg.): *Behaviour and Design of Steel Plated Structures*, Band 44, European Convention for Constructional Steelwork, Applied Statics and Steel Structures, ETH Zürich, 1986.

[26] J.P. Peterson, M.F. Card: *Investigation of the buckling strength of corrugated webs in shear*, Technical Note D–424, NASA, Washington, 1960.

[27] K.C. Rockey: The Design of Intermediate Vertical Stiffeners on Web Plates Subjected to Shear, *The Aeronautical Quarterly*, 275 ff., Nov. 1956.

[28] S.E. Rutherford, J.B. Caldwell: Ultimate Longitudinal Strength of Ships: A Case Study, *SNAME Trans.*, Band 98, 441 ff., 1990.

[29] J. Scheer, H. Nölke, E. Gentz: *Beulsicherheitsnachweise für Platten, DASt Richtlinie 012 Grundlagen Erläuterungen Beispiele*, Stahlbau-Verlags-GmbH, Köln, 1. Auflage, 1979.

[30] E. Schneider: Das Tragverhalten eines gedrückten Alu-Trapezträgers im Nachbeulbereich, *Z. Flugwiss. Weltraumforsch.*, Band 5, Nr. 5, 313 ff., 1981.

[31] H. Schönfeldt: Konstruktive Gestaltung und Richtlinien für die Berechnung von hochbeanspruchten Aluminiumverbänden auf Schiffen, in: *Jahrbuch der Schiffbautechnischen Gesellschaft*, 31–43, Hamburg, 1975.

[32] H.v. Selle: *Tragverhalten gesickter Tankwände*, Bericht 181, Forschungszentrum des Deutschen Schiffbaus, Hamburg, 1986.

[33] C.S. Smith: Bending, Buckling and Vibration of Orthotropic Plate-Beam Structures, *Journal of Ship Research*, 249–268, Dez. 1968.

[34] H.-U. Teetz: Optimierungen für eine Aufbauwand, eine Fallstudie, *Wissenschaftliche Zeitschrift der Wilhelm-Pieck-Universität Rostock*, Band 28, Nr. 10, 953–956, 1979.

[35] H.-U. Teetz: Trageffekte profilierter leichter Stahlwände, *Schiffbauforschung*, Band 28, Nr. 4, 196–198, 1989.

[36] THE MACNEAL-SCHWENDLER CORPORATION: *MSC/NASTRAN User's Manual (Version 65)*, Los Angeles, 1988.

[37] S. Toda: Buckling of Quasisinusoidally Corrugated Plates in Shear, *AIAA Journal*, Band 24, Nr. 1, 138–143, Jan. 1986.

[38] H.J. Warnecke, W. Utner: Entwicklung eines Schweißrobotersystems für den Schiffbau, in: *Jahrbuch der Schiffbautechnischen Gesellschaft*, 479–489, Hamburg, 1989.

[39] E. Wiebeck, M. Beyrodt, Z. Winkler: *Technologie des Schifskörperbaus*, VEB Verlag Technik, Berlin, 1. Auflage, 1980.

[40] J. Wiedemann: *Leichtbau*, Band 1 Elemente, Springer-Verlag, Berlin, Heidelberg, New York, Tokio, 1986.

[41] A.J. Williams: The effect of variations in the shape of a swedge in its geometric properties, *The Shipbuilder and Marine Engine-builder*, 489 ff., Oct. 1963.

[42] C. Zeigerer: *Das Egg Box Assembly System, eine neue Methode zur Herstellung von Flachsektionen*, Diplomarbeit, IfS, Uni Hamburg, 1974.

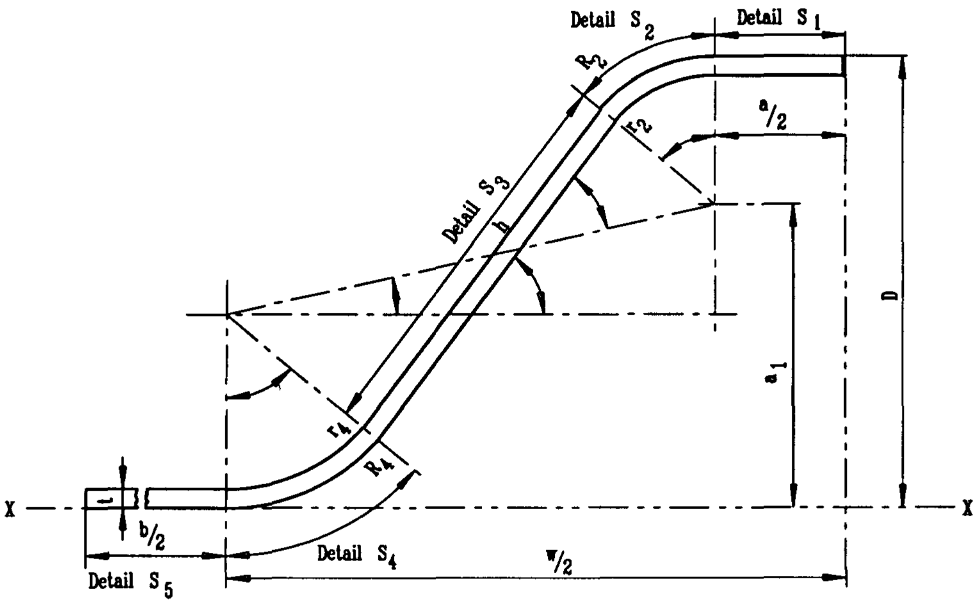
[43] O.C. Zienkiewicz: *Methode der Finiten Elemente*, Carl Hanser Verlag, München, 2. Auflage, 1984.

# Anhänge

# A Formeln und Bezeichnungen

| | | |
|---|---|---|
| $A_{nom.}$ | = | Nominelle Querschnittsfläche eines Versuchsmodells $B \cdot t$ |
| $a$ | = | Sickengurtbreite, Sickentiefe |
| $B$ | = | Gesamtfeldbreite, Wandbreite |
| $b$ | = | Teilfeldbreite von Mitte Sicke zu Mitte Sicke |
| $b'$ | = | Breite der ebenen Felder zw. den Sicken |
| $E$ | = | $210000 \frac{N}{mm^2}$ |
| $e_{xx}$ | = | Abstand Flächenschwerpunkt – Plattenoberfläche |
| $e_{aa}$ | = | Gesamter Wandschwerpunkt in z–Richtung, gemessen von Materialmitte |
| $F_B$ | = | Beullast |
| $F_u$ | = | Traglast |
| $F_y$ | = | Fließlast |
| $f_y$ | = | Streckgrenze in $\frac{N}{mm^2}$ (Bezeichnung n. DIN 18800) |
| $G$ | = | $80770 \frac{N}{mm^2}$ |
| $H$ | = | Wandhöhe |
| HpdS | = | HP durch die Sicke (in Kap. 6 und Anh. E) |
| HpzS | = | HP zwischen den Sicken (in Kap. 6) und Anh. E) |
| $I_{xx}$ | = | Flächenträgheitsmoment einer Sicke um den Flächenschwerpunkt |
| $I_{aa}$ | = | Flächenträgheitsmoment einer Sicke bezogen auf die Plattenoberfläche |
| $i$ | = | Trägheitsradius |
| $k_y$ | = | Beulwert für Belastungen in y–Richtung |
| $k_\tau$ | = | Beulwert für Schubbelastungen |
| $N = \dfrac{Et^3}{12(1-\nu^2)}$ | = | Plattenmodul |
| $n_L$ | = | Anzahl der Steifen auf einem Plattenfeld |
| $R_{eH}$ | = | Streckgrenze in $\frac{N}{mm^2}$ (alte Bezeichnung) |
| $t$ | = | Plattendicke |
| $t_D$ | = | Dicke eines Dopplungsbleches |
| $t_W$ | = | Blechdicke einer Wand |
| $u$ , $v$ , , $w$ | = | Verschiebungen in X-, Y- und Z-Richtung |
| $\overline{u}$ , $\overline{v}$ , , $\overline{w}$ | = | bez. Verschiebungen in X-, Y- und Z-Richtung (in Kap. 6 wird auf maximale Berechnungswerte bezogen) |
| $\alpha$ | = | Seitenverhältnis $\frac{H}{b}$ |
| $\alpha'$ | = | Seitenverhältnis $\frac{H}{b'}$ |

| | | |
|---|---|---|
| $\gamma$ | = | Schubwinkel |
| $\gamma_L = \frac{E \cdot I}{N \cdot B}$ | = | bez. Biegesteifigkeit einer Steife in der orthotropen Beulrechnung |
| $\gamma = (n_L + 1)\gamma_L$ | = | bez. Biegesteifigkeit aller Steifen eines Plattenfeldes in der orthotropen Beulrechnung |
| $\delta_L = (n_L + 1)\frac{F}{B \cdot t}$ | = | bez. Querschnittsfläche einer Steife in der orthotropen Beulrechnung |
| $\varepsilon$ | = | Dehnung |
| $\kappa_{x,\tau}$ | = | Abminderungsfaktor nach DIN 18800, ist identisch mit der bez. Tragspannung |
| $\overline{\lambda}_V = \sqrt{\frac{R_{eH}}{\sigma_{Ki}}}$ | | bez. Vergleichsschlankheitsgrad (Bezeichnung n. DASt-Ri 012) |
| $\overline{\lambda}_P = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{Pi}}}$ | | bez. Plattenschlankheitsgrad (Bezeichnung n. DIN 18800) |
| $\sigma_e = \frac{\pi^2 E t^2}{12(1-\nu^2)} \cdot \frac{1}{b^2}$ | = | Eulerspannung mit $b$ für den Einzelfeldnachweis, mit $B$ für den Gesamtfeldnachweis |
| $\sigma_{nom.}$ | = | Nominelle Spannung im Versuchsmodell: $\frac{F}{A_{nom.}}$ |
| $\sigma_{Ki} = k \cdot \sigma_e$ | = | kritische Beulspannung (Bezeichnung nach GL) |
| $\sigma_{Pi} = k_\sigma \cdot \sigma_e$ | = | kritische Beulspannung (Bezeichnung n. DIN 18800) |
| $\sigma_y$ | = | Fließspannung |
| $\sigma_u$ | = | Versagensspannung |
| $\overline{\sigma}_u$ | = | auf die Streckgrenze bez. Versagensspannung |
| $\sigma_V$ | = | Vergleichsspannung nach von Mises |
| $\overline{\sigma}_V$ | = | bez. Vergleichsspannung nach von Mises (in Kap. 6 wird auf maximale Berechnungswerte bezogen) |
| $\sigma_{vorh}$ | = | Vorhandene Spannung aus der FE-Rechnung |




folgende Werte werden neben den bekannten Abmessungen einer Sicke noch gebraucht:

$$\sin\theta = \frac{D-(R_2+R_4)}{\sqrt{[D-(R_2+R_4)]^2+\frac{W^2}{4}}}\ ,\ \sin\phi = \frac{R_4+r_2}{\sqrt{[D-(R_2+R_4)]^2+\frac{W^2}{4}}}\ ,$$

$$\alpha = \phi+\theta\ ,\ h = \cos\phi\sqrt{[D-(R_2+R_4)]^2+\frac{W^2}{4}}$$

| | I | II | III | IV | V |
|---|---|---|---|---|---|
| | Fläche | Abstand des Teilschwerpunkts von der x – x Achse | Erstes Moment der Fläche | Zweites Moment der Fläche | Trägheitsmoment des Details um eine Achse durch den Schwerpunkt parallel zur x – x Achse |
| Det. | $A$ | $Y$ | $AY_{xx}$ | $AY_{xx}^2$ | $I_{eigen}$ |
| $S_1$ | $\frac{a}{2}\times t$ | $D-\frac{t}{2}$ | I × II | III × II | $\frac{at^3}{12}$ |
| $S_2$ | $\frac{\pi\alpha}{360}(R_2^2-r_2^2)$ | $a_1+\frac{120}{\pi\alpha}\frac{(R_1^3-r_1^3)}{(R_1^2-r_1^2)}\sin\alpha$ | I × II | III × II | $\frac{R_1^4-r_1^4}{8}\left[\frac{\pi\alpha}{180}+\sin\alpha\cos\alpha\right] - A_1\left[\frac{120}{\pi\alpha}\frac{(R_1^3-r_1^3)}{(R_1^2-r_1^2)}\sin\alpha\right]$ |
| $S_3$ | $h\times t$ | $\frac{D+(r_3-r_1)(1-\cos\alpha)}{2}$ | I × II | III × II | $\frac{ht^3}{12}\cos^2\alpha+\frac{th^3}{12}\sin^2\alpha$ |
| $S_4$ | $\frac{\pi\alpha}{360}(R_3^2-r_3^2)$ | $R_3-\frac{120}{\pi\alpha}\frac{(R_3^3-r_3^3)}{(R_3^2-r_3^2)}\sin\alpha$ | I × II | III × II | $\frac{R_3^4-r_3^4}{8}\left[\frac{\pi\alpha}{180}+\sin\alpha\cos\alpha\right] - A_3\left[\frac{120}{\pi\alpha}\frac{(R_3^3-r_3^3)}{(R_3^2-r_3^2)}\sin\alpha\right]$ |
| $S_5$ | $\frac{b'}{2}\times t$ | $\frac{t}{2}$ | I × II | III × II | $\frac{b't^3}{24}$ |
| | $\sum A$ | | $\sum AY_{xx}$ | $\sum AY_{xx}^2$ | $\sum I_{eigen}$ |

$$Y_{NF} = \frac{\Sigma AY_{xx}}{\Sigma A}\ ,\ I_{xx} = \Sigma I_{eigen} + \Sigma AY_{xx}^2\ ,\ I_{NF} = (I_{xx} - \Sigma AY_{NF}^2)\ (\times 2 \text{ für beide Seiten})$$

Tab. 3: Trägheitsmoment für eine Sicke mit mittragendem Plattenstreifen $b'$ nach Williams [41]

# B Abbildungen zum Versuchsaufbau

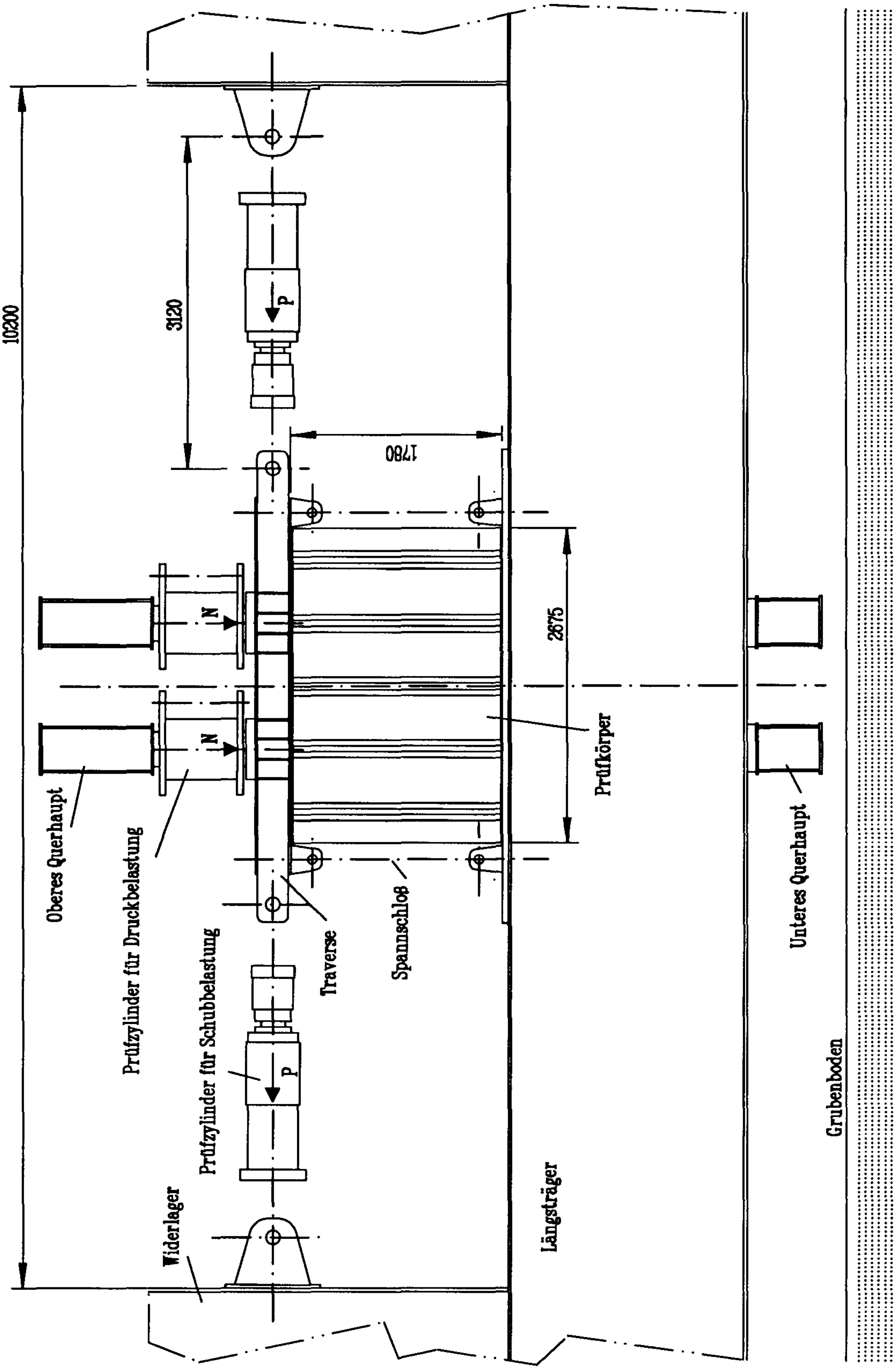



Abb. 24: Seitenansicht des Versuchsaufbaus

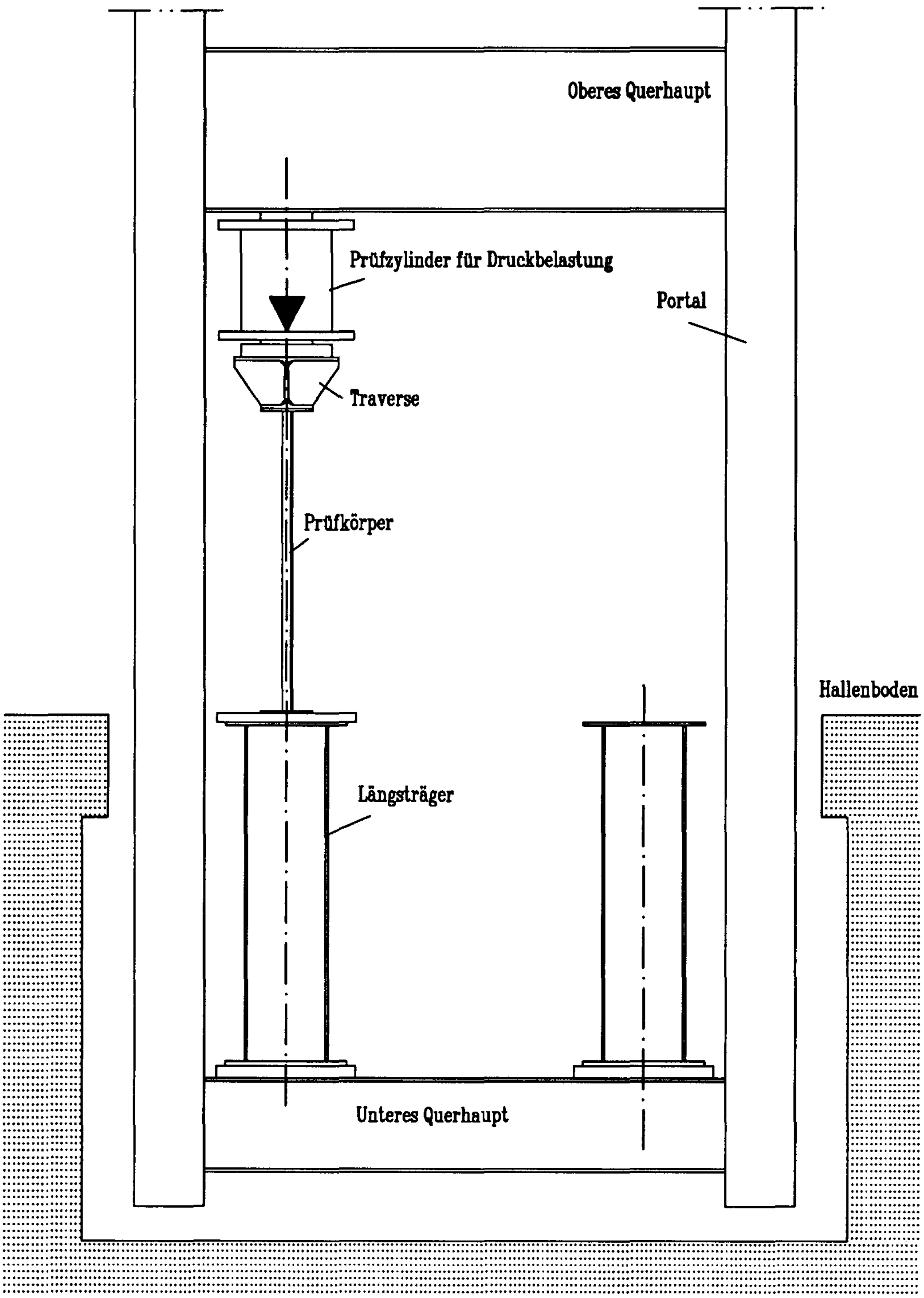



Abb. 25: Schnitt durch die Versuchsanlage des Instituts für Schiffbau mit einer Versuchswand

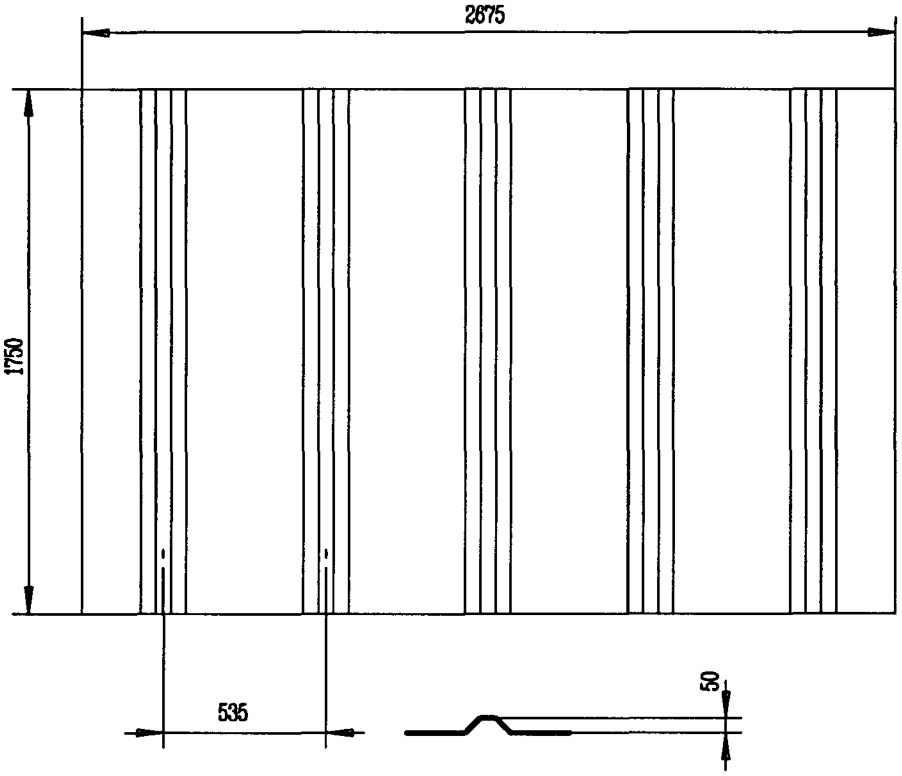



Abb. 26: Abmessungen der Modelle 1 und 2

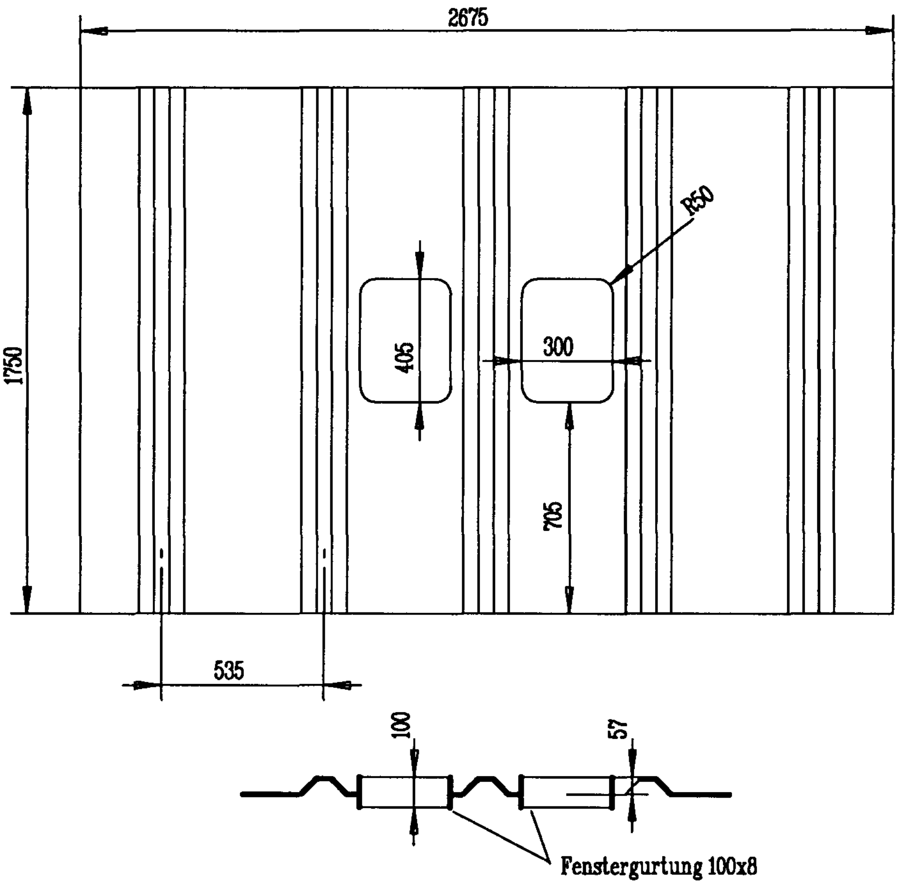



Abb. 27: Abmessungen des Modells 3

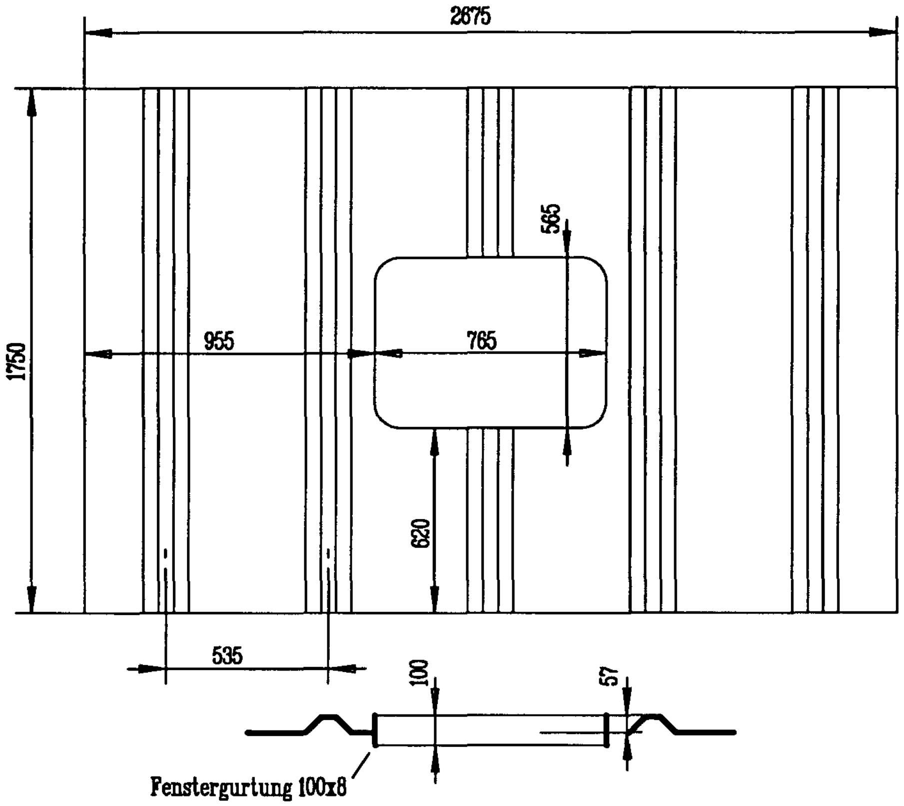



Abb. 28: Abmessungen des Modells 4

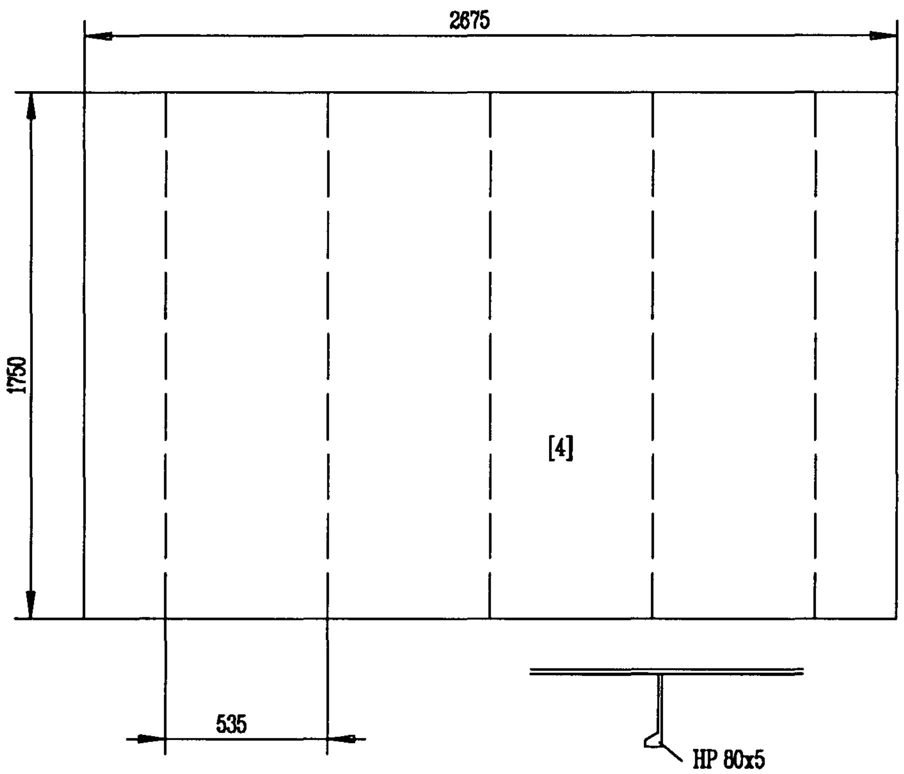



Abb. 29: Abmessungen des Modells 5

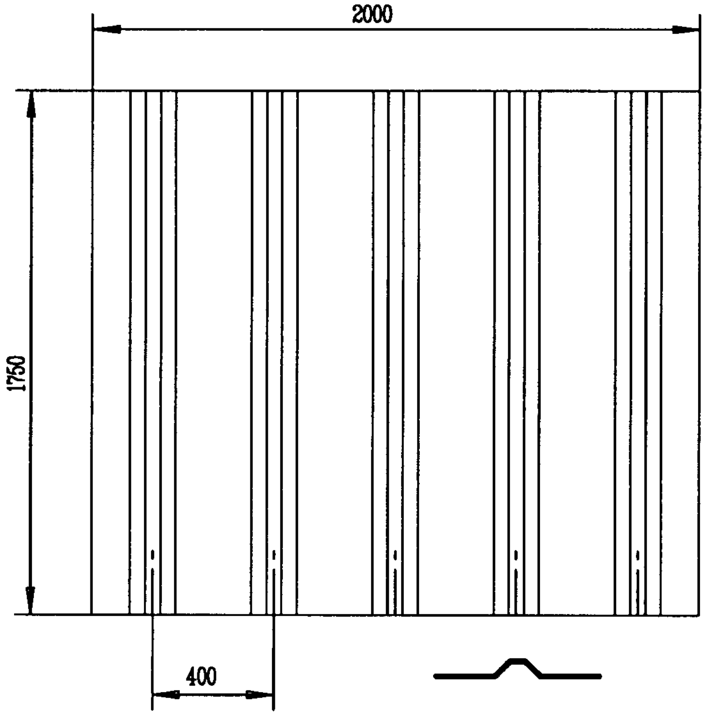



Abb. 30: Abmessungen des Modells 6

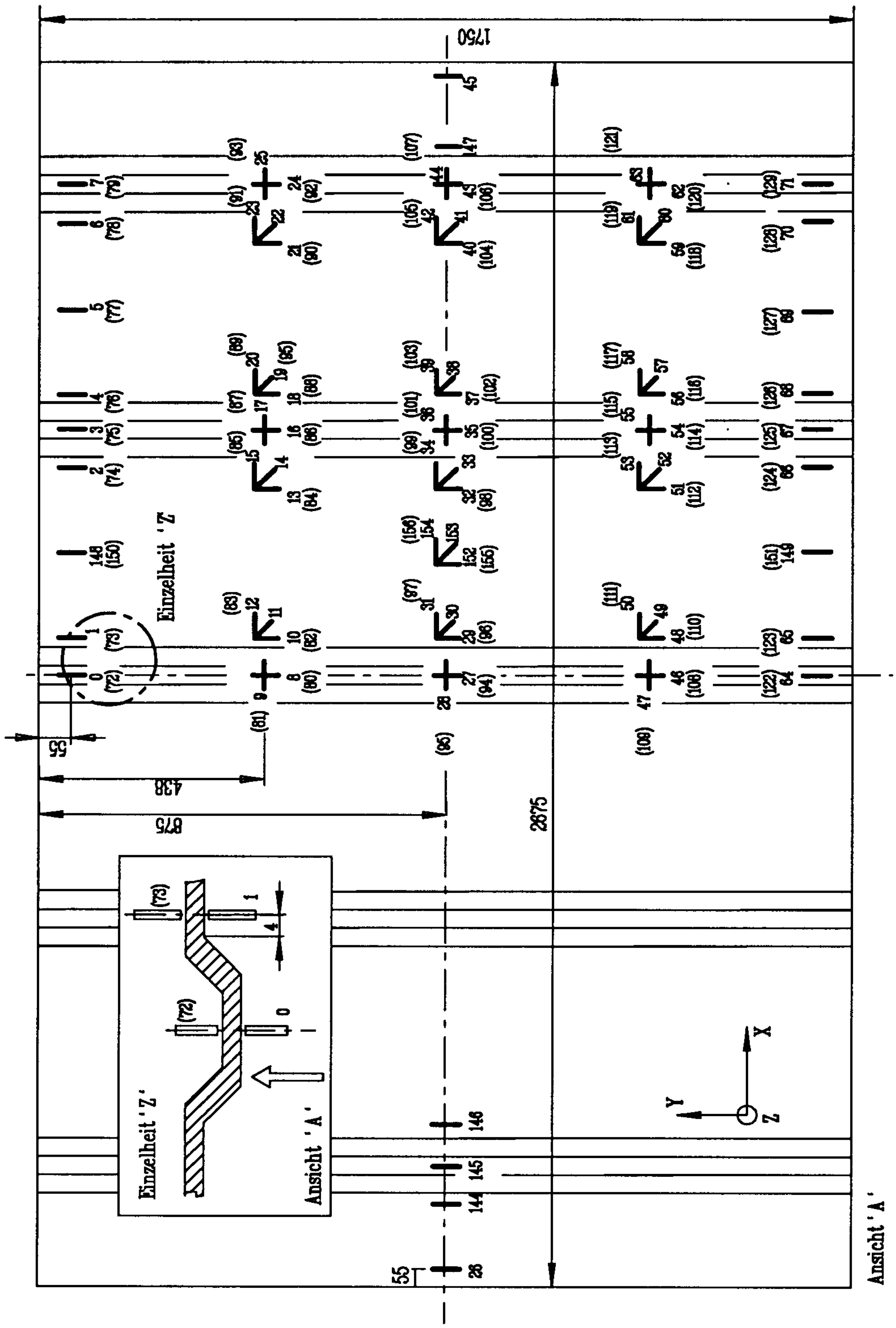



Abb. 31: Anordnung der Dehnungsmeßstreifen auf Modell 1 und Modell 2

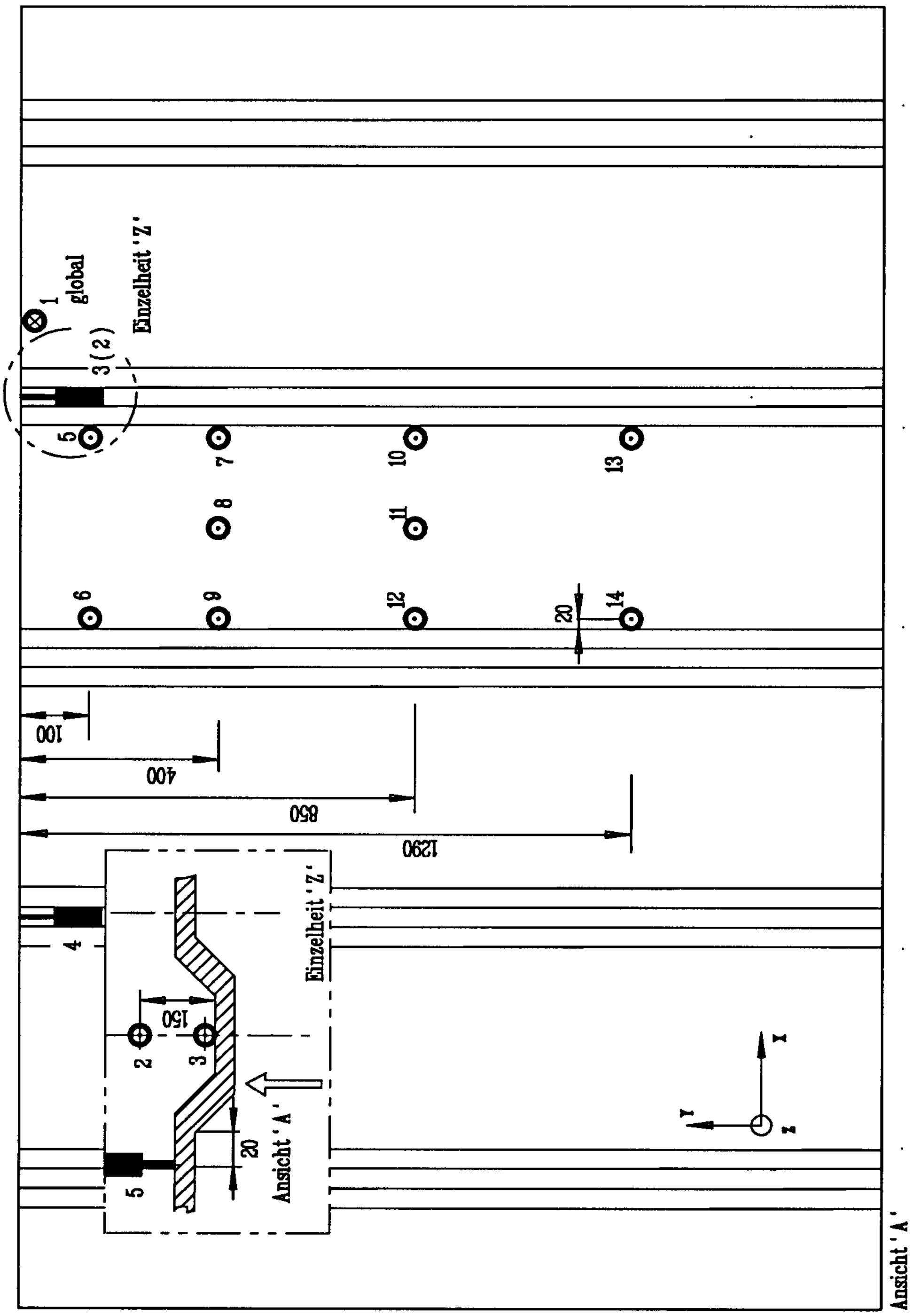



Abb. 32: Anordnung der Wegaufnehmer auf Modell 1 und Modell 2

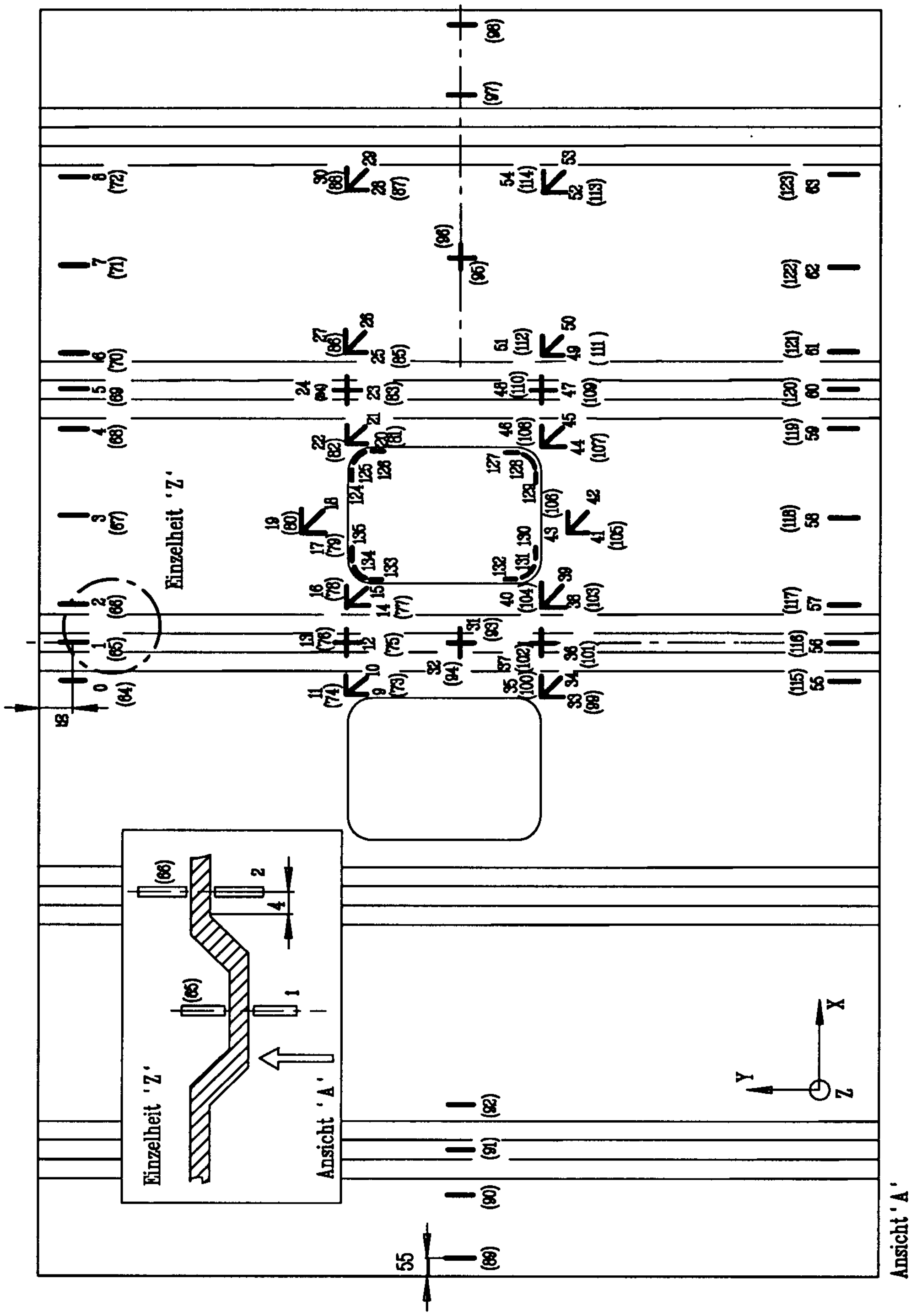


Abb. 33: Anordnung der Dehnungsmeßstreifen auf Modell 3

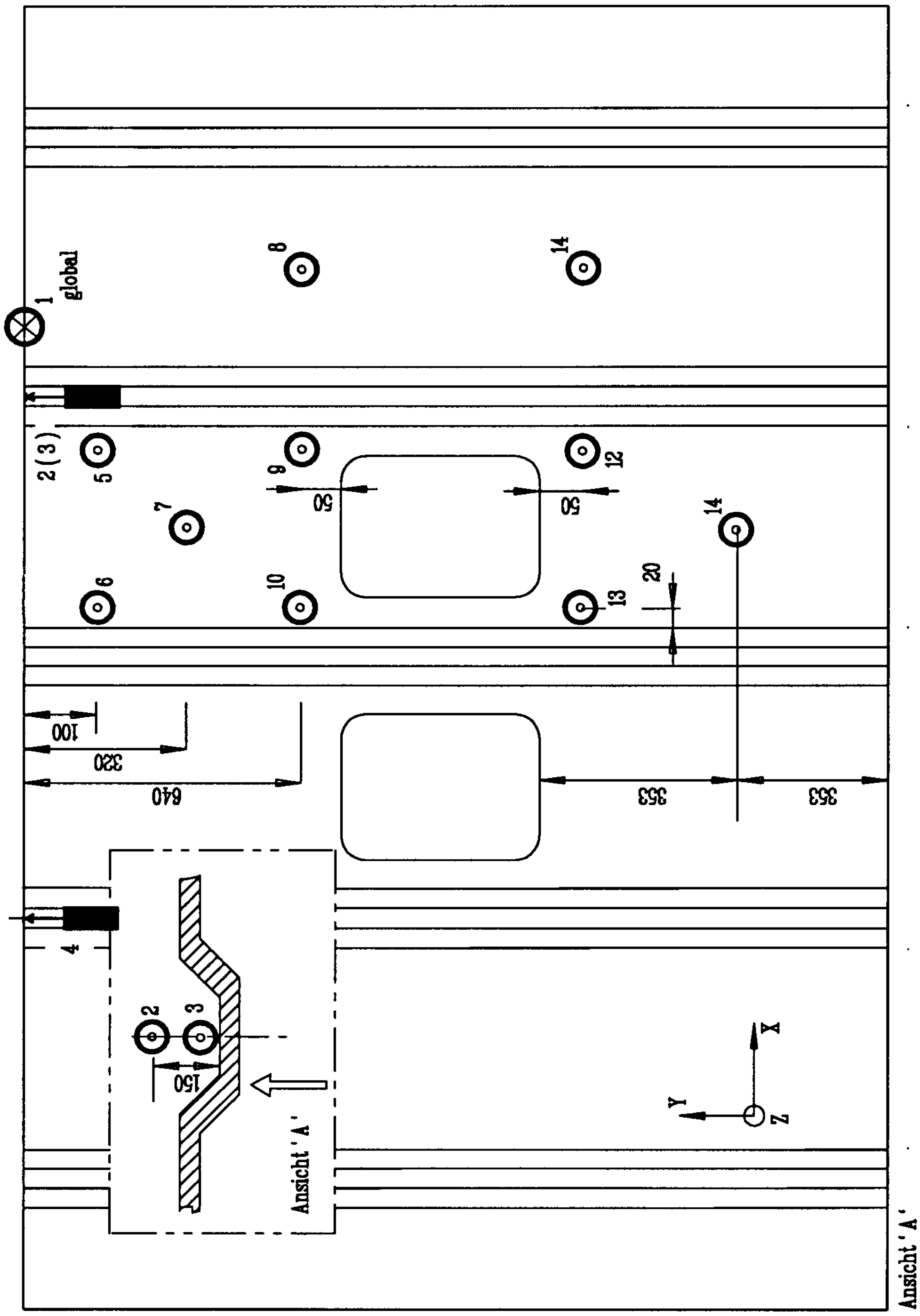



Abb. 34: Anordnung der Wegaufnehmer auf Modell 3

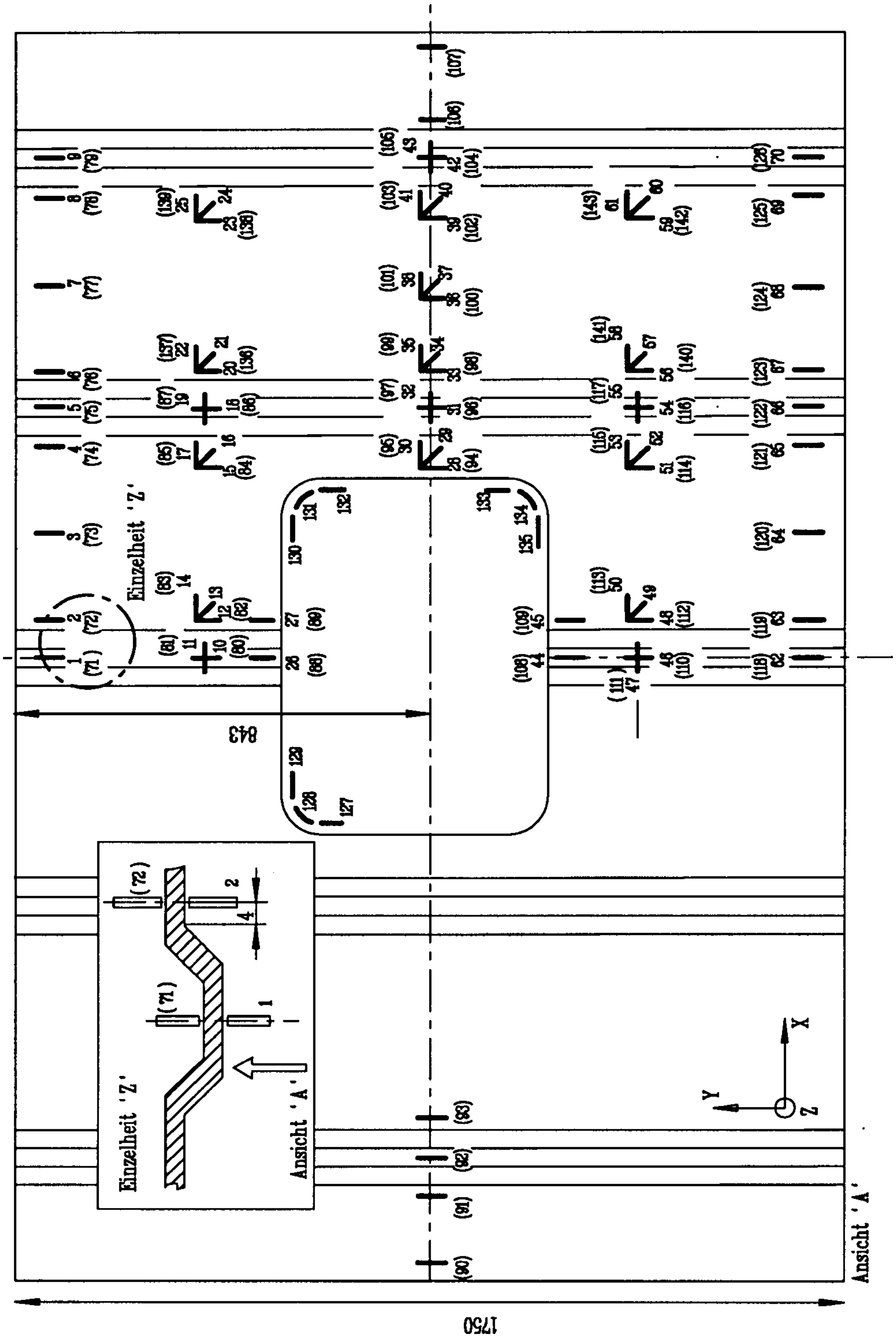



Abb. 35: Anordnung der Dehnungsmeßstreifen auf Modell 4

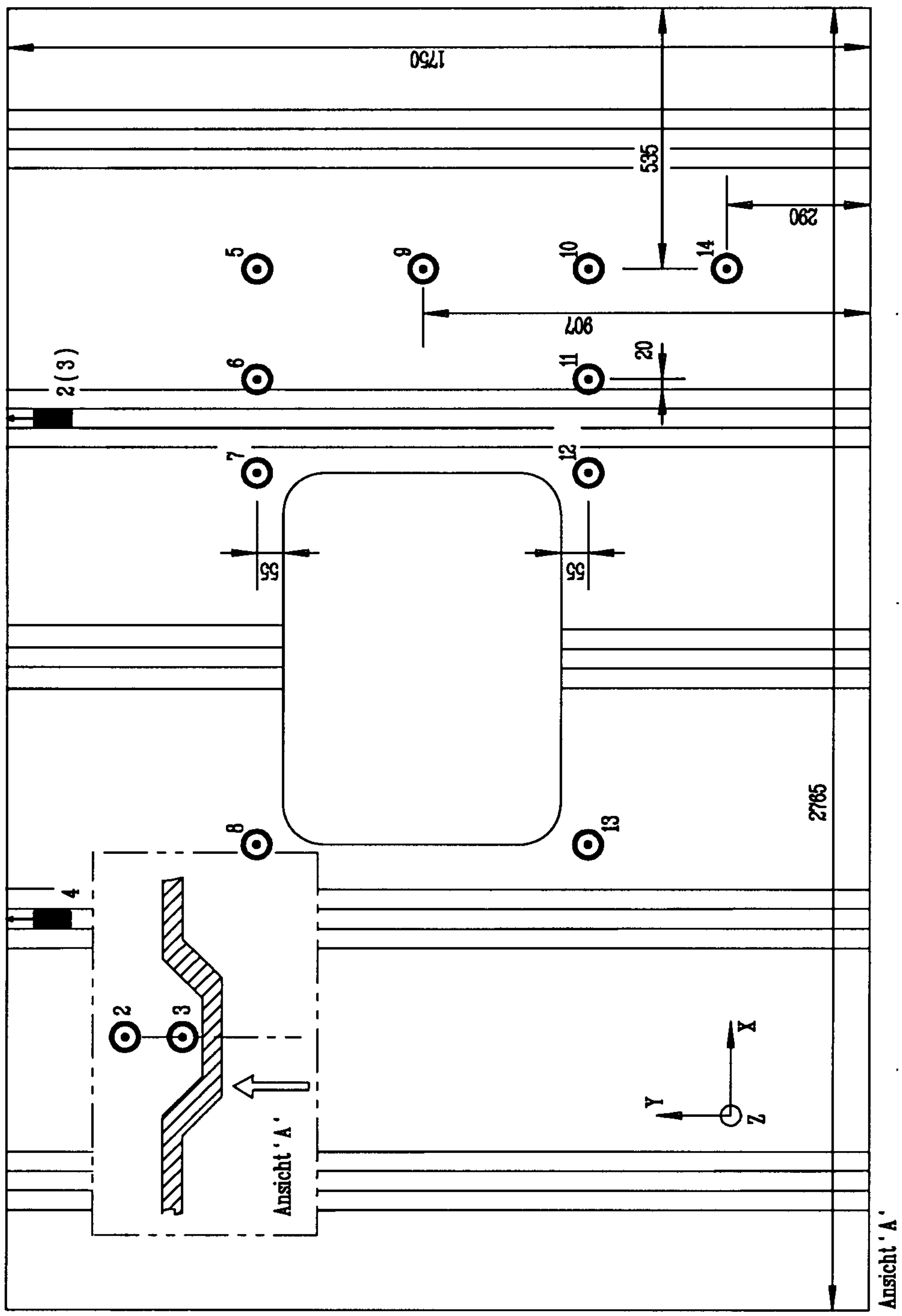



Abb. 36: Anordnung der Wegaufnehmer auf Modell 4

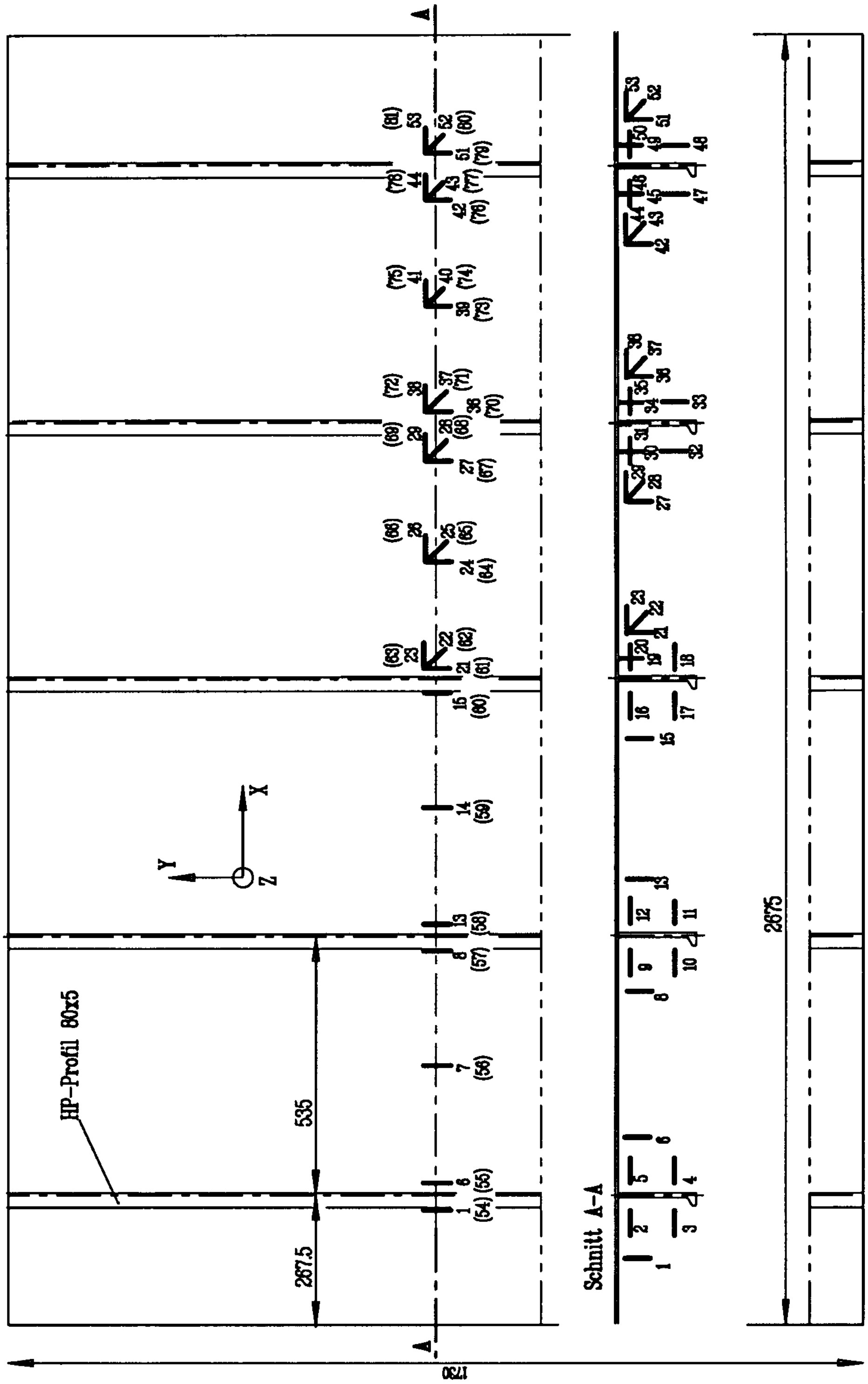



Abb. 37: Anordnung der Dehnungsmeßstreifen auf Modell 5

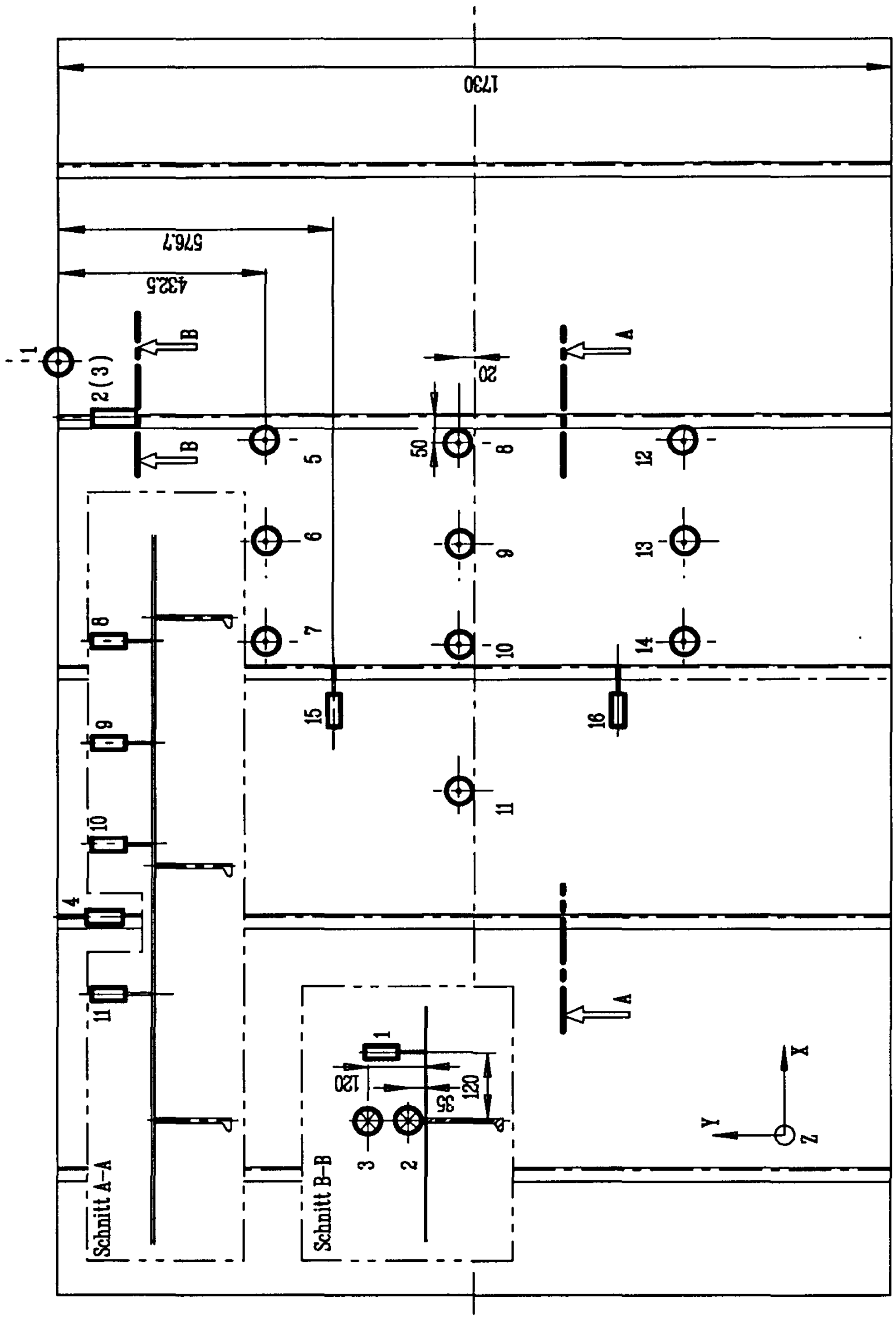



Abb. 38: Anordnung der Wegaufnehmer auf Modell 5

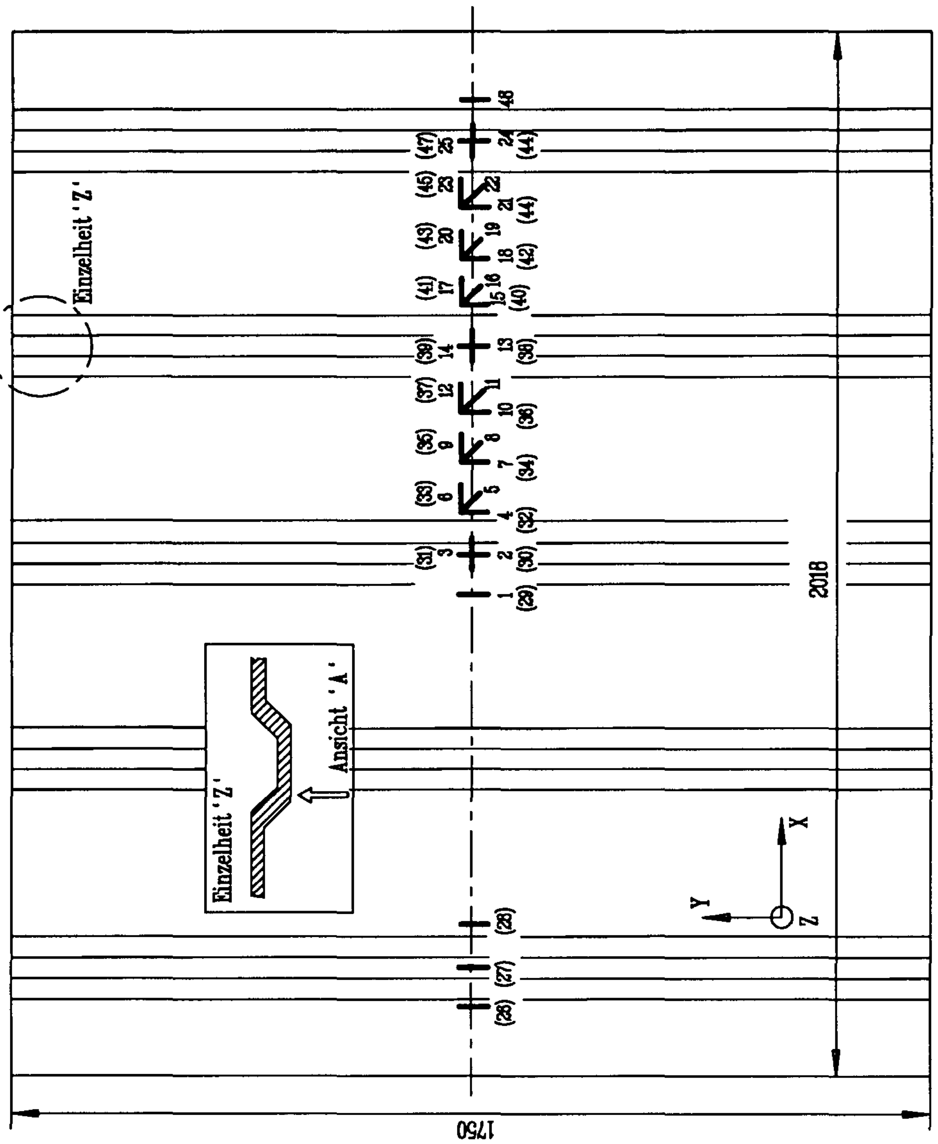



Abb. 39: Anordnung der Dehnungsmeßstreifen auf Modell 6

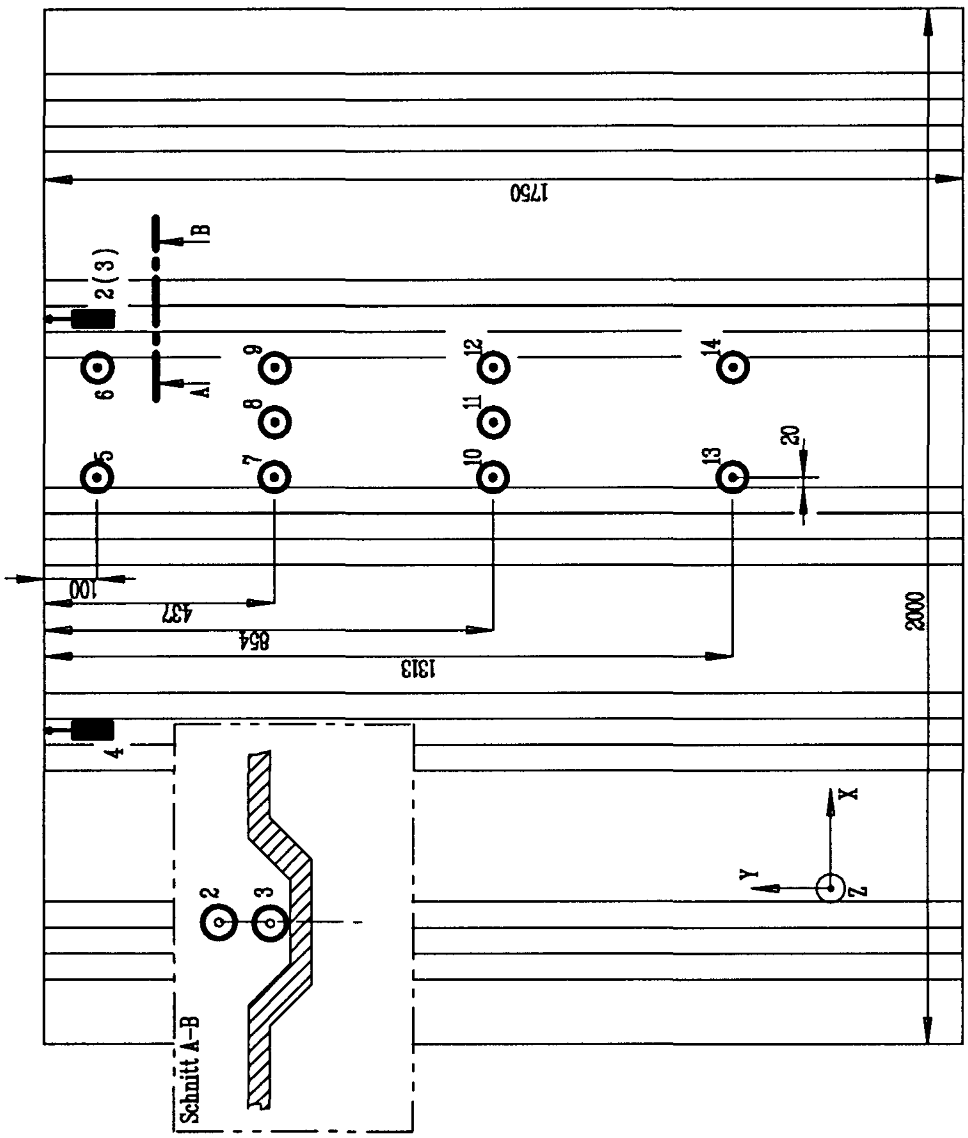



Abb. 40: Anordnung der Wegaufnehmer auf Modell 6

# C Abbildungen zu den FE-Berechnungen und Versuchsergebnissen

Abb. 41: Testmodell, Eigenformen für unterschiedlich feine Elementeinteilungen

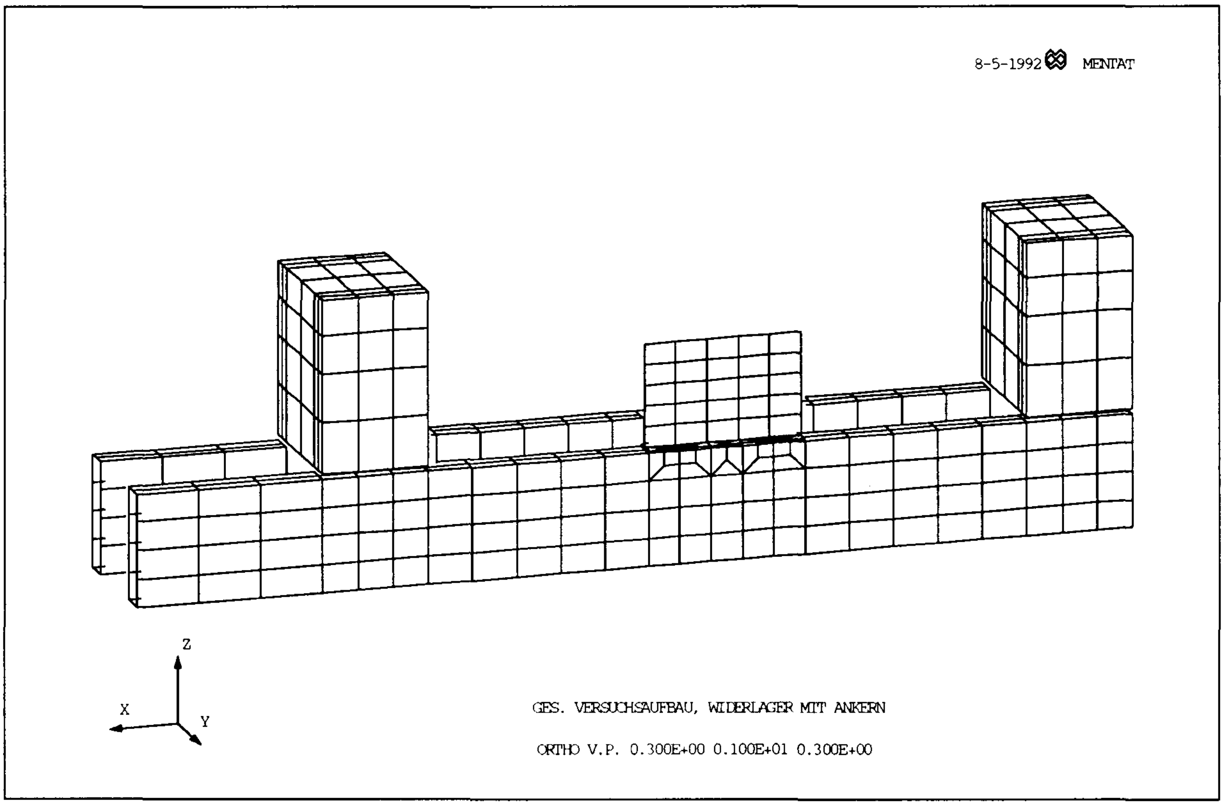



Abb. 42: Ansicht des FE-Modells der gesamten Versuchsanlage mit einem angedeuteten Versuchsmodell

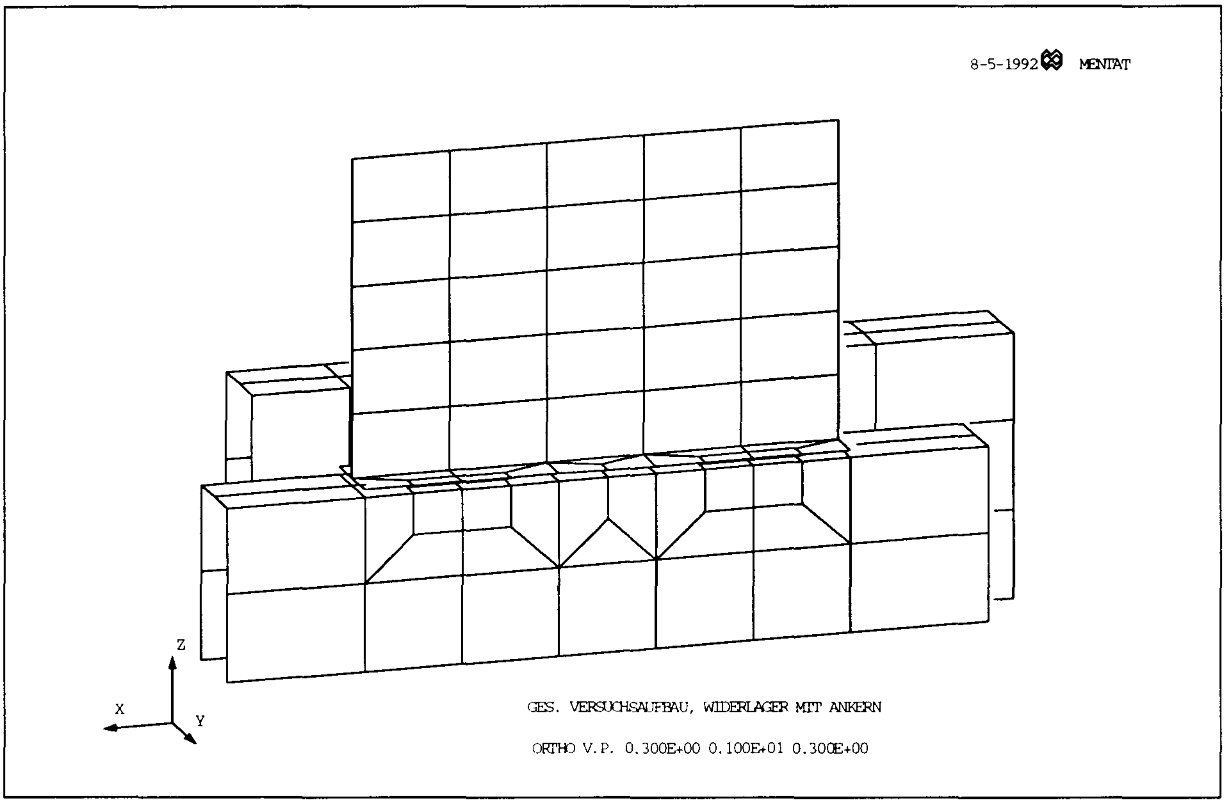



Abb. 43: Ausschnitt aus dem Berechnungsmodell im Übergangsbereich Versuchsmodell – Versuchsanlage

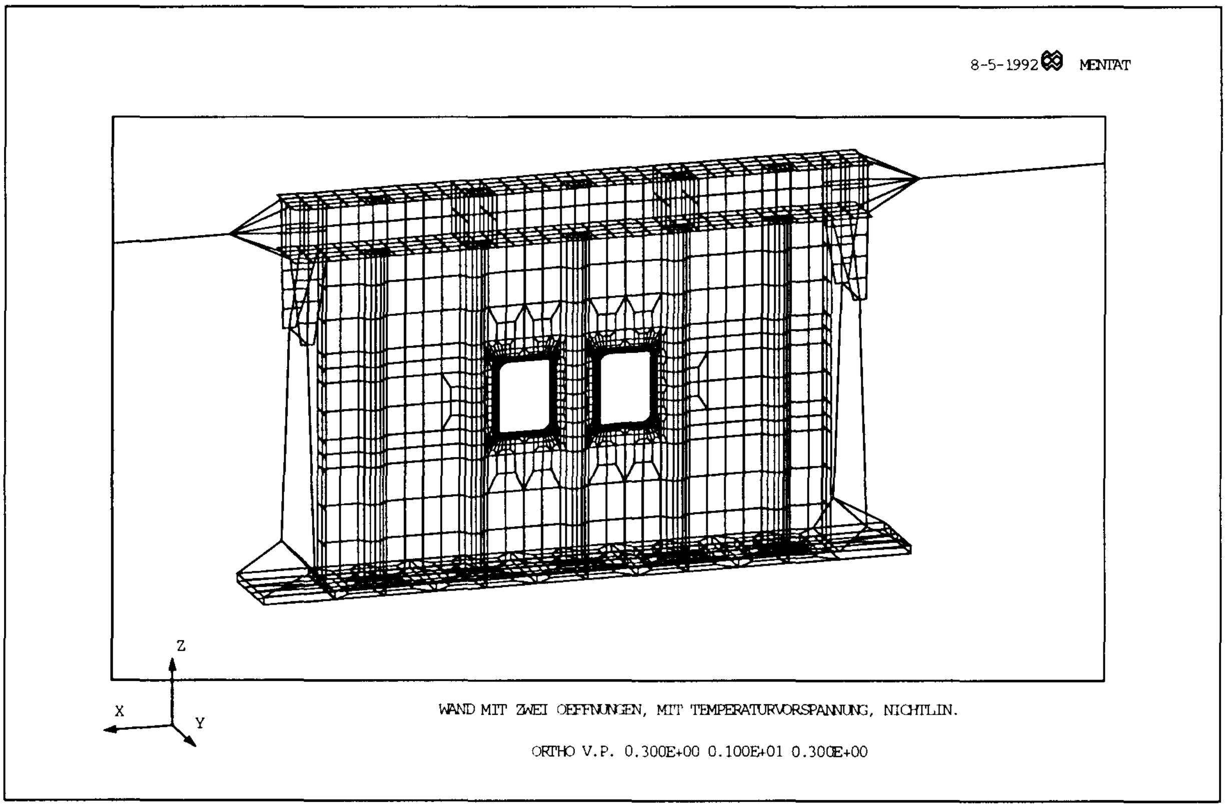



Abb. 44: FE-Modell eines Versuchsmodells mit Krafteinleitung und Übergang zur Substruktur

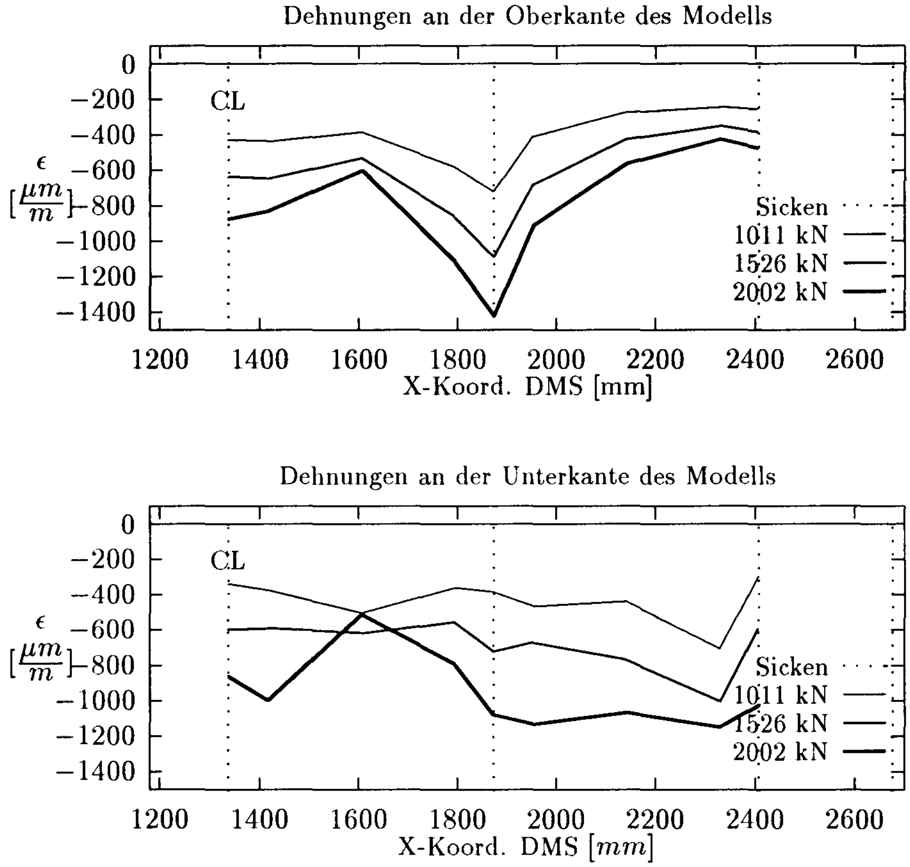



Abb. 45: Dehnungen an den Modellrändern für verschiedene Druckbelastungen (Modell 1)

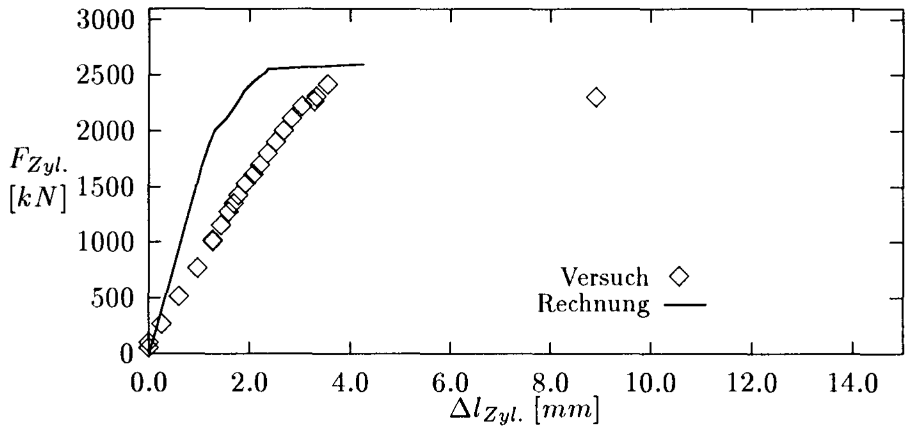



Abb. 46: Traglastkurven aus Versuch und nichtlin. Berechnung (Modell 1)

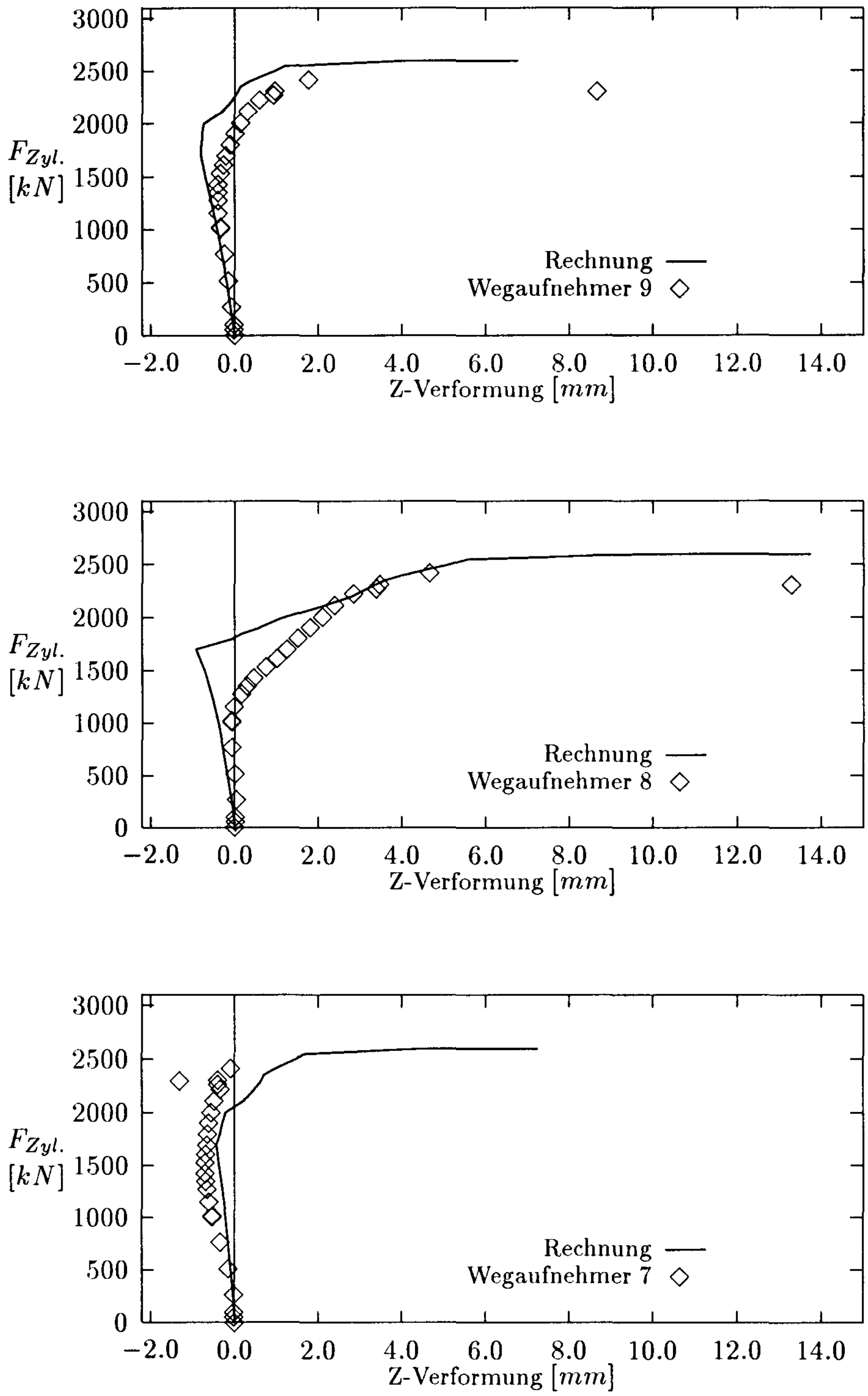



Abb. 47: Berechnungs- und Versuchsergebnisse: Verformungen in Normalenrichtung zur Wandebene auf 3/4 der Modellhöhe (Modell 1)

Abb. 48: Die Endverformung des Versuchsmodells 1 als Iso–Höhen–Linien

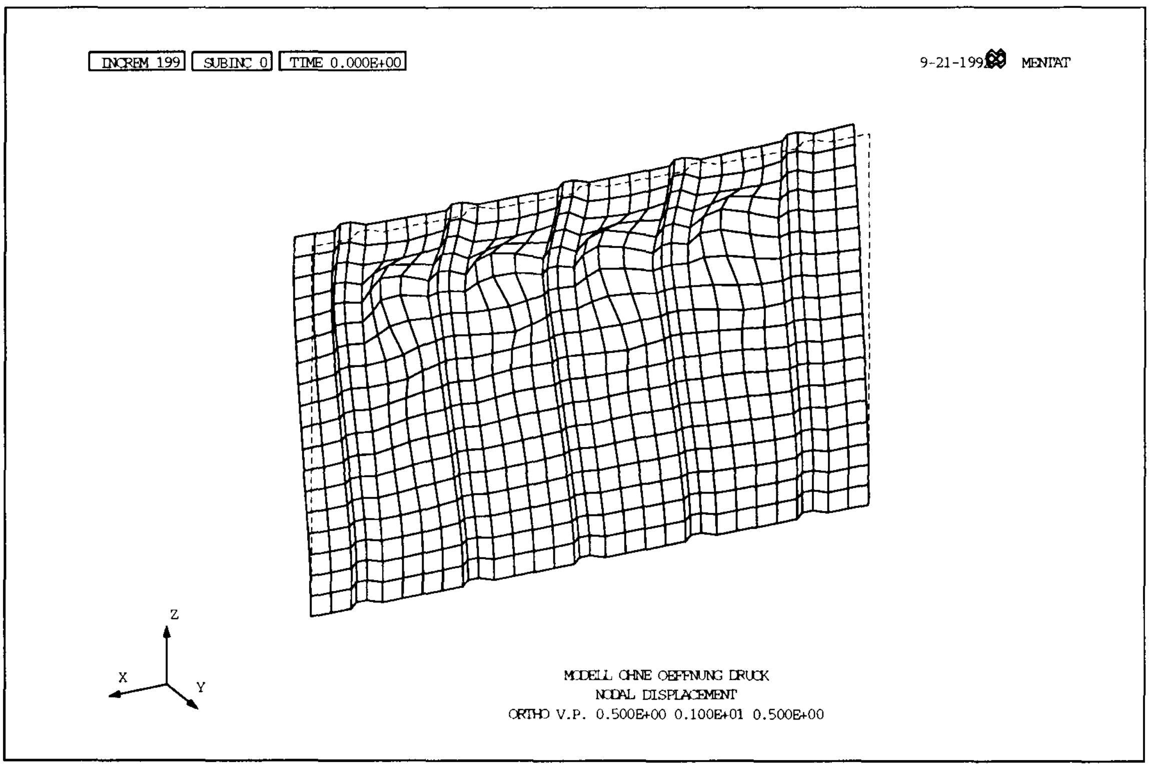



Abb. 49: Versagensbild der Versuchswand in der nichtlinearen FE-Berechnung (Modell 1)

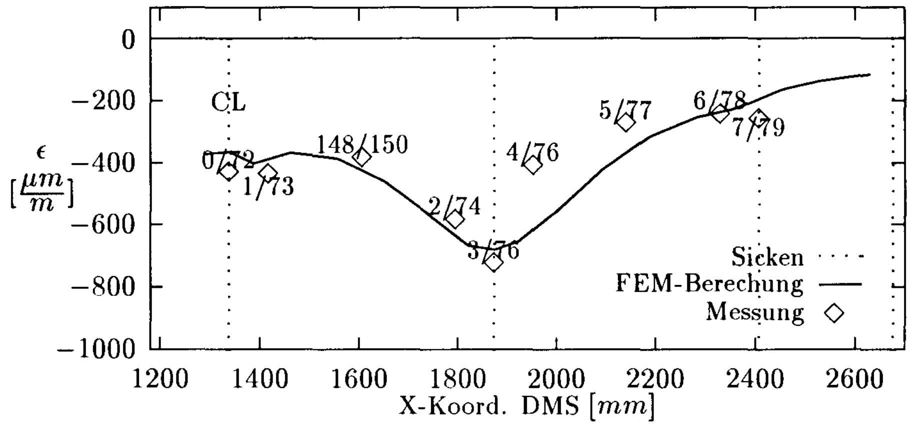



Abb. 50: Dehnungen an der Oberkante für eine Druckkraft von 1011 $kN$ in Versuch und Berechnung (Modell 1)

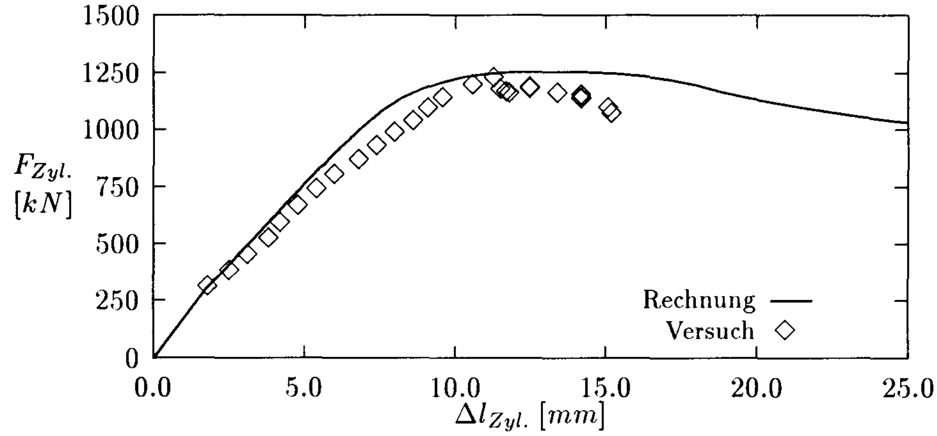



Abb. 51: Modell 2: Traglastkurven aus Versuch und nichtlin. Berechnung (Modell 2)

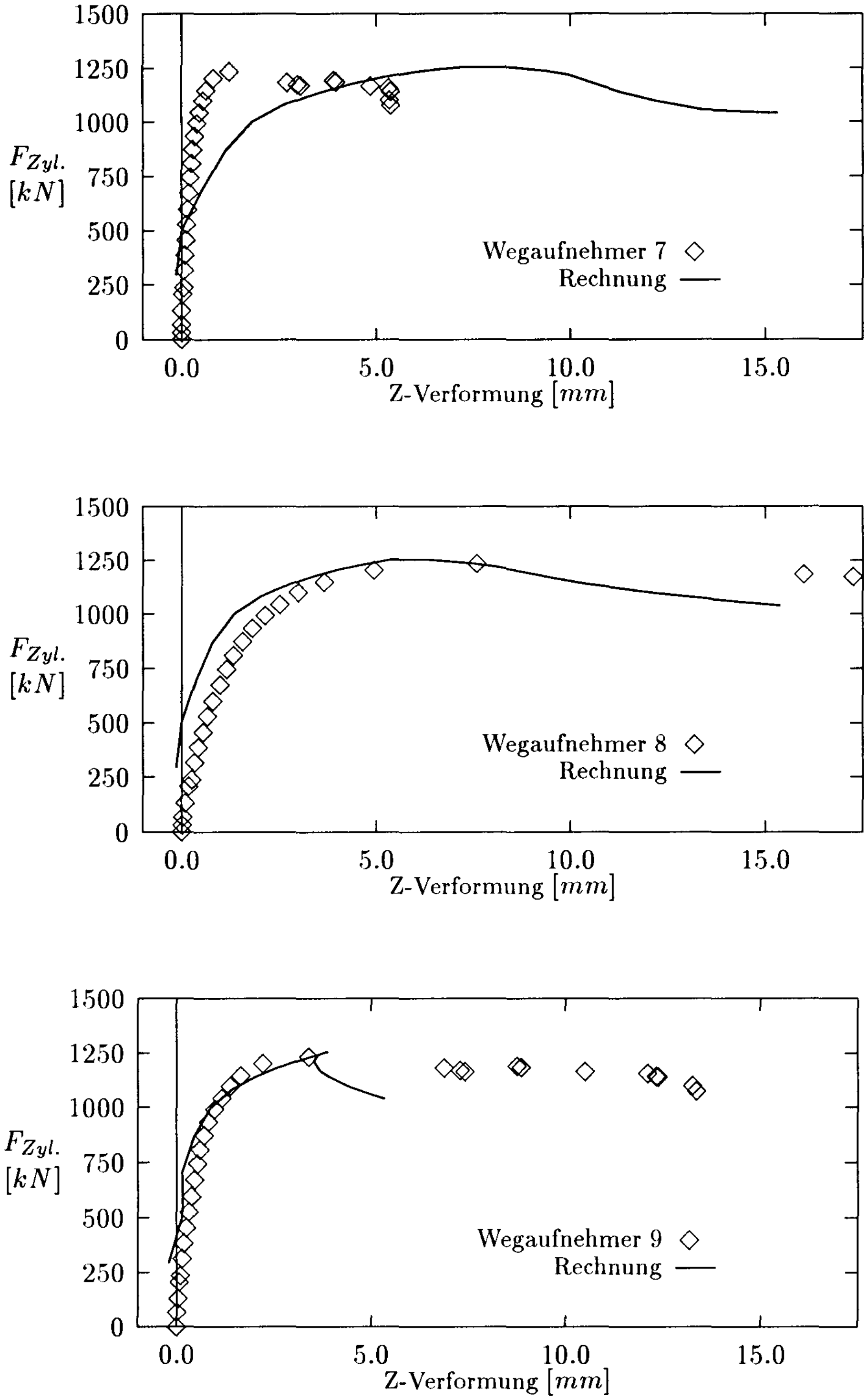



Abb. 52: Berechnungs- und Versuchsergebnisse: Verformungen in Normalenrichtung zur Wandebene (Modell 2)

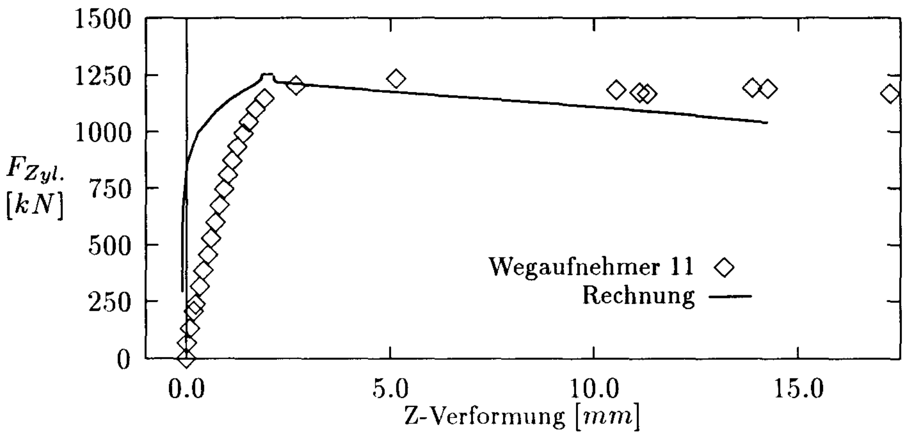



Abb. 53: Berechnungs- und Versuchsergebnisse: Verformungen in Normalenrichtung zur Wandebene (Modell 2)

Abb. 54: Die Endverformung des Versuchsmodells 2 als Iso–Höhen–Linien

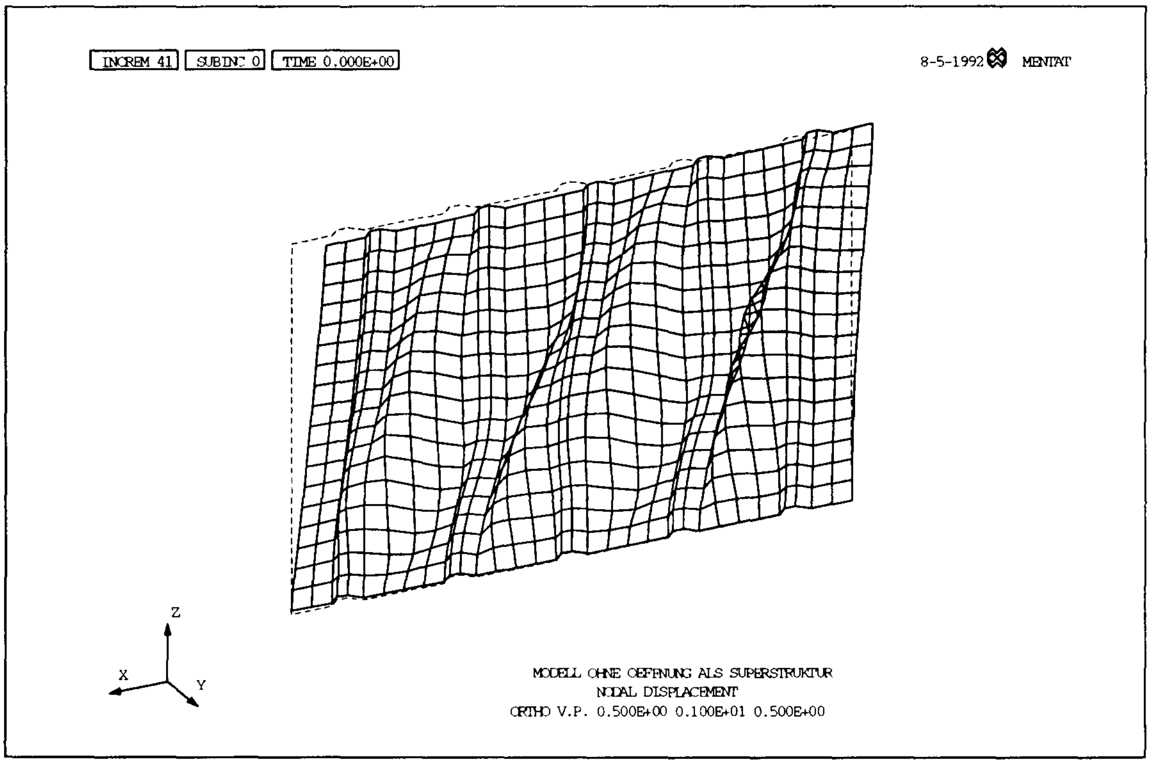



Abb. 55: Versagensbild der Versuchswand in der nichtlinearen FE-Berechnung (Modell 2)

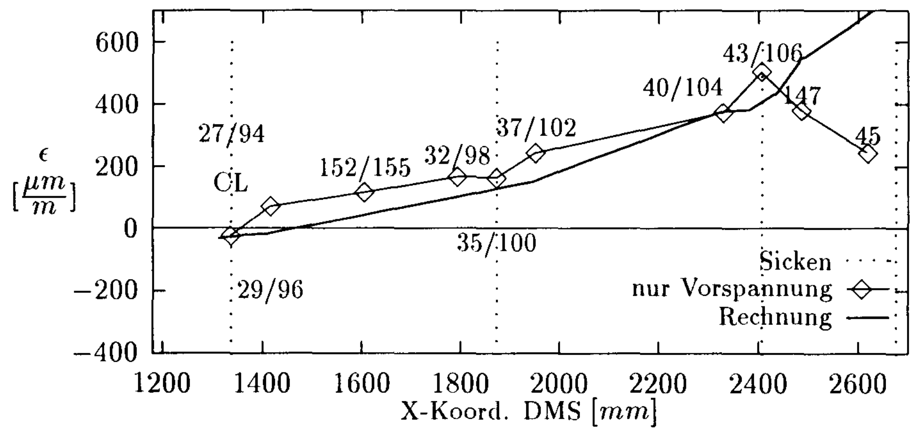



Abb. 56: Dehnungen in Y-Richtung durch Vorspannung in den Spannschrauben (Modell 2)

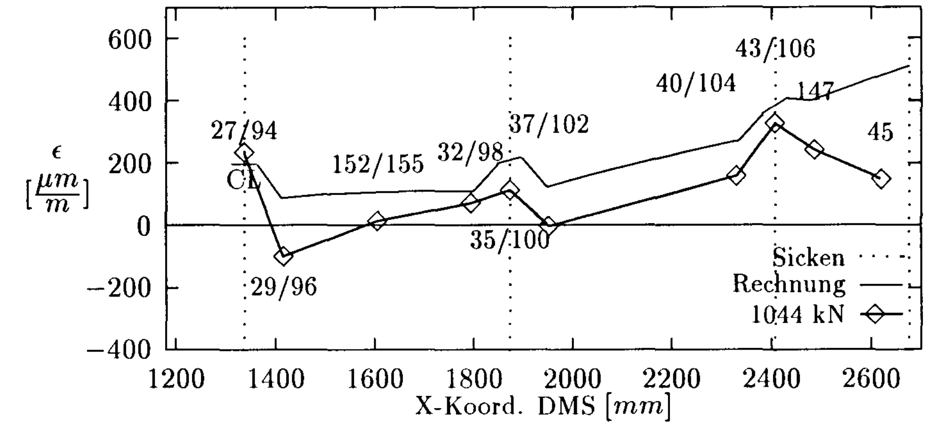



Abb. 57: Dehnungen in Y-Richtung nach Vorspannung der Spannschrauben bei einer Schubbelastung von 1044 $kN$ (Modell 2)

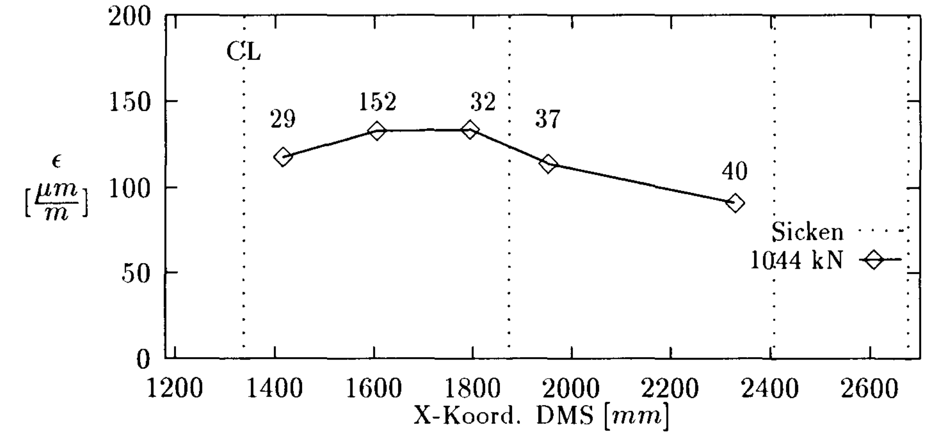



Abb. 58: Schubspannungen bei einer Schubbelastung von 1044 $kN$ (Modell 2)

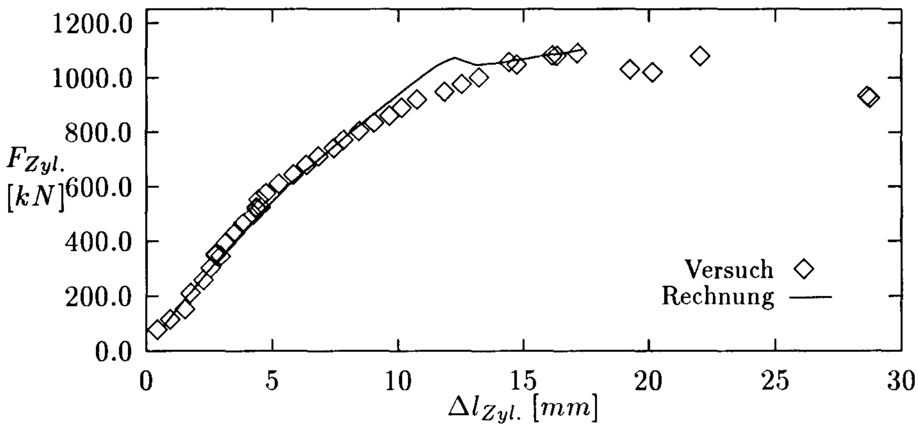



Abb. 59: Traglastkurven aus Versuch und nichtlin. Berechnung (Modell 3)

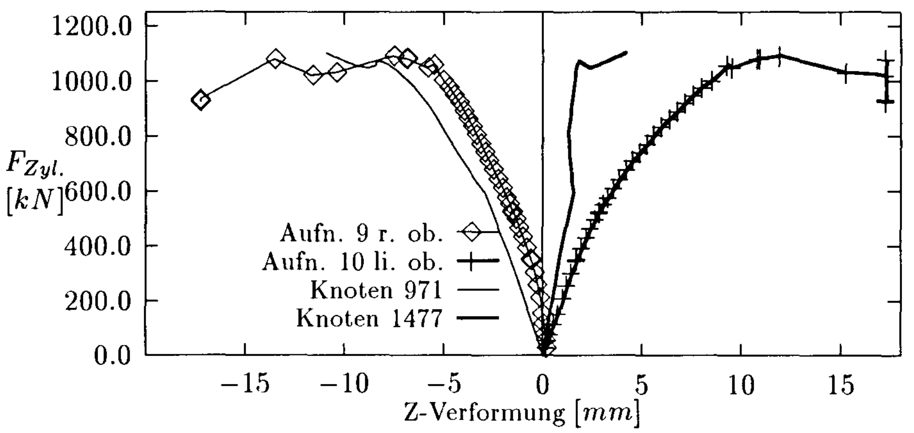



Abb. 60: Berechnungs- und Versuchsergebnisse: Verschiebungen der Fensterecken oben (Modell 3)

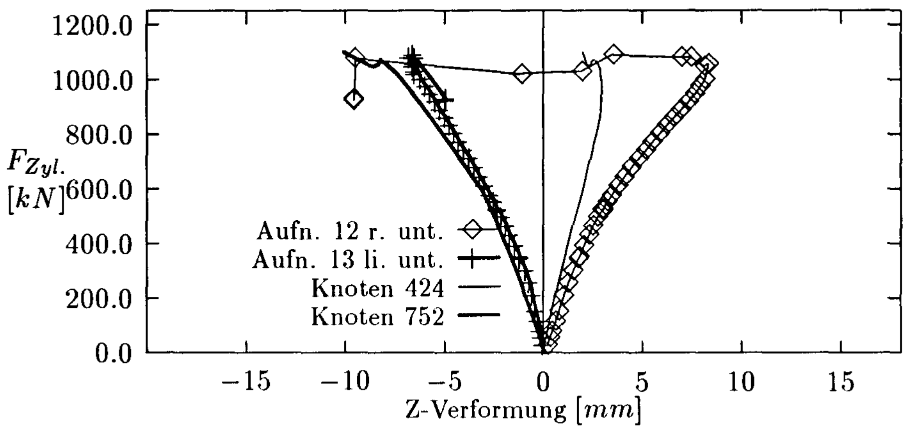



Abb. 61: Berechnungs- und Versuchsergebnisse: Verschiebungen der Fensterecken unten (Modell 3)

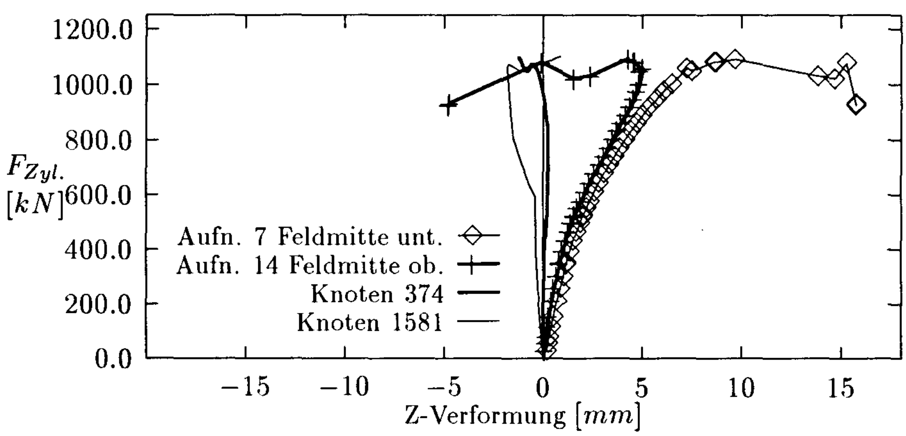



Abb. 62: Berechnungs- und Versuchsergebnisse: Verformungen in Normalenrichtung zur Wandebene (Modell 3)

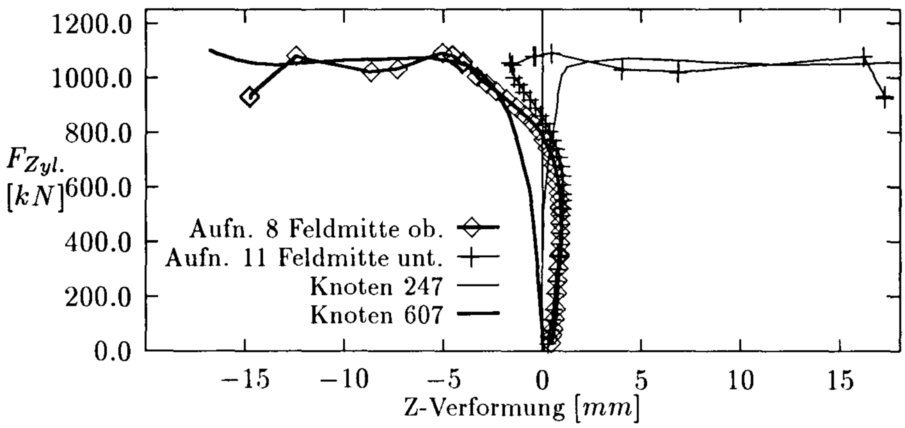



Abb. 63: Berechnungs- und Versuchsergebnisse: Verformungen in Normalenrichtung zur Wandebene (Modell 3)

Abb. 64: Die Endverformung des Versuchsmodells 3 als Iso–Höhen–Linien

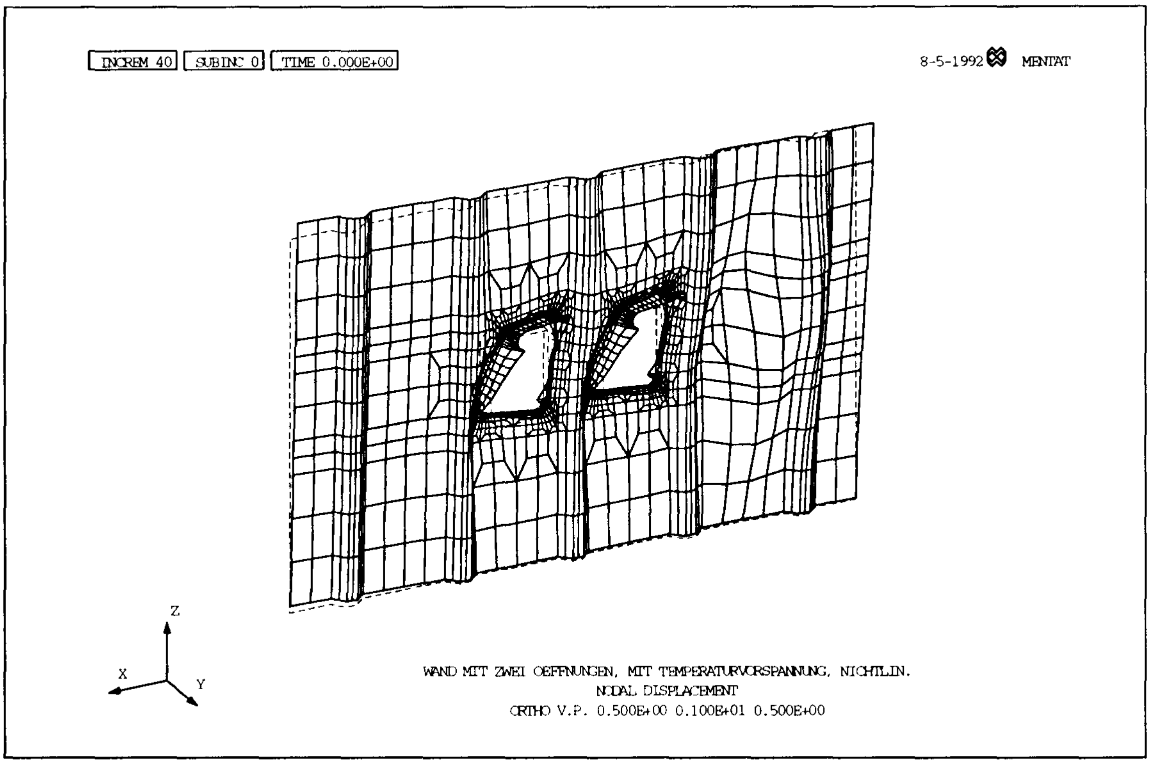



Abb. 65: Versagensbild der Versuchswand in der nichtlinearen FE-Berechnung (Modell 3)

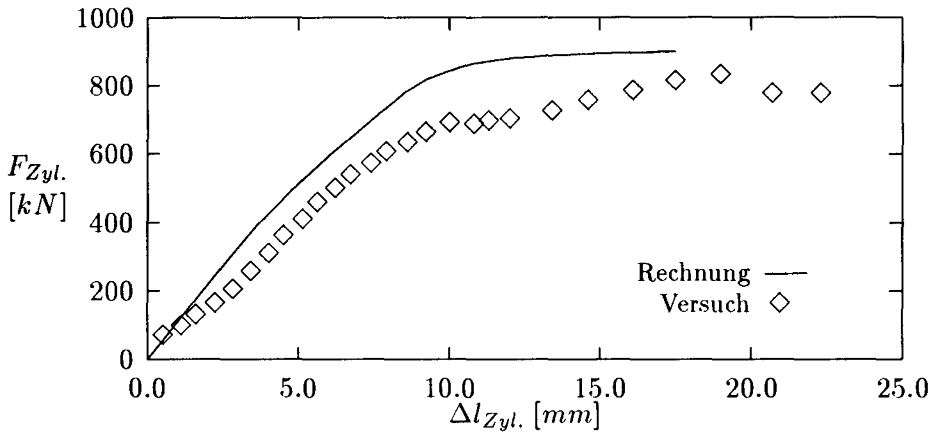



Abb. 66: Traglastkurven aus Versuch und nichtlin. Berechnung (Modell 4)

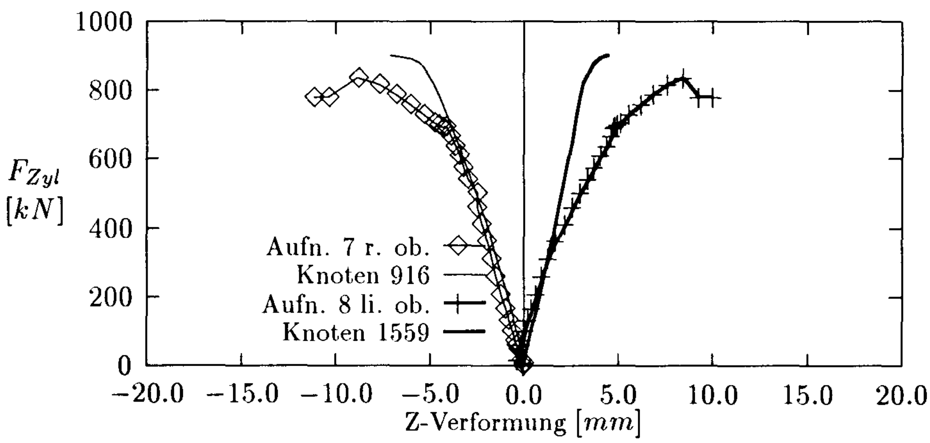



Abb. 67: Berechnungs- und Versuchsergebnisse: Verschiebungen der Fensterecken oben (Modell 4)

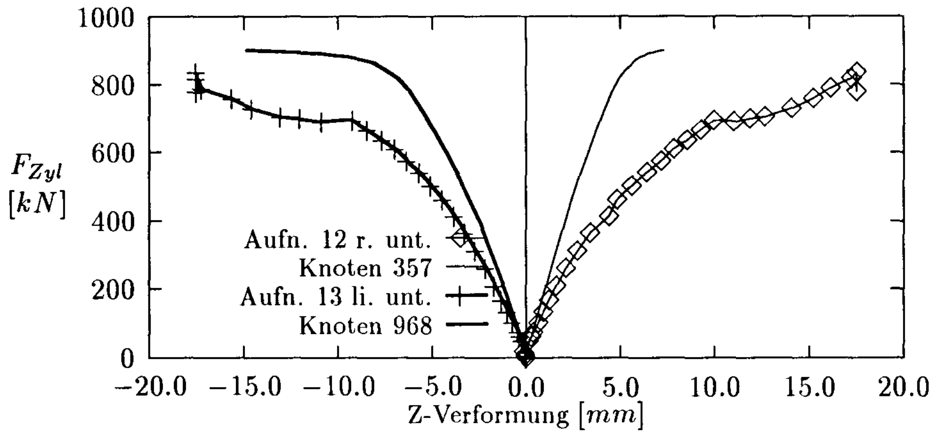



Abb. 68: Berechnungs- und Versuchsergebnisse: Verschiebungen der Fensterecken unten (Modell 4)

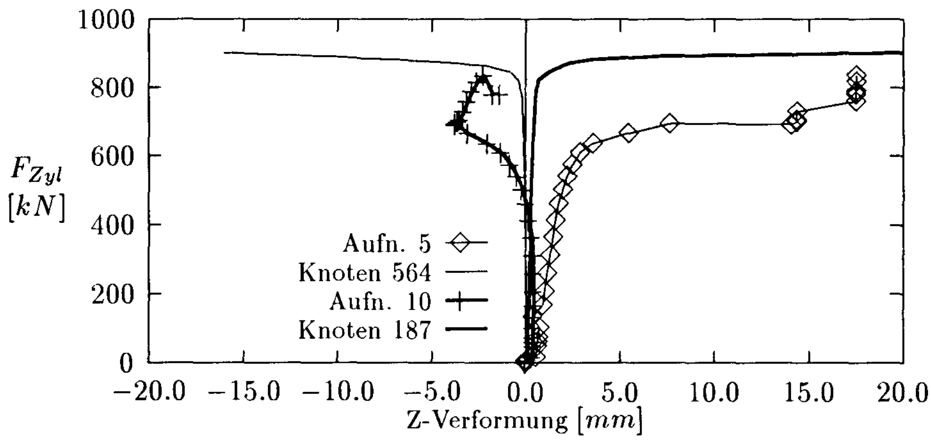



Abb. 69: Berechnungs- und Versuchsergebnisse: Verformungen in Normalenrichtung zur Wandebene (Modell 4)

Abb. 70: Die Endverformung des Versuchsmodells 4 als Iso–Höhen–Linien

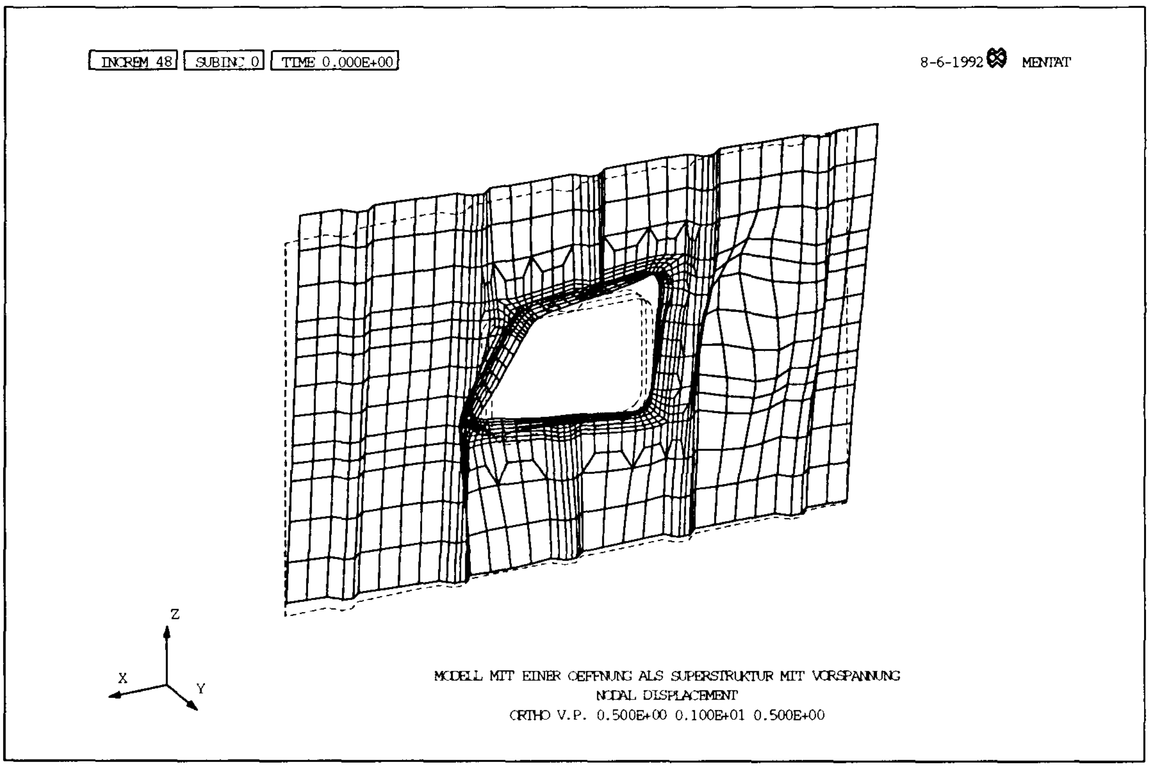



Abb. 71: Versagensbild der Versuchswand in der nichtlinearen FE-Berechnung (Modell 4)

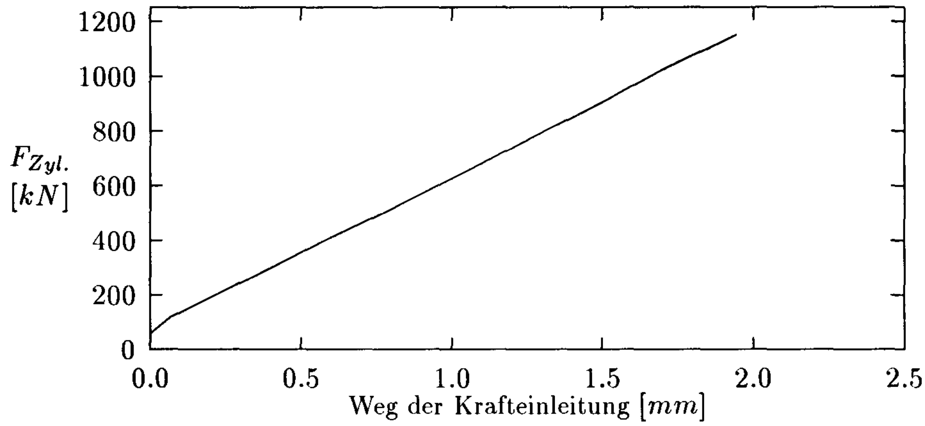



Abb. 72: Versuchsergebnis: Zylinderweg unter Druckbelastung (Modell 5)

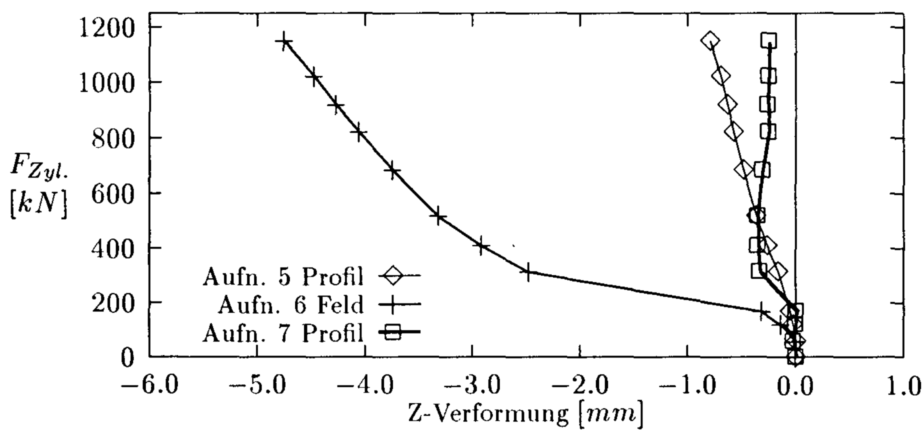



Abb. 73: Versuchsergebnisse Verformungen in Normalenrichtung zur Wandebene unter Druckbelastung auf 3/4 der Modellhöhe (Modell 5)

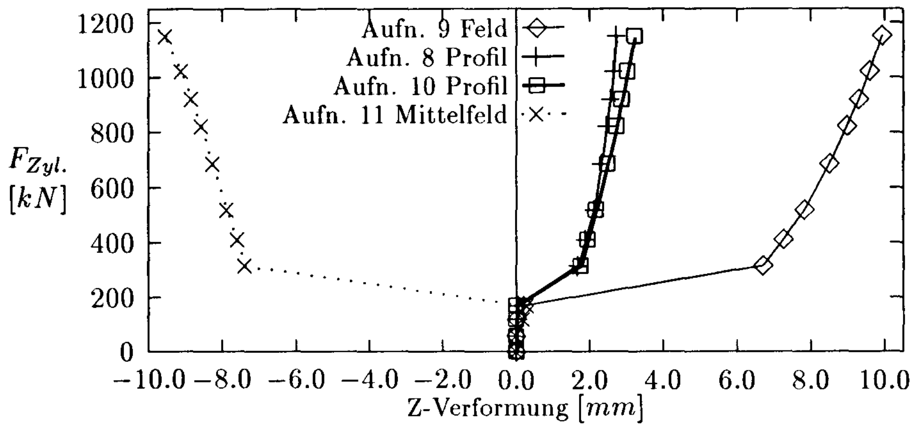



Abb. 74: Versuchsergebnisse: Verformungen in Normalenrichtung zur Wandebene unter Druckbelastung auf halber Modelhöhe (Modell 5)

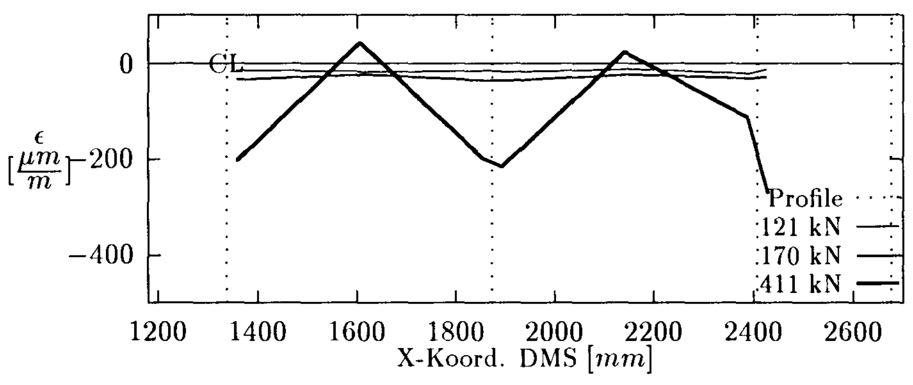



Abb. 75: Versuchsergebnisse: Dehnungen auf halber Modellhöhe unter Druckbelastung (Modell 5)

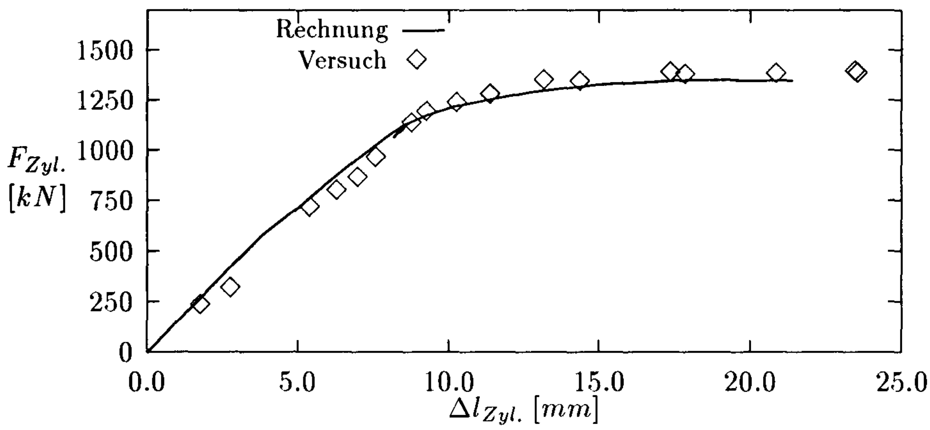



Abb. 76: Traglastkurven aus Versuch und nichtlin. Berechnung (Modell 5)

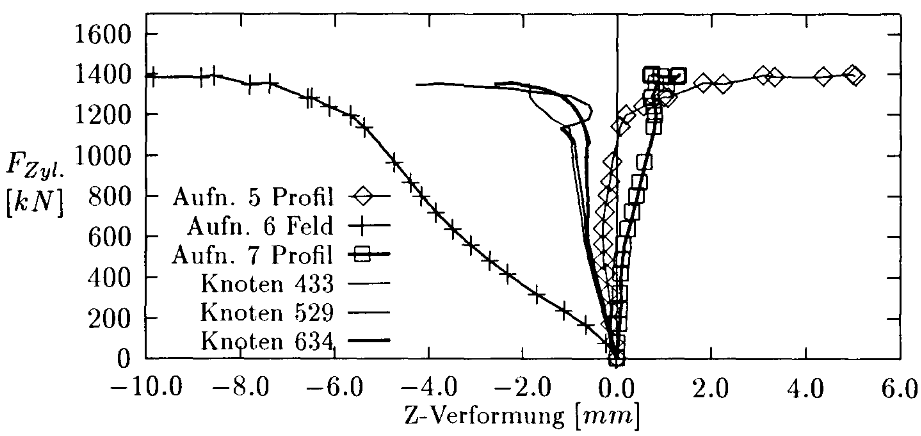



Abb. 77: Berechnungs- und Versuchsergebnisse: Verformungen in Normalenrichtung zur Wandebene (Modell 5)

Abb. 78: Die Endverformung des Versuchsmodells 5 als Iso–Höhen–Linien

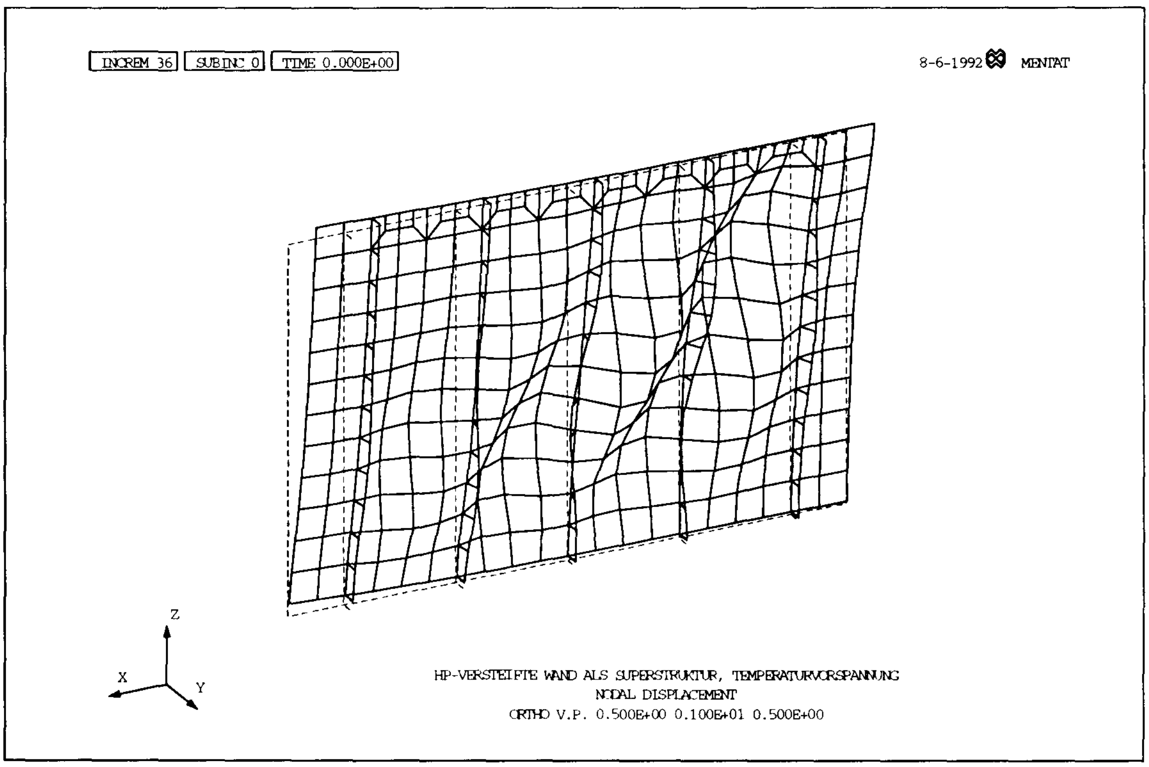



Abb. 79: Versagensbild der Versuchswand in der nichtlinearen FE-Berechnung (Modell 5)

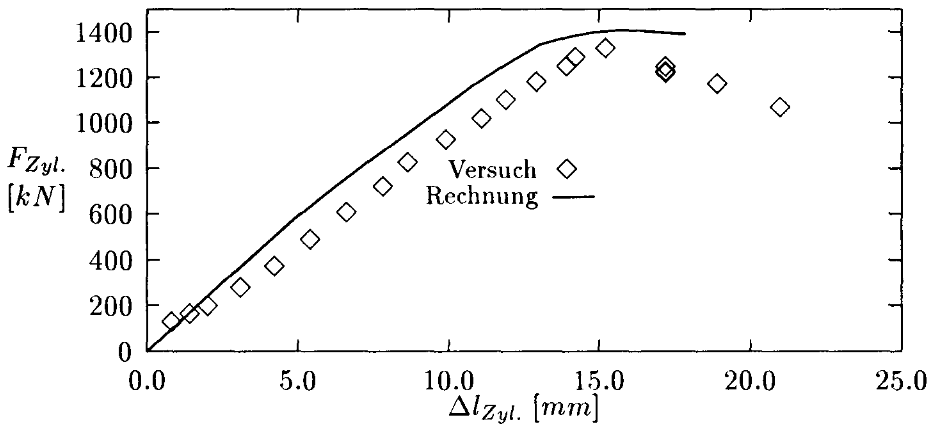



Abb. 80: Traglastkurven aus Versuch und Berechnung (Modell 6)

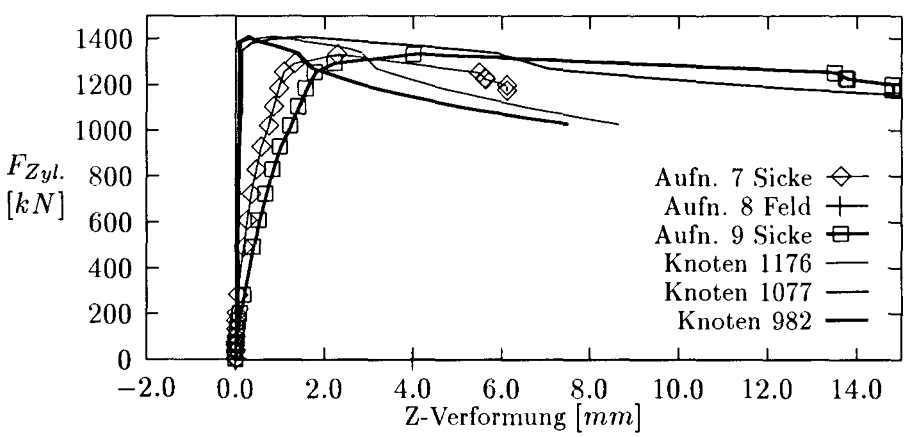



Abb. 81: Berechnungs- und Versuchsergebnisse: Verformungen in Normalenrichtung zur Wandebene (Modell 6)

Abb. 82: Die Endverformung des Versuchsmodells 6 als Iso–Höhen–Linien

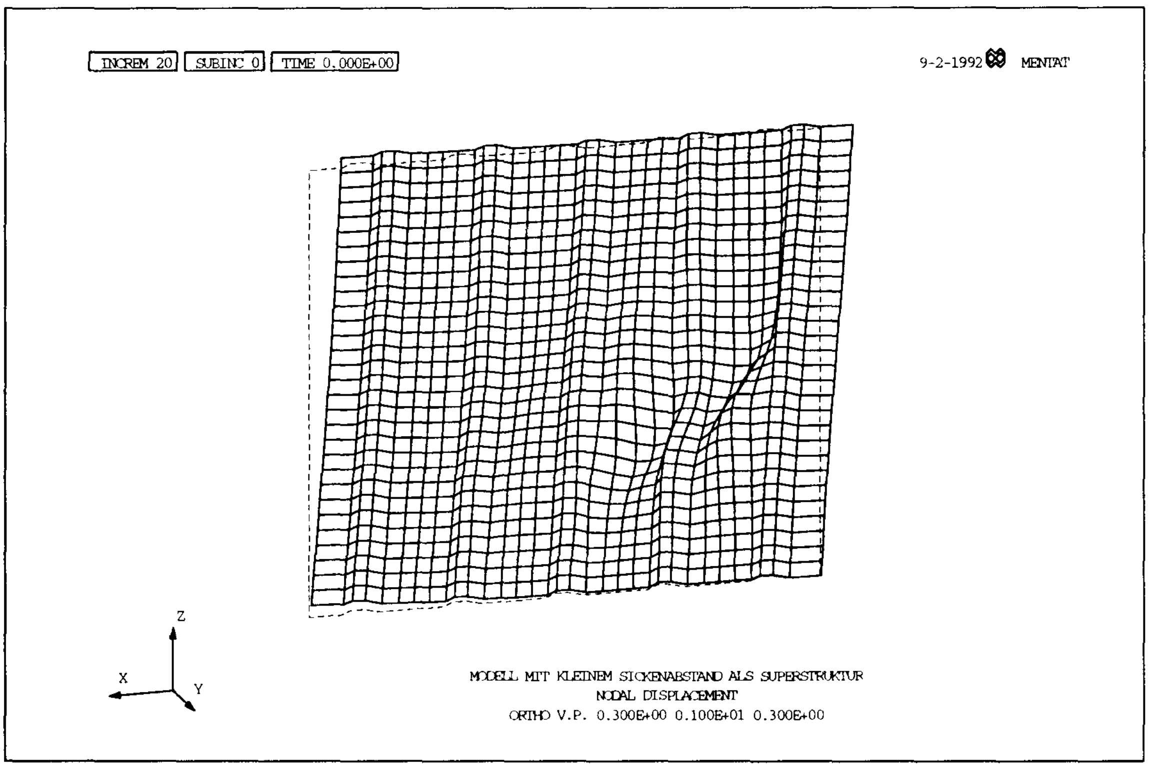



Abb. 83: Versagensbild der Versuchswand in der nichtlinearen FE-Berechnung (Modell 6)

# D Abbildungen und Tabellen zur Parameterstudie

| $Nr.$ | $H$ | $B$ | $t$ | $n$ | $a$ | $\alpha$ | $\gamma$ | $\delta$ | $\sigma_e$ | $R_{eH}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 700,0 | 2000 | 4 | 4 | 50 | 0,35 | 240,38 | 0,38 | 0,76 | 235 |
| 2 | 1225,0 | 2500 | 4 | 5 | 50 | 0,49 | 240,38 | 0,38 | 0,49 | 235 |
| 3 | 2800,0 | 2500 | 4 | 5 | 50 | 1,12 | 240,38 | 0,38 | 0,49 | 235 |
| 4 | 2800,0 | 3000 | 4 | 6 | 50 | 0,93 | 240,38 | 0,38 | 0,34 | 235 |
| 5 | 3640,0 | 3025 | 4,79 | 5 | 50 | 1,20 | 147,60 | 0,32 | 0,48 | 235 |
| 6 | 700,0 | 2000 | 6 | 4 | 50 | 0,35 | 107,24 | 0,38 | 1,71 | 235 |
| 7 | 1225,0 | 2500 | 6 | 5 | 50 | 0,49 | 107,24 | 0,38 | 1,09 | 235 |
| 8 | 2800,0 | 2500 | 6 | 5 | 50 | 1,12 | 107,24 | 0,38 | 1,09 | 235 |
| 9 | 2800,0 | 3000 | 6 | 6 | 50 | 0,93 | 107,24 | 0,38 | 0,76 | 235 |
| 10 | 3640,0 | 3025 | 6 | 5 | 50 | 1,20 | 94,27 | 0,32 | 0,75 | 235 |
| 11 | 4550,0 | 6050 | 4 | 10 | 50 | 0,75 | 211,15 | 0,32 | 0,08 | 235 |
| 13 | 2612,5 | 3500 | 6 | 5 | 75 | 0,75 | 251,03 | 0,41 | 0,56 | 235 |
| 12 | 3640,0 | 3025 | 6 | 5 | 50 | 1,20 | 94,27 | 0,32 | 0,75 | 136 |
| 14 | 3162,5 | 4000 | 6 | 5 | 75 | 0,79 | 230,41 | 0,36 | 0,43 | 235 |
| 15 | 2587,5 | 4000 | 6 | 5 | 75 | 0,65 | 230,41 | 0,36 | 0,43 | 235 |
| 1 | 700,0 | 2000 | 4 | 4 | 50 | 0,35 | 240,38 | 0,38 | 0,76 | 150 |
| 2 | 1225,0 | 2500 | 4 | 5 | 50 | 0,49 | 240,38 | 0,38 | 0,49 | 150 |
| 3 | 2800,0 | 2500 | 4 | 5 | 50 | 1,12 | 240,38 | 0,38 | 0,49 | 150 |
| 4 | 2800,0 | 3000 | 4 | 6 | 50 | 0,93 | 240,38 | 0,38 | 0,34 | 150 |
| 5 | 3640,0 | 3025 | 4,79 | 5 | 50 | 1,20 | 147,60 | 0,32 | 0,48 | 150 |
| 7 | 1225,0 | 2500 | 6 | 5 | 50 | 0,49 | 107,24 | 0,38 | 1,09 | 150 |
| 8 | 2800,0 | 2500 | 6 | 5 | 50 | 1,12 | 107,24 | 0,38 | 1,09 | 150 |
| 9 | 2800,0 | 3000 | 6 | 6 | 50 | 0,93 | 107,24 | 0,38 | 0,76 | 150 |
| 10 | 3640,0 | 3025 | 6 | 5 | 50 | 1,20 | 94,27 | 0,32 | 0,75 | 150 |
| 11 | 4550,0 | 6050 | 4 | 10 | 50 | 0,75 | 211,15 | 0,32 | 0,08 | 150 |
| 13 | 2612,5 | 3500 | 6 | 5 | 75 | 0,75 | 251,03 | 0,41 | 0,56 | 150 |
| 14 | 3162,5 | 4000 | 6 | 5 | 75 | 0,79 | 230,41 | 0,36 | 0,43 | 150 |
| 15 | 2587,5 | 4000 | 6 | 5 | 75 | 0,65 | 230,41 | 0,36 | 0,43 | 150 |
| 1 | 700,0 | 2000 | 4 | 4 | 50 | 0,35 | 240,38 | 0,38 | 0,76 | 400 |
| 2 | 1225,0 | 2500 | 4 | 5 | 50 | 0,49 | 240,38 | 0,38 | 0,49 | 400 |
| 7 | 1225,0 | 2500 | 6 | 5 | 50 | 0,49 | 107,24 | 0,38 | 1,09 | 400 |
| 10 | 3640,0 | 3025 | 6 | 5 | 50 | 1,20 | 94,27 | 0,32 | 0,75 | 400 |
| 13 | 2612,5 | 3500 | 6 | 5 | 75 | 0,75 | 251,03 | 0,41 | 0,56 | 400 |
| 14 | 3162,5 | 4000 | 6 | 5 | 75 | 0,79 | 230,41 | 0,36 | 0,43 | 400 |
| 15 | 2587,5 | 4000 | 6 | 5 | 75 | 0,65 | 230,41 | 0,36 | 0,43 | 400 |
| 36 | 1732,5 | 2675 | 4 | 5 | 50 | 0,65 | 229,93 | 0,36 | 0,42 | 330 |
| 37 | 1750,0 | 2000 | 4 | 5 | 50 | 0,88 | 274,24 | 0,48 | 0,76 | 330 |

Tab. 4: Hauptdaten der Berechungsmodelle

| | Druckbelastung | | | Schubbelastung | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| $Nr.$ | $\overline{\lambda}_P$ | $\overline{\sigma}_u$ | $S = \frac{\overline{\sigma}_u}{\kappa_x}$ | $\overline{\lambda}_P$ | $\overline{\tau}_u$ | $\frac{\overline{\tau}_u}{\kappa_\tau}$ |
| 1 | $\leq 0,665$ | 1,000 | 1,000 | $\leq 0,500$ | 0,940 | 0,940 |
| 2 | $\leq 0,828$ | 0,906 | 1,021 | $\leq 0,628$ | 0,950 | 0,950 |
| 3 | 1,788 | 0,734 | 1,497 | 1,210 | 0,814 | 1,173 |
| 4 | 1,868 | 0,694 | 1,469 | 1,263 | 0,803 | 1,207 |
| 5 | 2,440 | 0,391 | 1,046 | 1,600 | 0,483 | 1,066 |
| 6 | 0,443 | 0,996 | 0,996 | | | |
| 7 | 0,848 | 1,000 | 1,145 | 0,504 | 0,965 | 0,965 |
| 8 | 1,759 | 0,692 | 1,391 | 1,074 | 0,940 | 1,202 |
| 9 | 1,854 | 0,866 | 1,821 | 1,118 | 0,857 | 1,140 |
| 10 | 2,387 | 0,358 | 0,941 | 1,467 | 0,623 | 1,156 |
| 11 | 3,183 | 0,210 | 0,718 | 2,217 | 0,257 | 1,089 |
| 12 | | | | 1,118 | 0,903 | 1,269 |
| 13 | 1,147 | 0,822 | 1,167 | 0,789 | 0,943 | 0,943 |
| 14 | 1,390 | 0,683 | 1,128 | 0,987 | 0,932 | 0,932 |
| 15 | 1,170 | 0,687 | 0,989 | 1,016 | 0,945 | 1,143 |
| 1 | $\leq 0,531$ | 1,000 | 1,000 | $\leq 0,403$ | 0,955 | 0,955 |
| 2 | | | | $\leq 0,502$ | 0,951 | 0,951 |
| 3 | 1,428 | 0,909 | 1,534 | 0,940 | 0,964 | 1,079 |
| 4 | 1,493 | 0,748 | 1,309 | 0,991 | 0,954 | 1,125 |
| 5 | 1,949 | 0,524 | 1,151 | 1,269 | 0,749 | 1,131 |
| 7 | 0,677 | 1,000 | 1,003 | 0,403 | 0,973 | 0,973 |
| 8 | 1,406 | 0,764 | 1,275 | 0,858 | 0,992 | 1,013 |
| 9 | | | | 0,893 | 0,979 | 1,035 |
| 10 | 1,910 | 0,538 | 1,161 | 1,172 | 0,889 | 1,240 |
| 11 | 2,554 | 0,334 | 0,933 | 1,771 | 0,560 | 1,514 |
| 13 | 0,917 | 0,899 | 1,085 | | | |
| 14 | 1,110 | 0,902 | 1,248 | | | |
| 15 | 0,932 | 0,900 | 1,098 | | | |
| 1 | 0,867 | 0,871 | 1,012 | | | |
| 2 | 1,079 | 0,848 | 1,149 | | | |
| 7 | 1,106 | 1,000 | 1,219 | | | |
| 10 | 3,110 | 0,509 | 1,703 | 1,941 | 0,493 | 1,601 |
| 13 | 1,497 | 0,645 | 1,132 | 1,035 | 0,879 | 1,083 |
| 14 | 1,814 | 0,486 | 1,003 | 1,287 | 0,709 | 1,086 |
| 15 | 1,522 | 0,614 | 1,092 | | | |
| 36 | 1,180 | 0,680 | 0,986 | 0,773 | 0,937 | 0,937 |
| 37 | 1,345 | 0,885 | 1,423 | 0,863 | 0,890 | 0,914 |

Tab. 5: Ergebnisse der Berechnungen für beide Belastungskomponenten

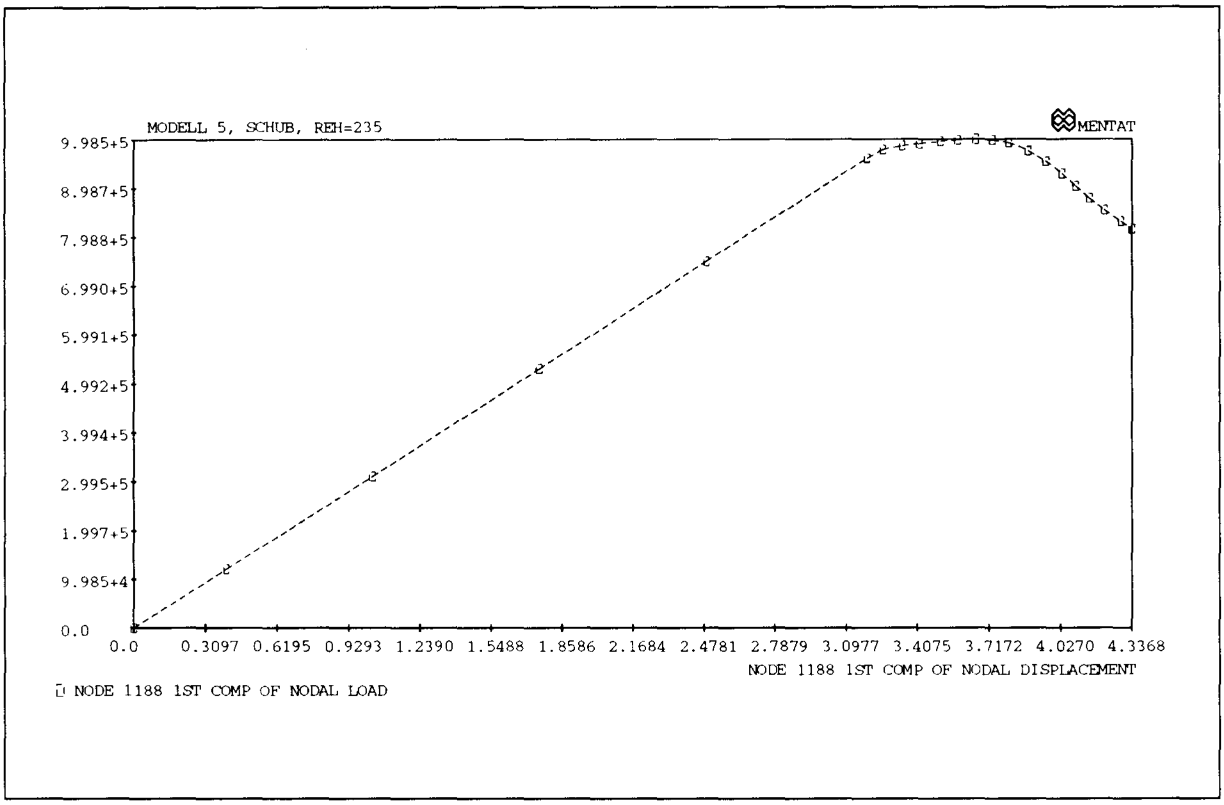



Abb. 84: Kraftverformungsverlauf einer Berechnung unter Schubbelastung

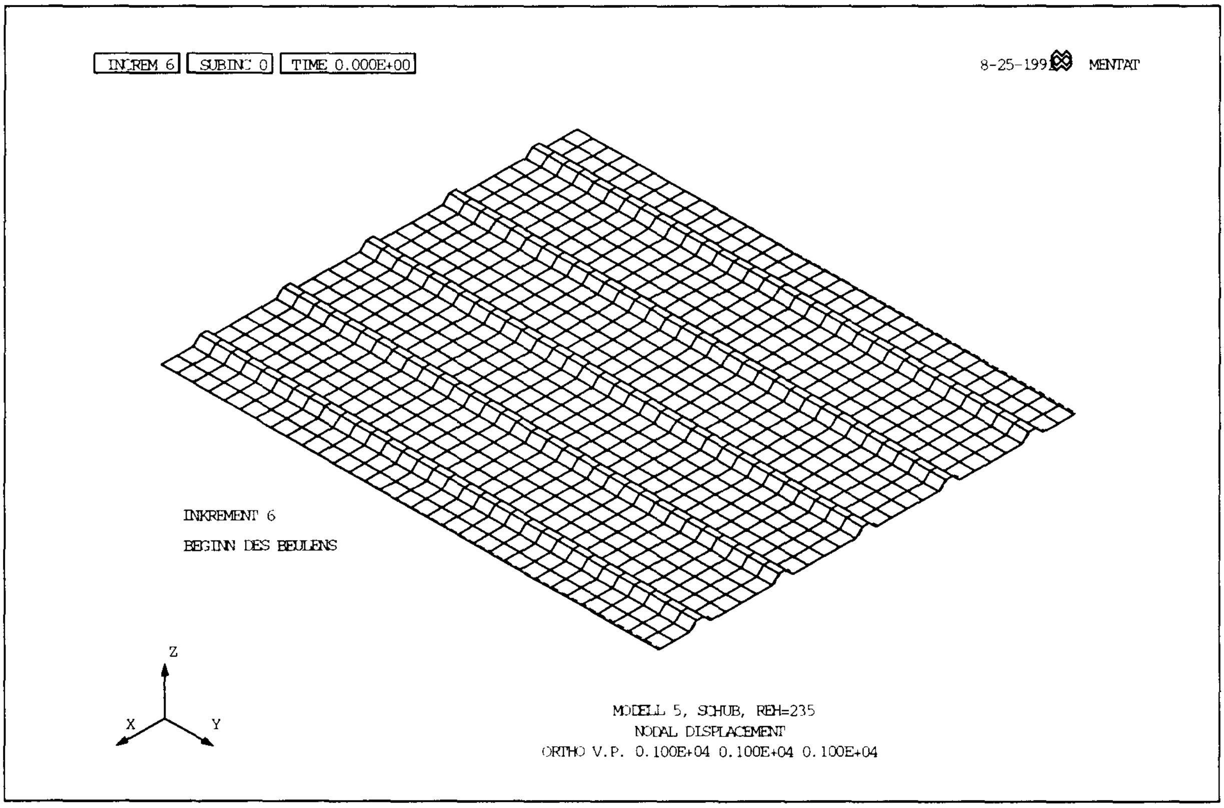



Abb. 85: Beginn des Beulens

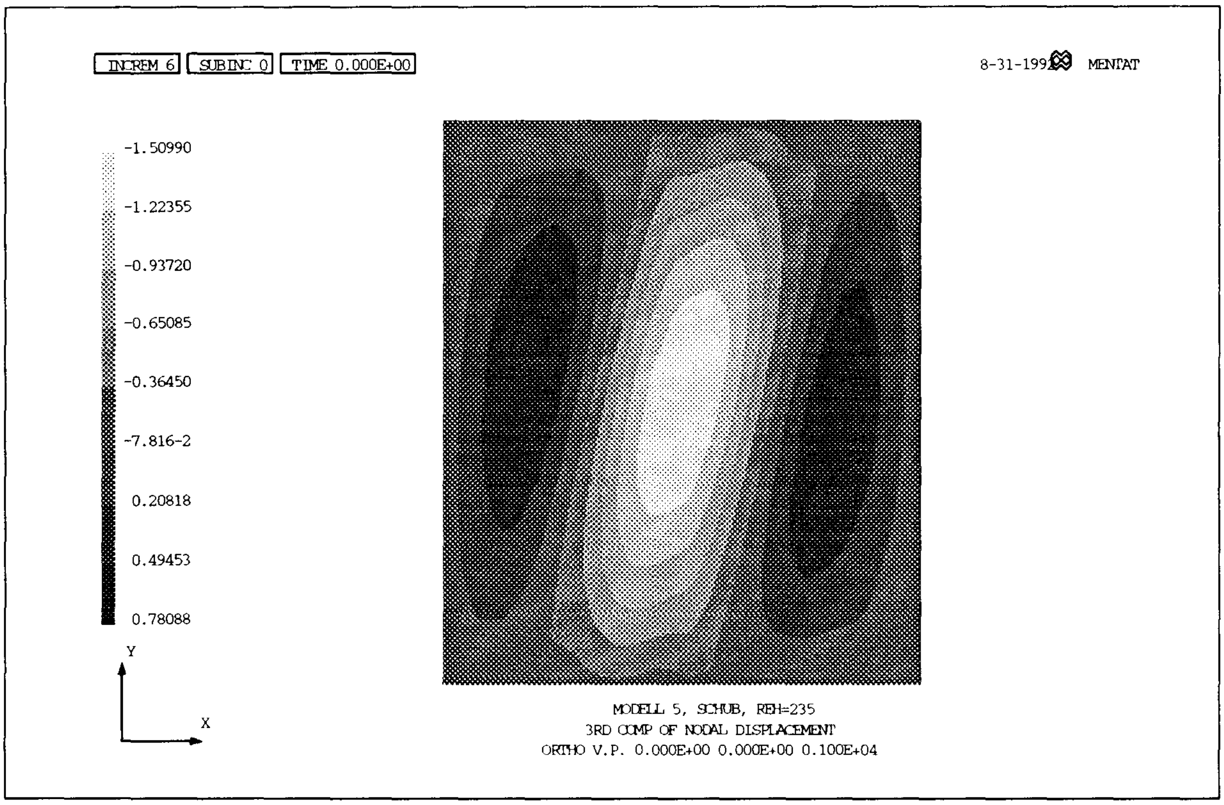



Abb. 86: Beginn des Beulens, Darstellung der Beulfläche als Isolinien

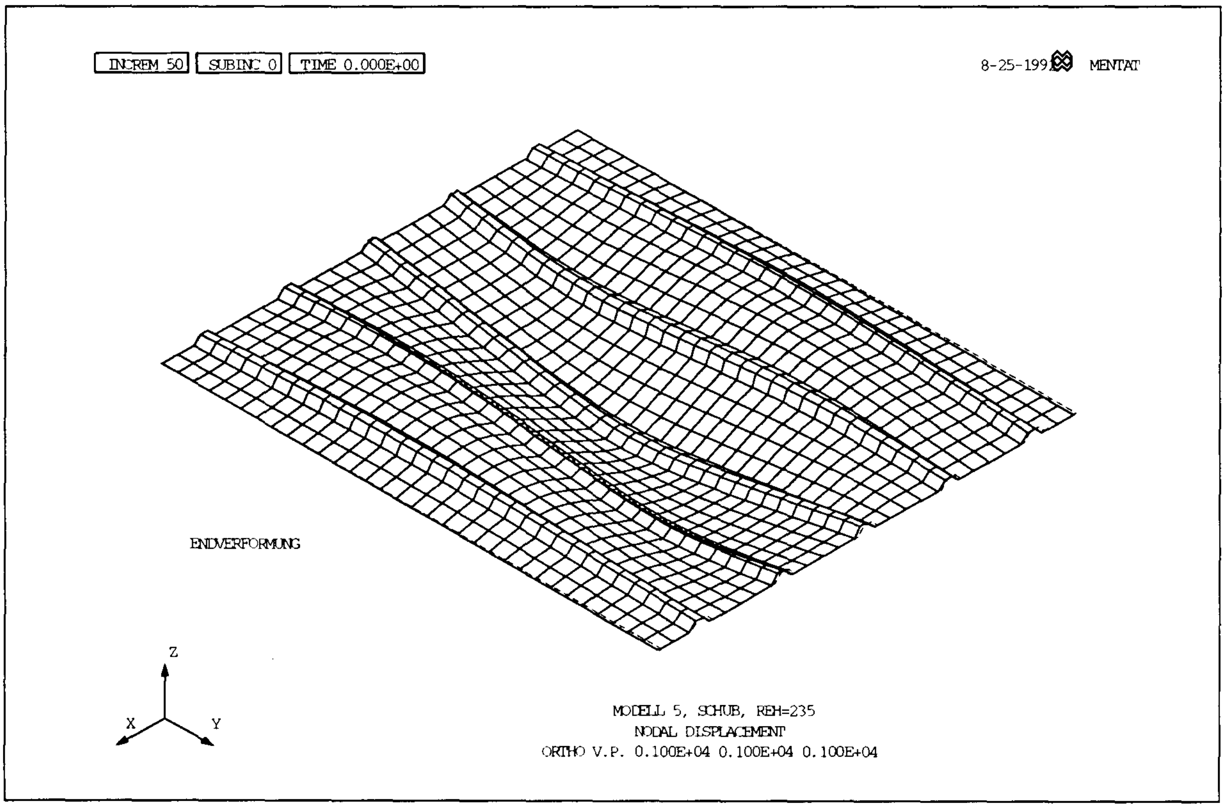



Abb. 87: Endverformung nach Schubbelastung

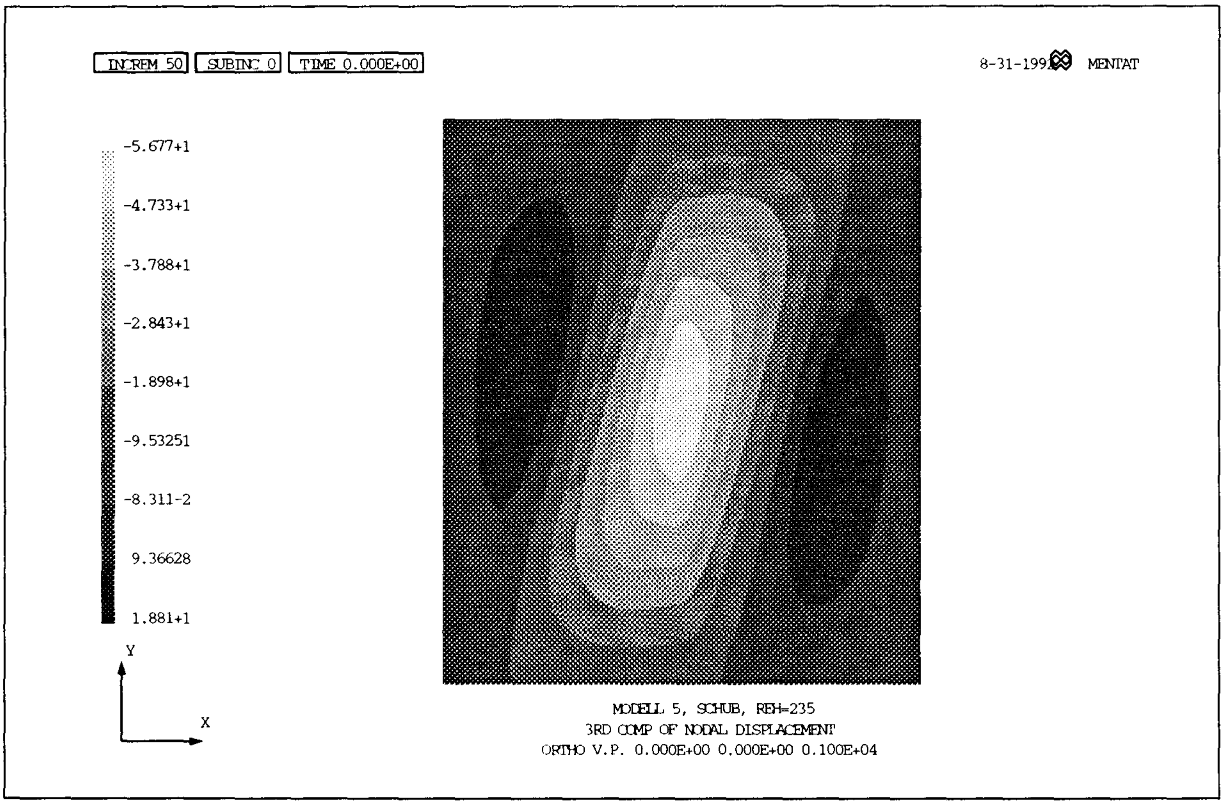



Abb. 88: Endverformung, Darstellung der Beulfläche als Isolinien

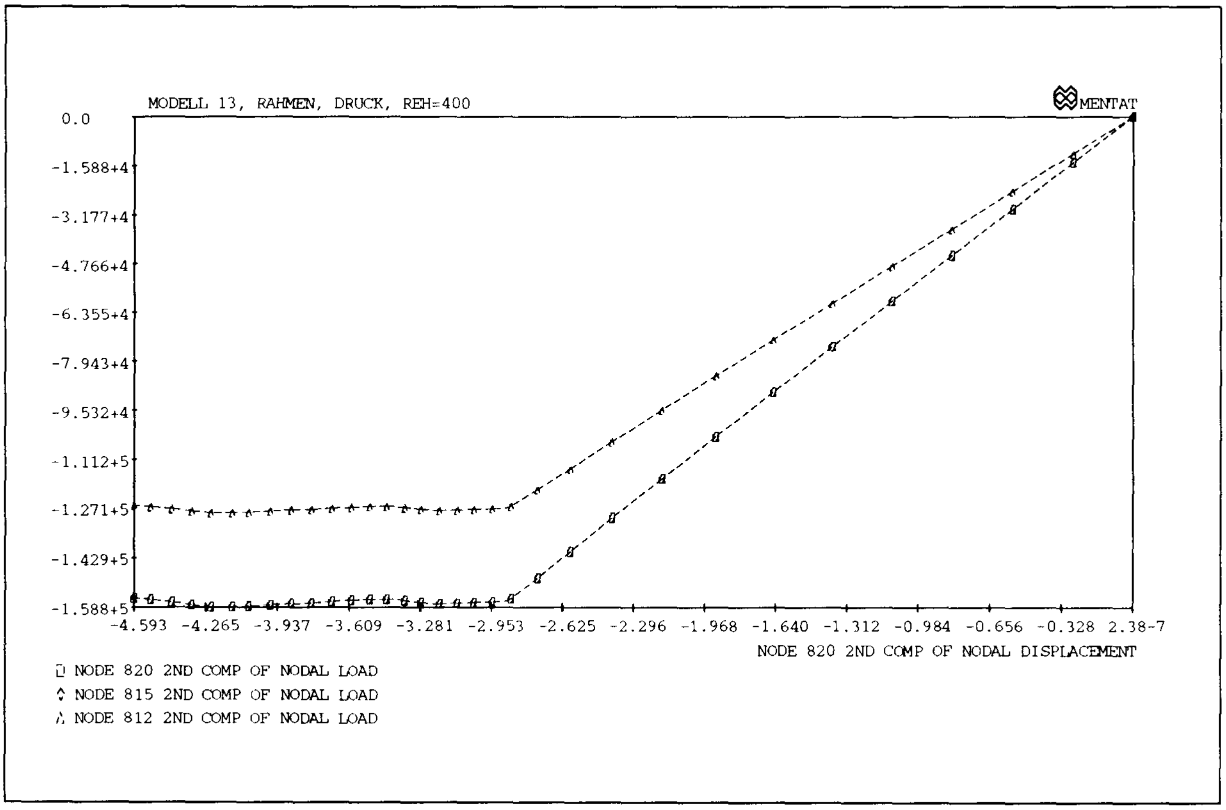



Abb. 89: Kraftverformungsverlauf einer Berechnung unter Druckbelastung

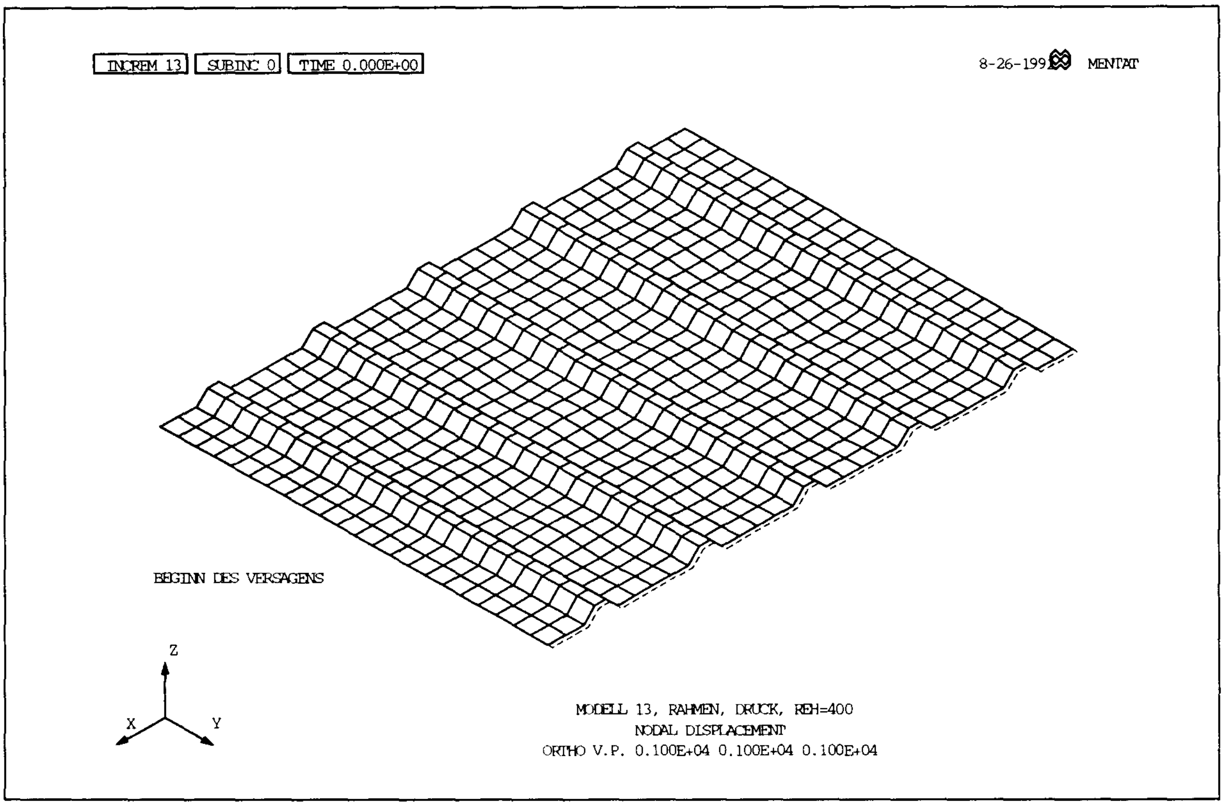



Abb. 90: Beginn des Versagens

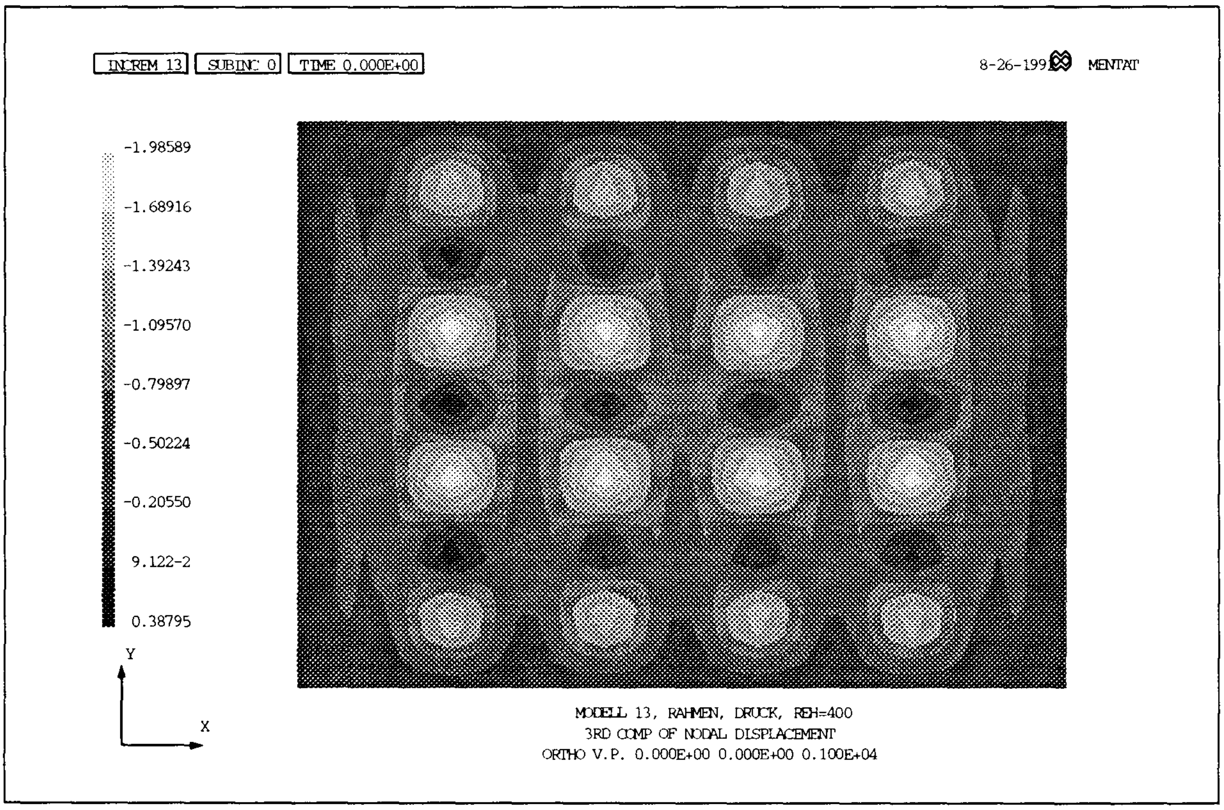



Abb. 91: Beginn des Versagens, Darstellung der Beulfläche als Isolinien

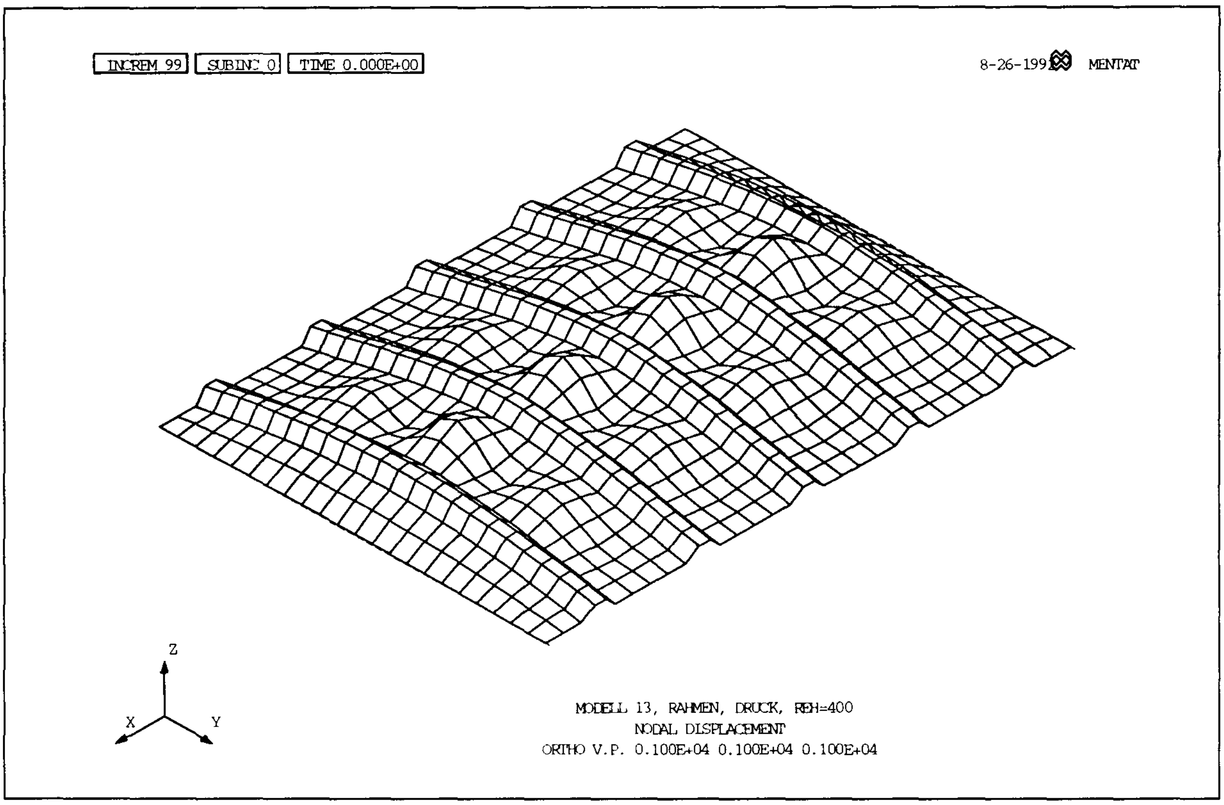



Abb. 92: Endverformung nach Druckbelastung

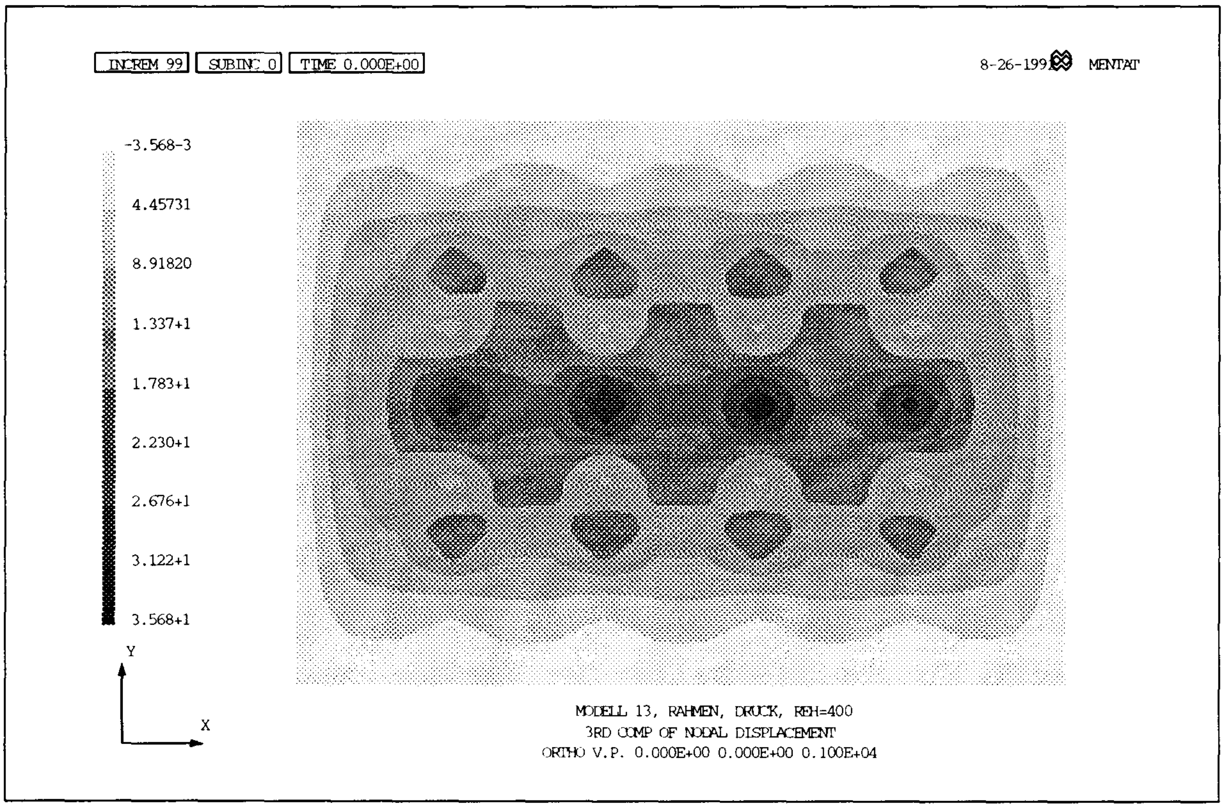



Abb. 93: Endverformung, Darstellung der Beulfläche als Isolinien

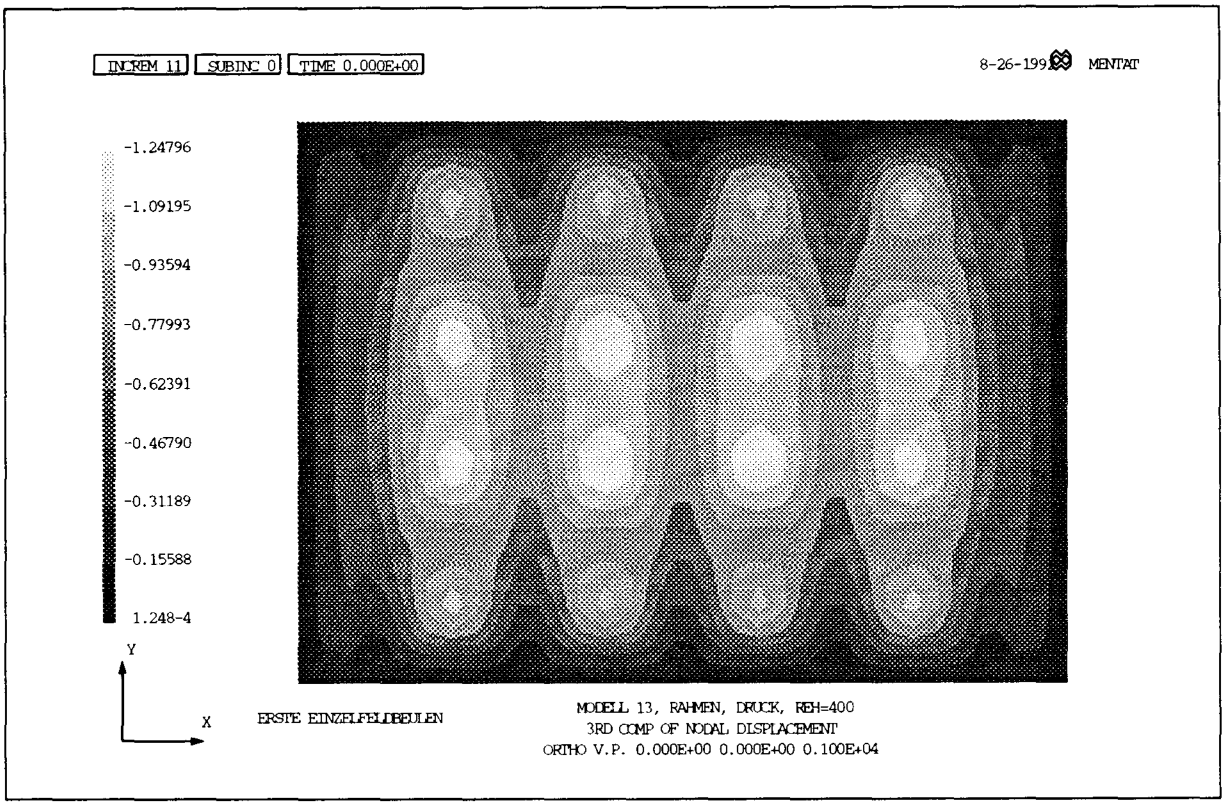



Abb. 94: Erste Einzelfeldbeulen vor dem Gesamtfeldversagen, Darstellung als Isolinien

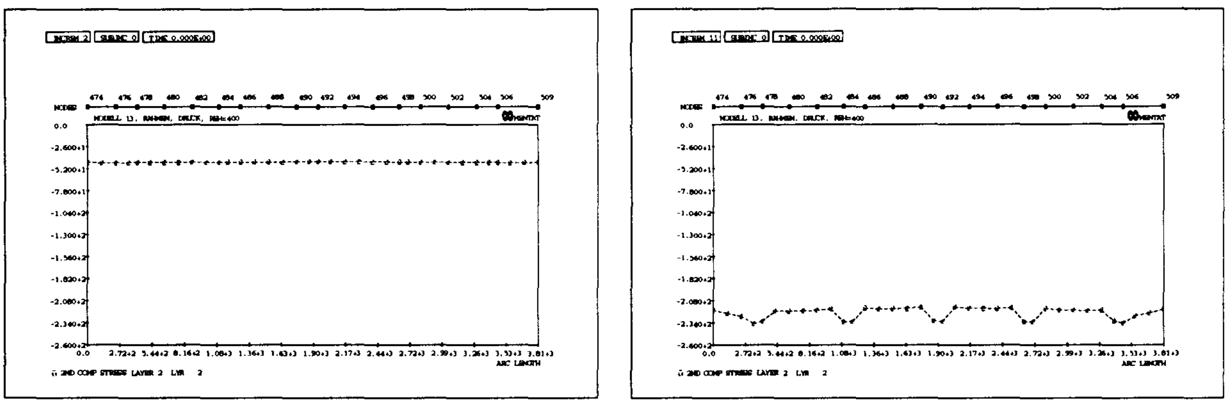


Abb. 95: Normalspannungen für zwei Belastungen, li. im linearen Bereich, re. nach Auftreten der ersten Einzelfeldbeulen

| $\sigma$ | $\tau_u$ | $\overline{\sigma}_u$ | $\overline{\tau}_u$ | $S$ |
|---|---|---|---|---|
| 0,00 | 128,34 | | 0,945 | 1,178 |
| 50,00 | 118,46 | 0,213 | 0,873 | 1,302 |
| 100,00 | 95,42 | 0,426 | 0,703 | 1,367 |
| 125,00 | 63,79 | 0,532 | 0,470 | 1,222 |
| 150,00 | 26,60 | 0,638 | 0,196 | 1,074 |
| 160,00 | 10,88 | 0,681 | 0,080 | 1,034 |
| 161,53 | 0,00 | 0,687 | | 0,984 |

In dieser Berechnung verwendete Größen:

| | | |
|---|---|---|
| Schlankheitsgrade | Schub | $\overline{\lambda}_P = 1,016$ |
| | Druck | $\overline{\lambda}_P = 1,170$ |
| Abminderungsfaktoren nach DIN 18800 | | $\kappa_\tau = 0,827$ |
| | | $\kappa_x = 0,694$ |
| Grenzspannungen der Einzelbelastungen ohne Sicherheit | | $\tau_{Grenz} = 112,21 \frac{N}{mm^2}$ |
| | | $\sigma_{x_{Grenz}} = 163,09 \frac{N}{mm^2}$ |

Berechnung des Sicherheitsfaktors $S$ nach DIN 18800 T3 (504):

$$\left(\frac{|\sigma_x|}{\sigma_{x_{Grenz}}}\right)^{e_1} + \left(\frac{\tau}{\tau_{Grenz}}\right)^{e_3} = S$$

hier mit: $e_1 = 1 + \kappa_x^4 = 1,232$

$e_3 = 1 + \kappa_x \cdot \kappa_\tau^6 = 1,222$

Tab. 6: Ergebnisse der Berechnungen unter kombinierter Belastung für Modell 15

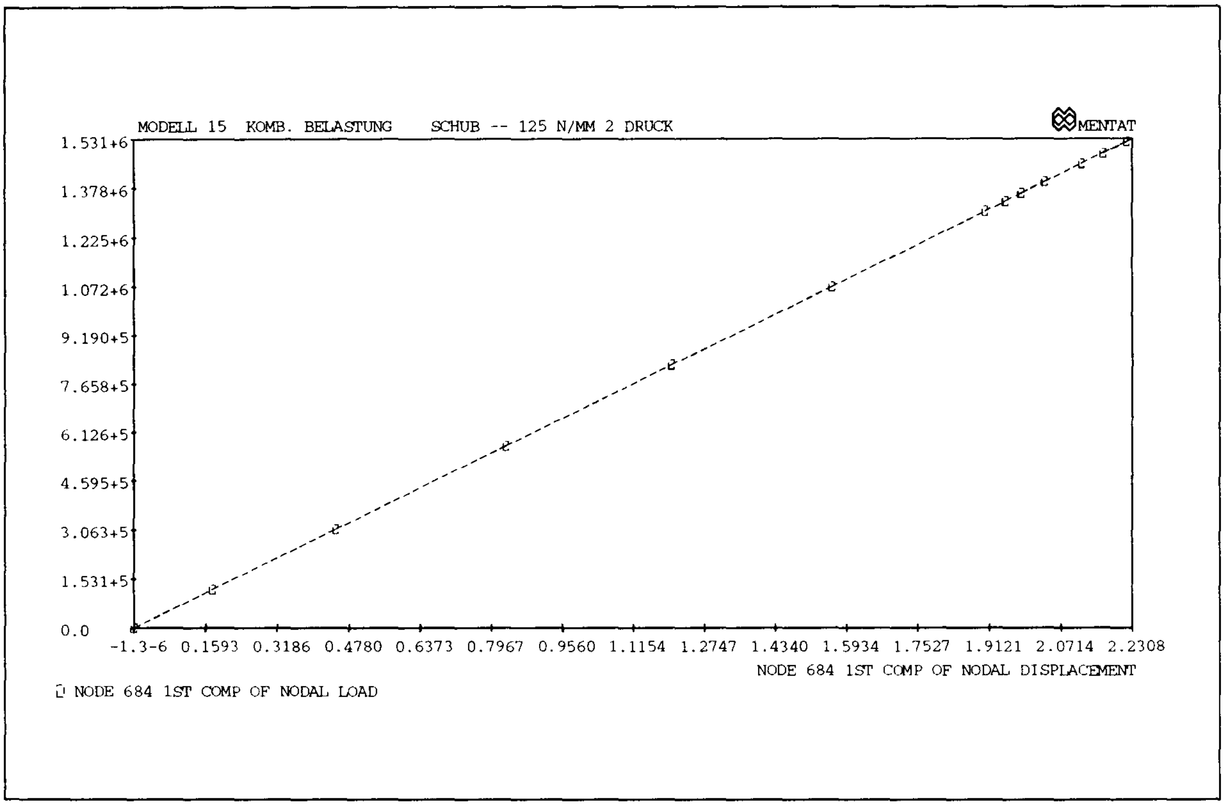



Abb. 96: Kraftverformungsverlauf einer Berechnung unter komb. Belastung

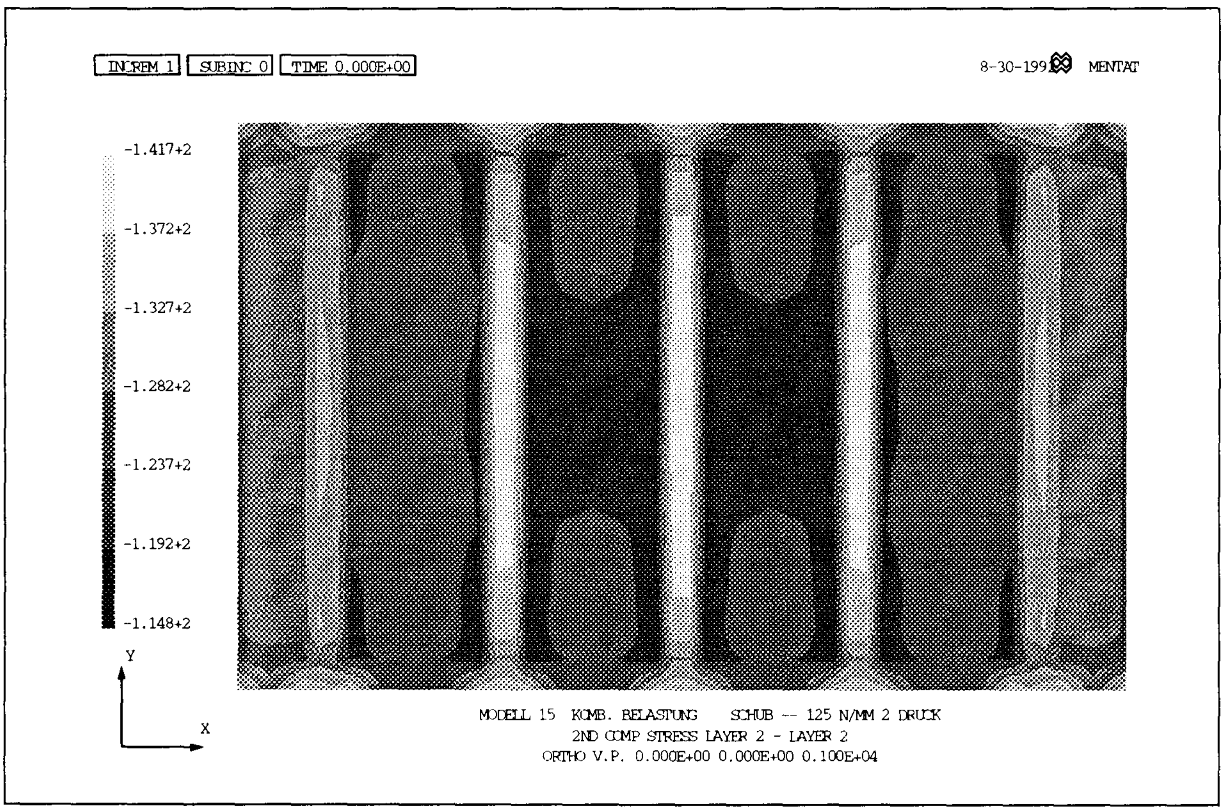



Abb. 97: Druckspannungen vor Beginn der Schubbelastung

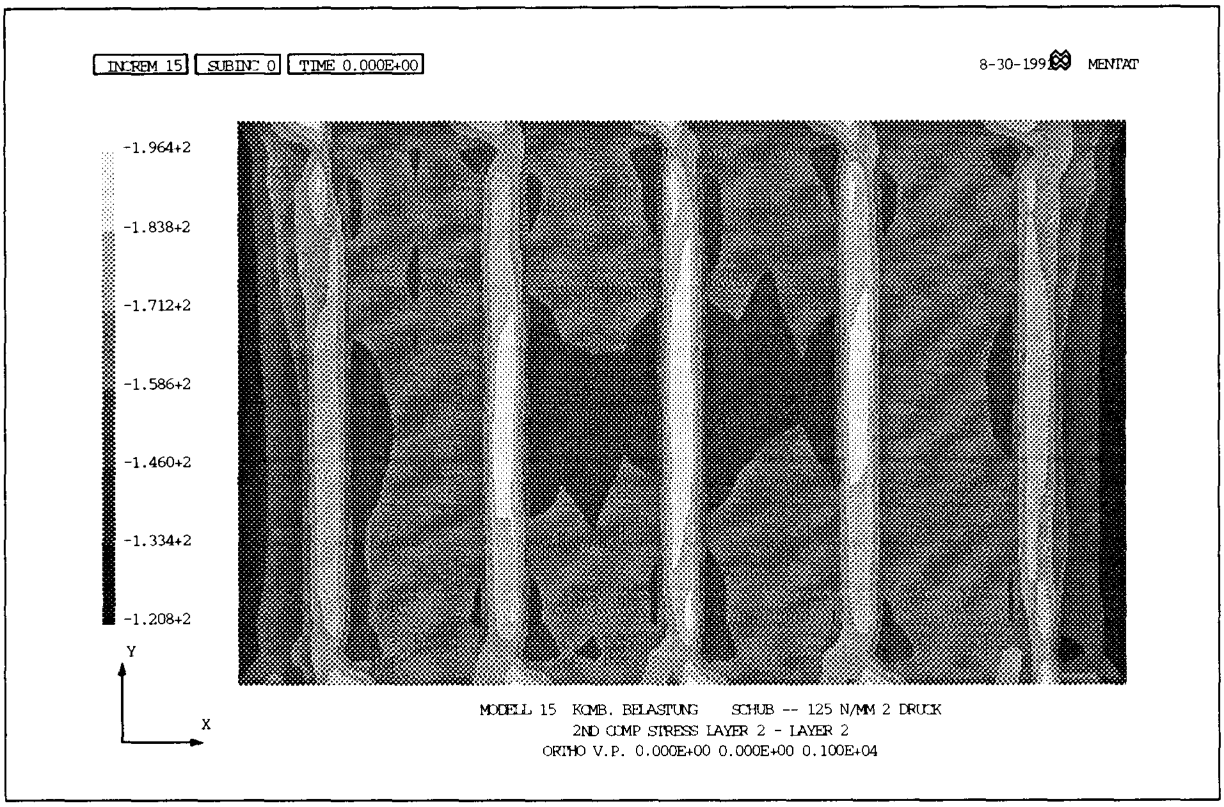



Abb. 98: Druckspannungen im Versagenspunkt

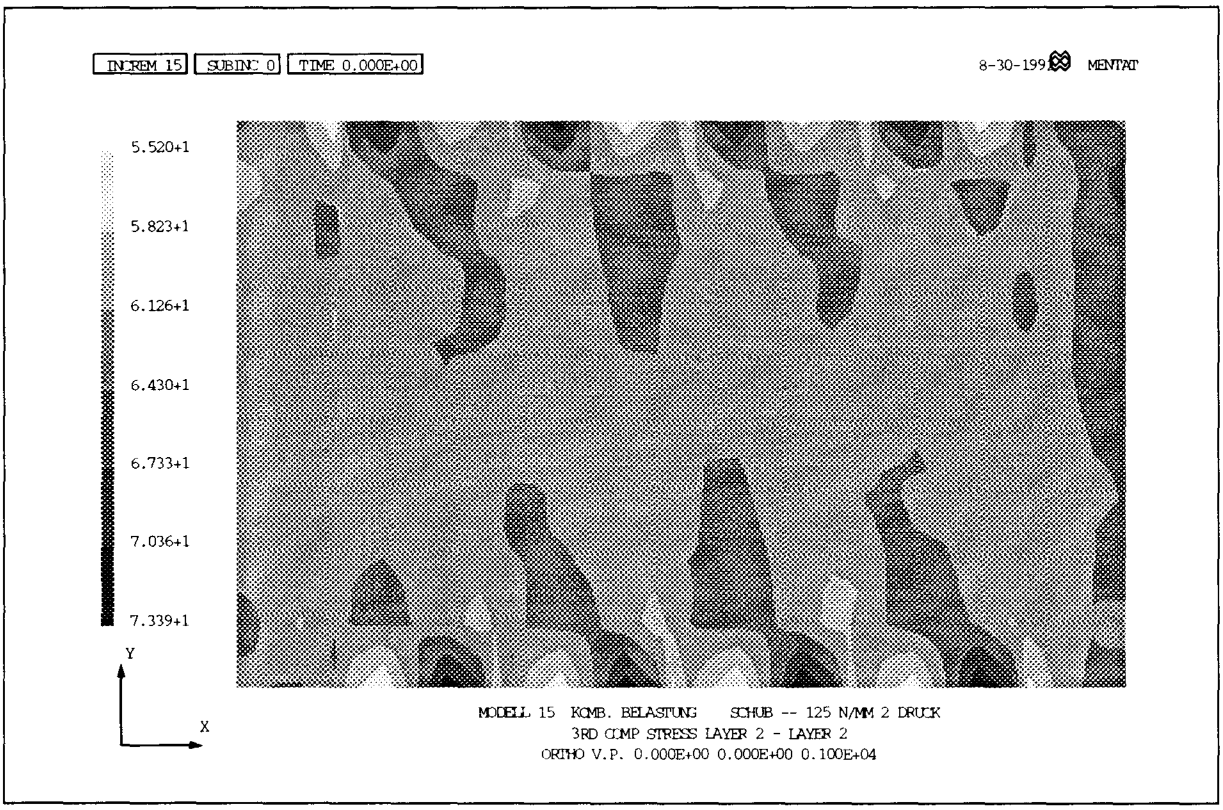



Abb. 99: Schubspannungen im Versagenspunkt

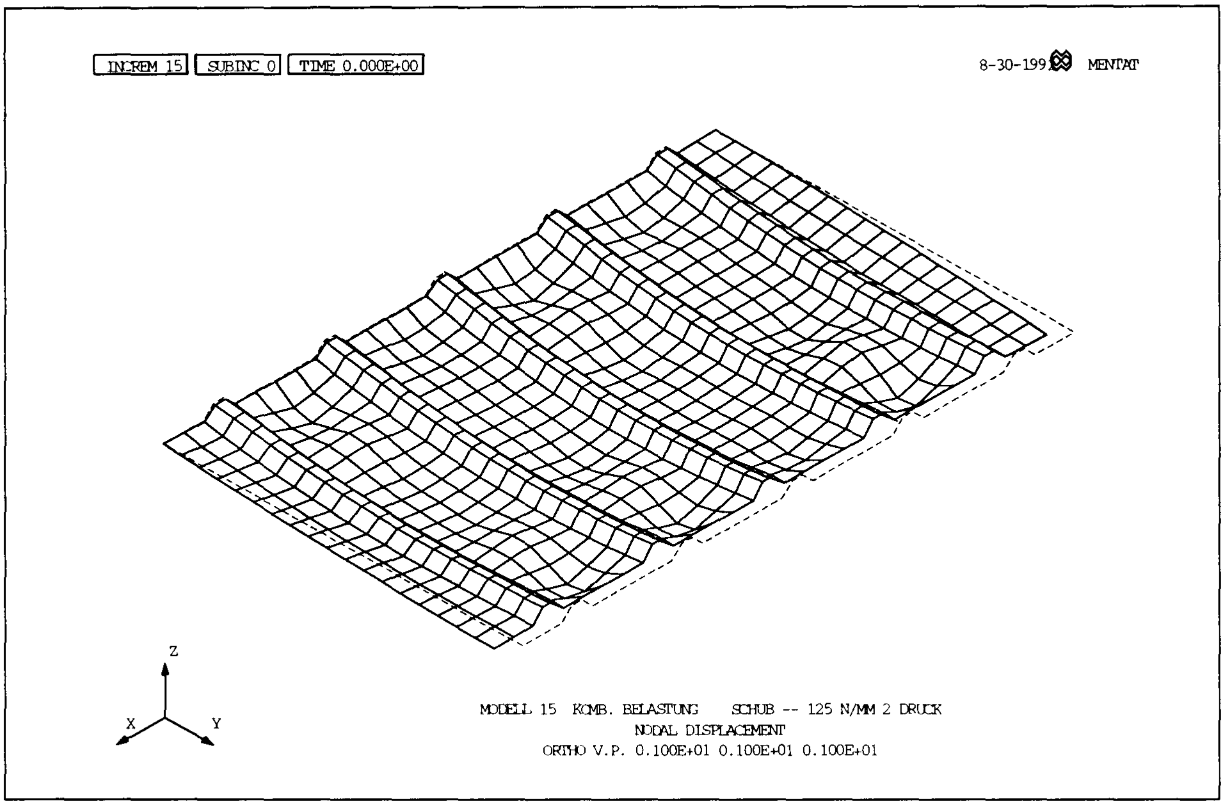



Abb. 100: Endverformung nach komb. Belastung

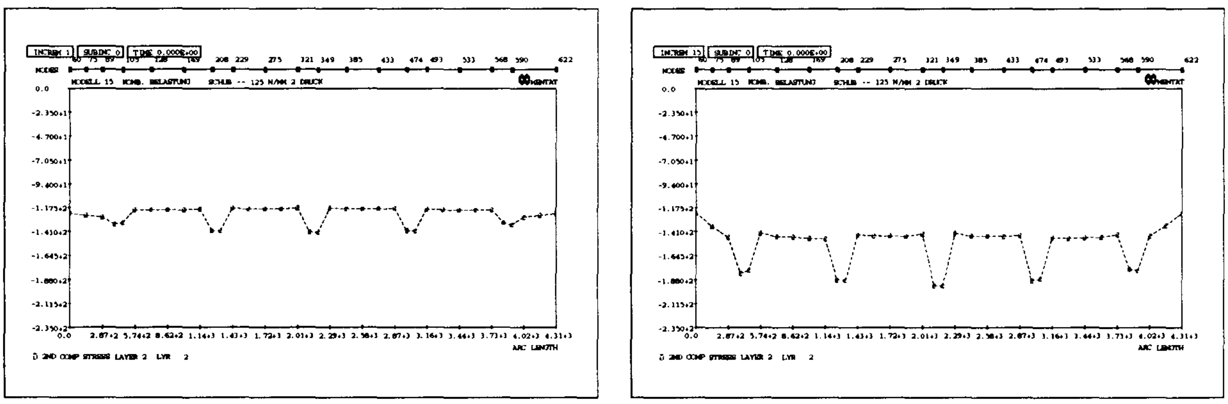


Abb. 101: Normalspannungen für zwei Belastungen, li. vor der Schubbelastung, re. im Versagenspunkt (Schnitt auf halber Modellhöhe)

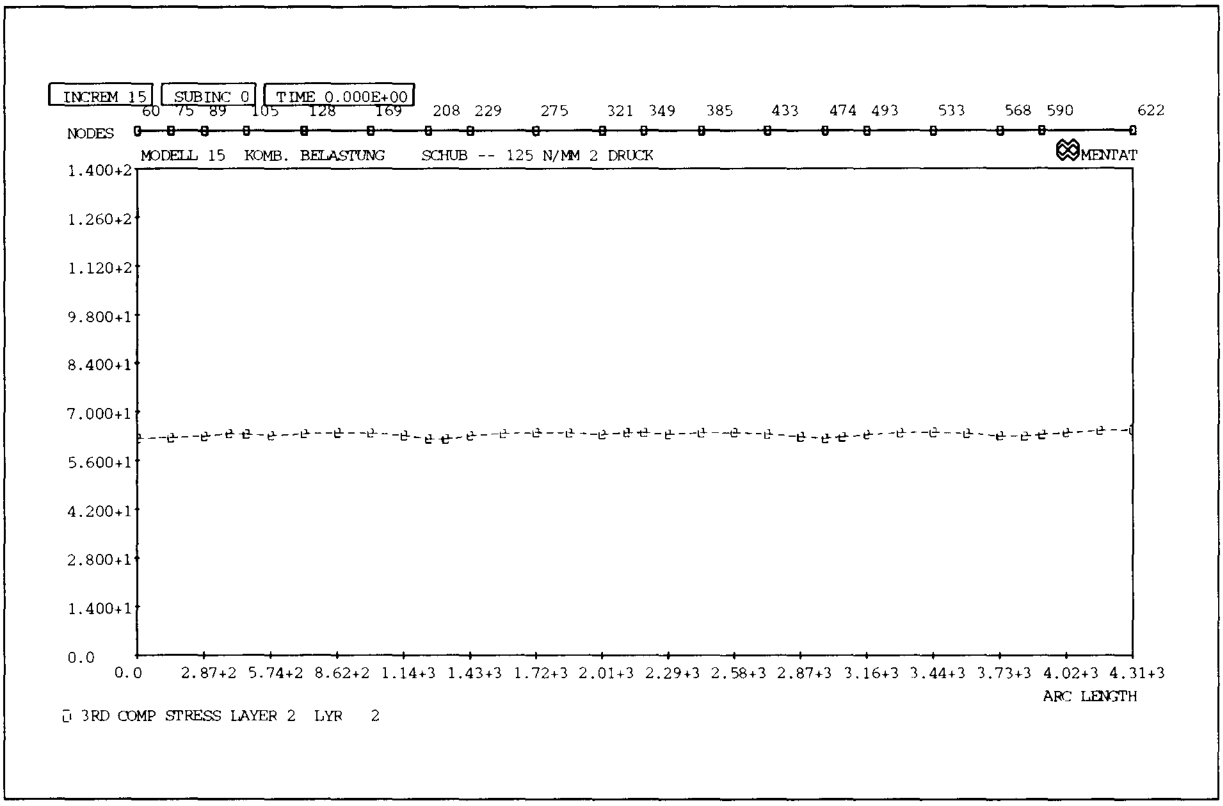



Abb. 102: Schubspannungen im Versagenspunkt

# E Abbildungen und Tabellen zur Wand-Deck-Verbindung

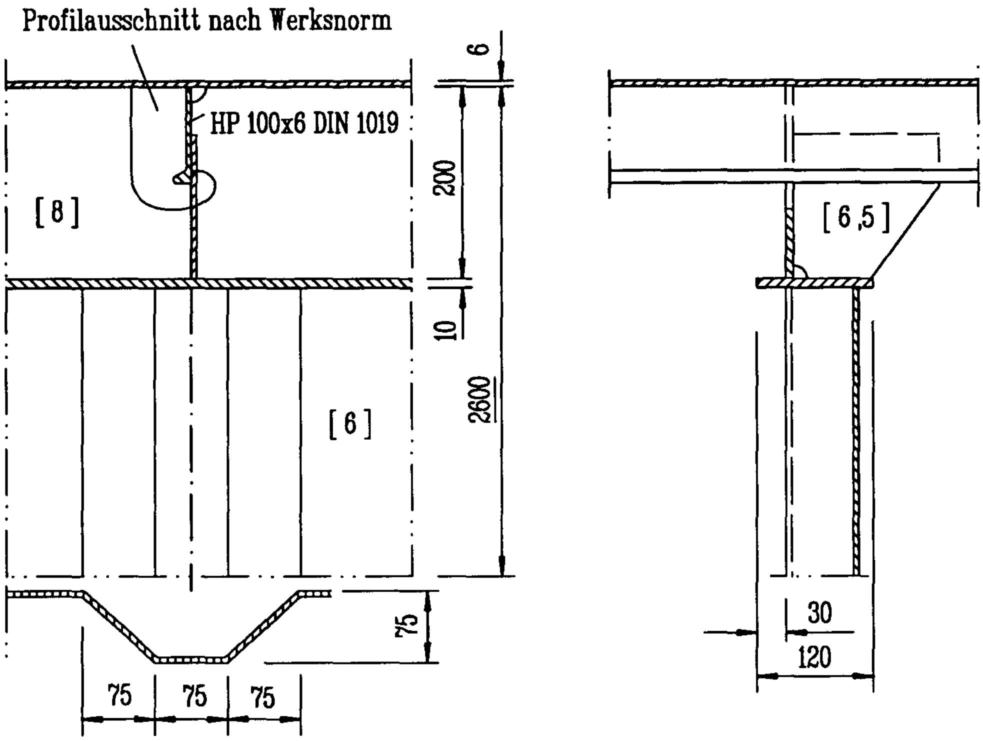



Abb. 103: Abmessungen des Berechnungsmodells der konventionellen Konstruktion

| Lastfall | Im Modell exist. max. $\overline{\sigma}_V$ | $\overline{\sigma}_V$ an versch. Orten | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | Anschluß | Fußpunkt | Deck $-Y$ | Deck $+Y$ |
| Deckslast | 0,2039 | 1,0000 | 0,0230 | 0,4936 | 0,4271 |
| Tanklast $-Y$ | 1,0000 | 1,0000 | 0,2564 | 0,0342 | 0,2506 |
| Tanklast $+Y$ | 0,8667 | 1,0000 | 0,2836 | 0,3242 | 0,0425 |
| Decks- u. Tanklast $-Y$ | 0,9210 | 1,0000 | 0,2737 | 0,1464 | 0,1774 |
| Decks- u. Tanklast $+Y$ | 0,9456 | 1,0000 | 0,2646 | 0,1907 | 0,1311 |

Tab. 7: Auf den jeweiligen Maximalwert ($\overline{\sigma}_V = 1$) bezogene Vergleichsspannungen im FE-Modell der konventionellen Konstruktion

| Lastfall | Im Modell exist. max. $\overline{u}$ | $\overline{u}$ an versch. Orten | | |
|---|---|---|---|---|
| | | 1/2 Wandhöhe | Deck $-Y$ | Deck $+Y$ |
| Deckslast | 0,4058 | 0,0018 | 1,0000 | 0,8528 |
| Tanklast $-Y$ | 1,0000 | 0,5658 | 0,1516 | 1,0000 |
| Tanklast $+Y$ | 1,1462 | 0,4943 | 1,0000 | 0,1329 |
| Decks- u. Tanklast $-Y$ | 0,6546 | 0,8654 | 0,8502 | 1,0000 |
| Decks- u. Tanklast $+Y$ | 0,7404 | 0,7652 | 1,0000 | 0,6721 |

Tab. 8: Auf den jeweiligen Maximalwert ($\overline{u} = 1$) bezogene Verschiebungen im FE-Modell der konventionellen Konstruktion

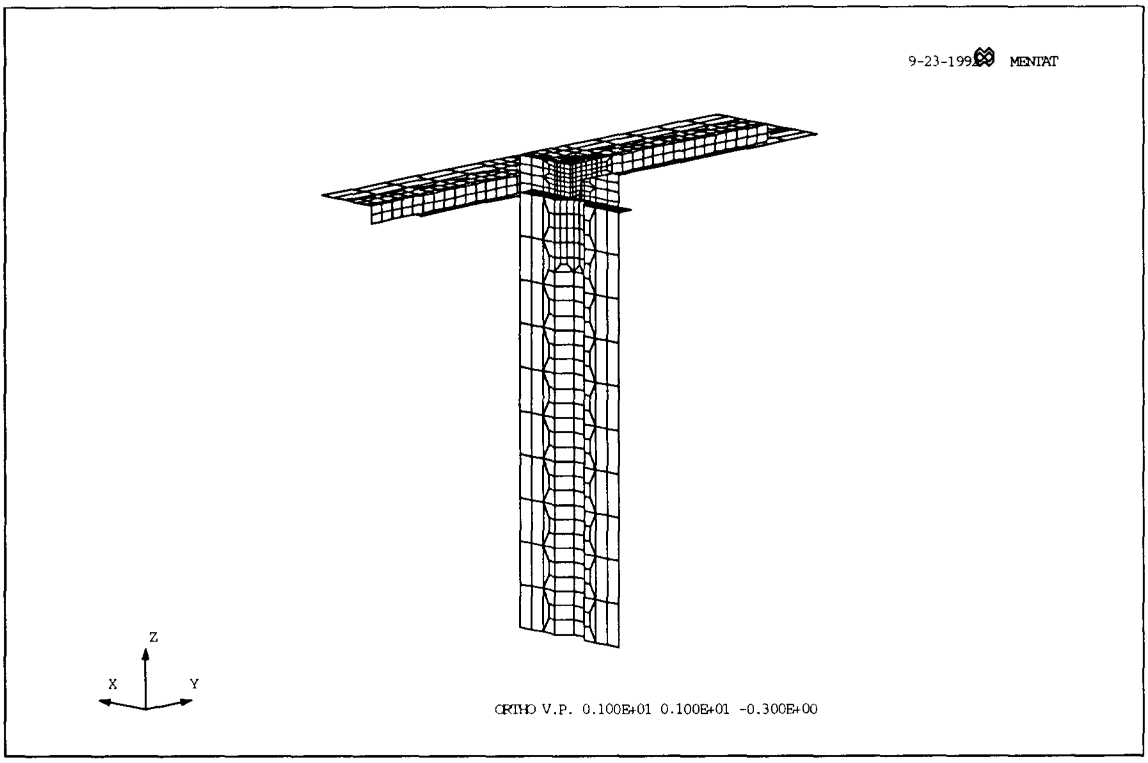



Abb. 104: Gesamtansicht des Modells der konventionellen Konstruktion

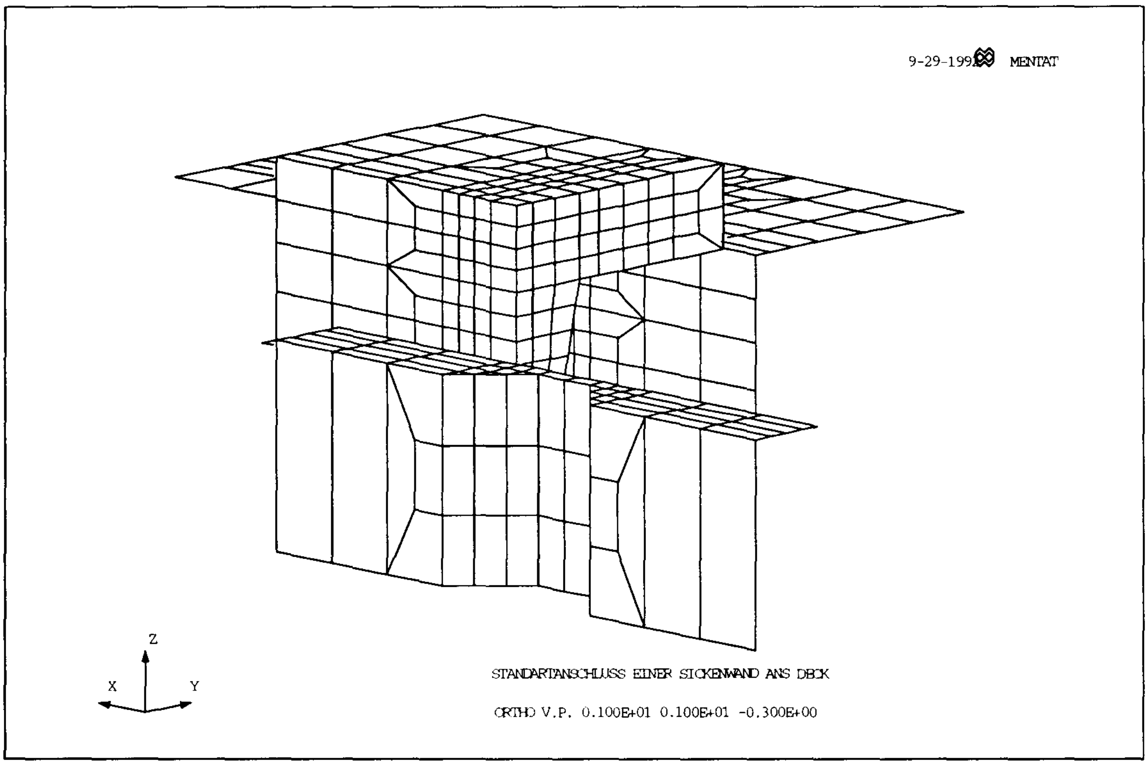



Abb. 105: Teilansicht des Modells der konventionellen Konstruktion im Bereich des Anschlusses des Profils an den Unterzug

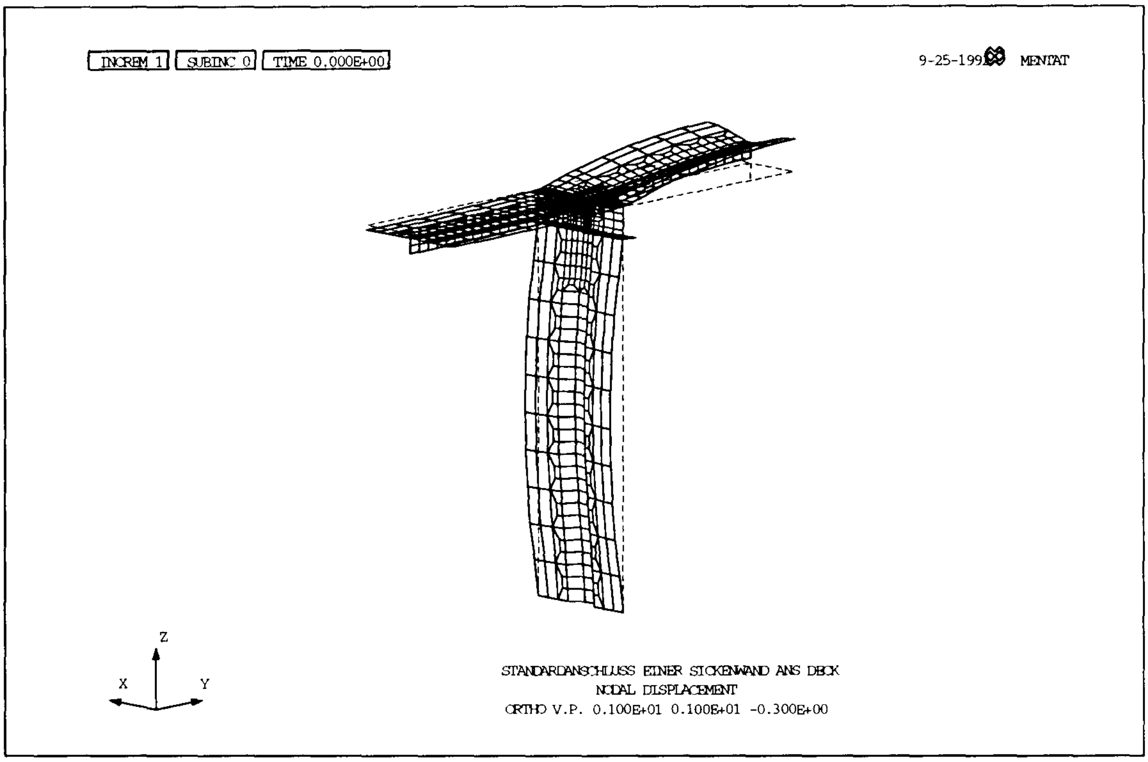



Abb. 106: Verformung der konventionellen Konstruktion unter *Tanklast* $-Y$

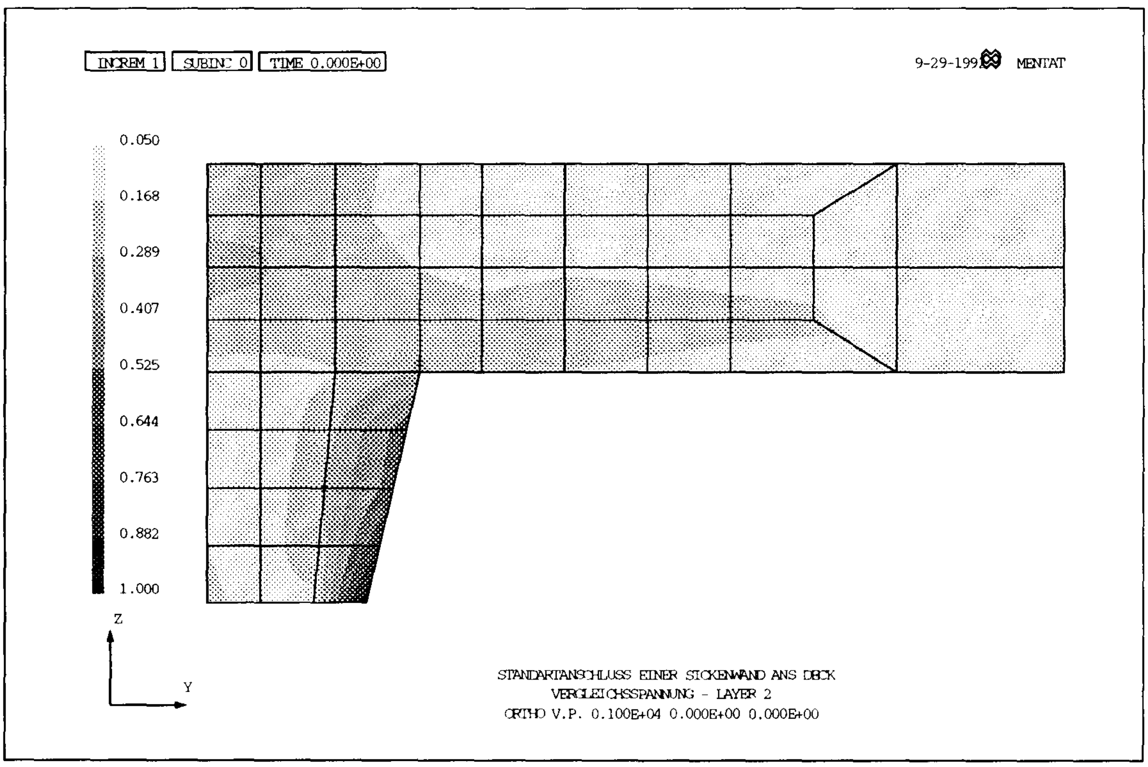



Abb. 107: Bez. Vergleichsspannung im Knieblech

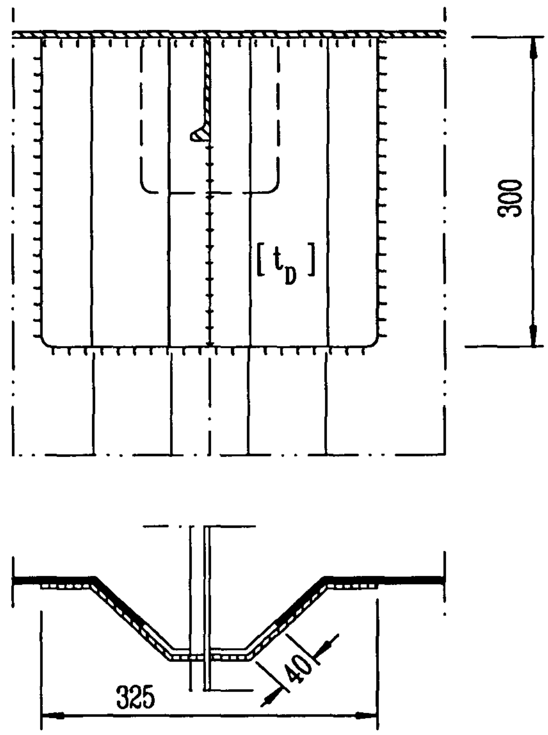



Abb. 108: Abmessungen der Berechnungsmodelle der Profildurchführung durch die Sicken

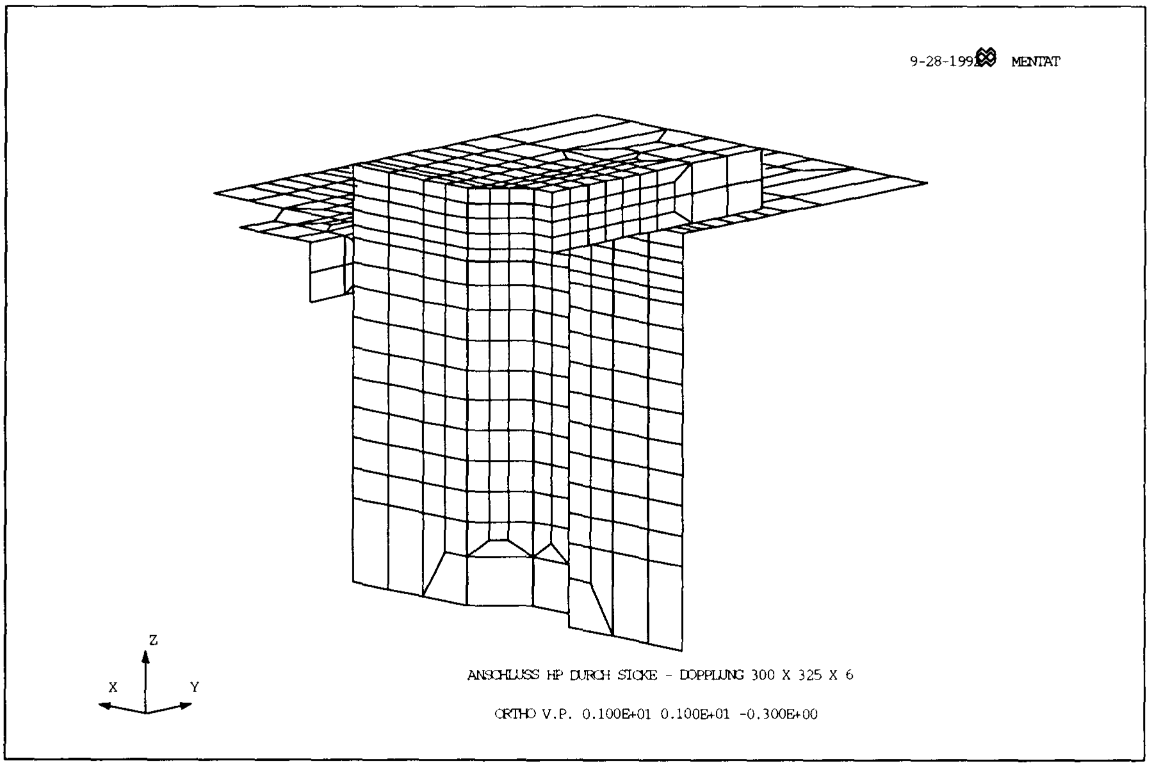



Abb. 109: Teilansicht des Modells der Profildurchführung durch die Sicke im Bereich des Anschlusses des Profils

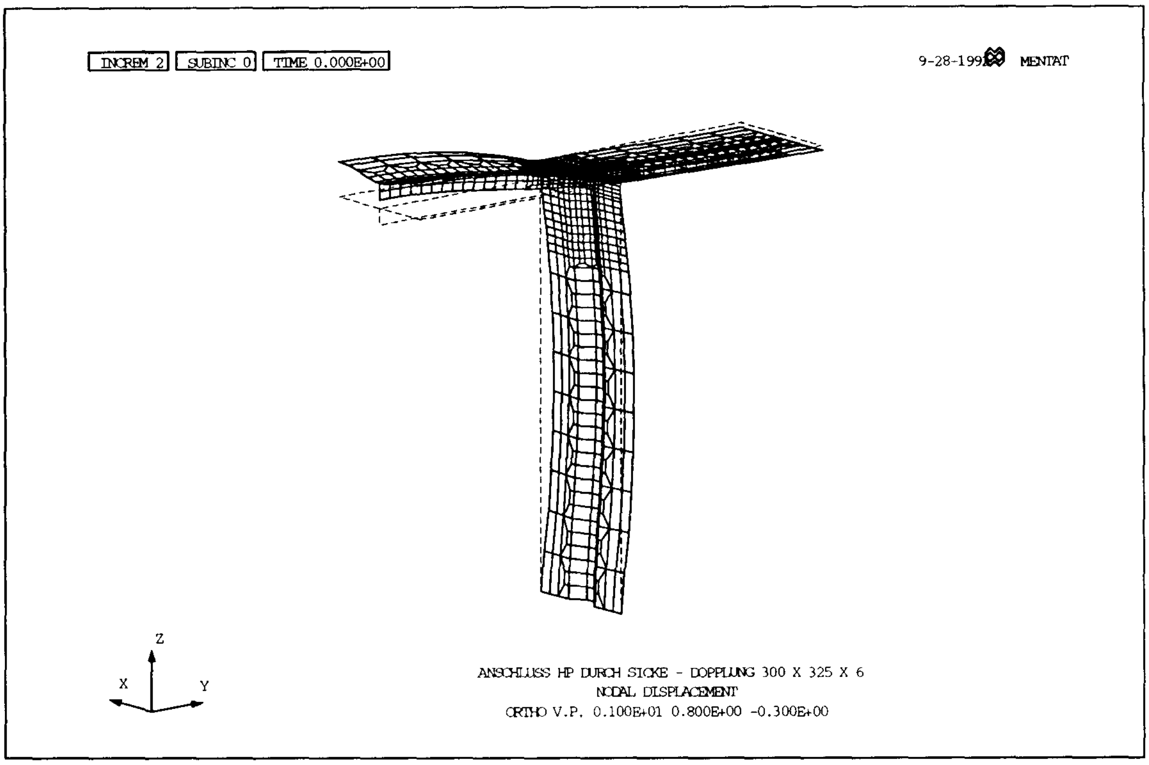



Abb. 110: Verformung der Profildurchführung durch die Sicke unter *Tanklast* $+Y$

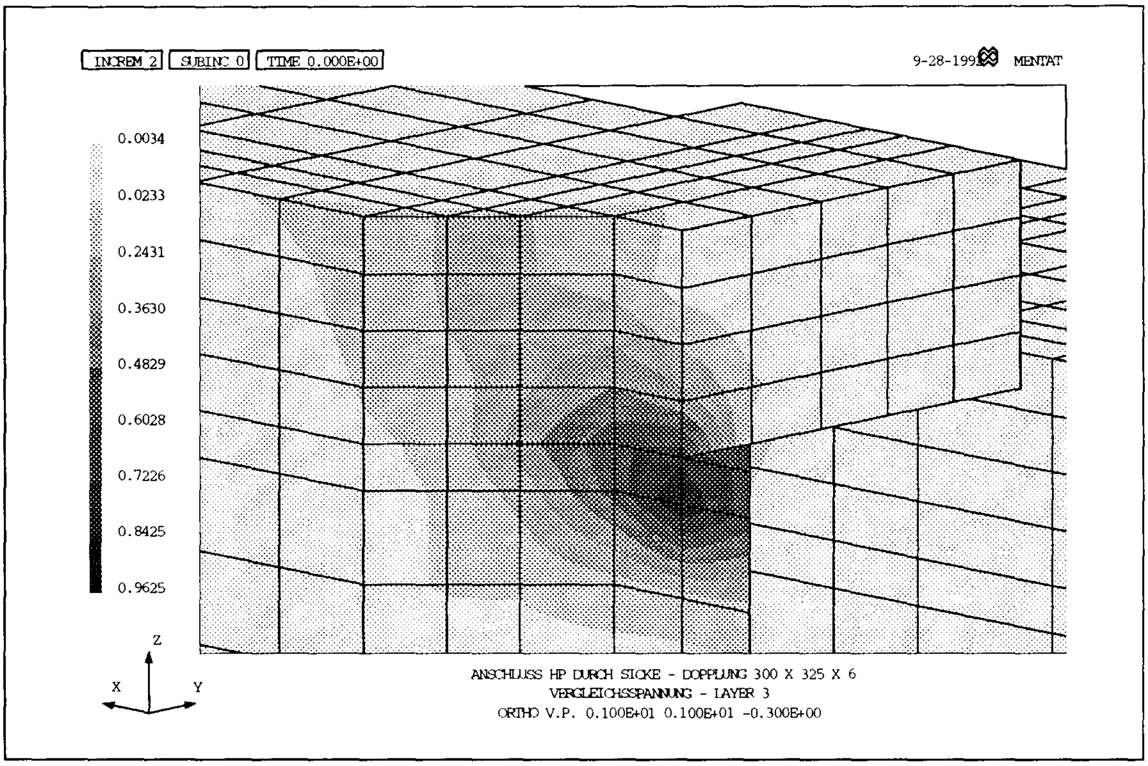



Abb. 111: Bez. Vergleichsspannung in der Sicke im Bereich des Anschlusses (Biegespannung in der Oberfläche des Blechs bez. auf max. Spannung im Anschluß des Standardfalls)

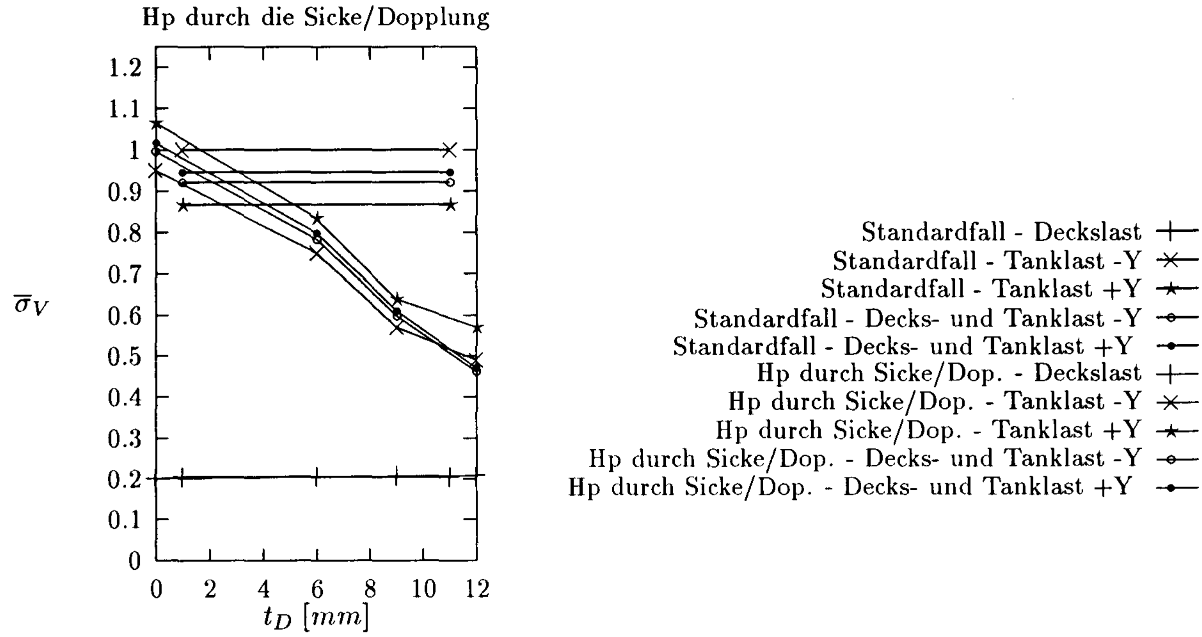



Abb. 112: Im Modell existierende maximale bez. Vergleichsspannung für alle Lastfälle (Bezug: Max. Spannung im Anschluß des Standardfalles)

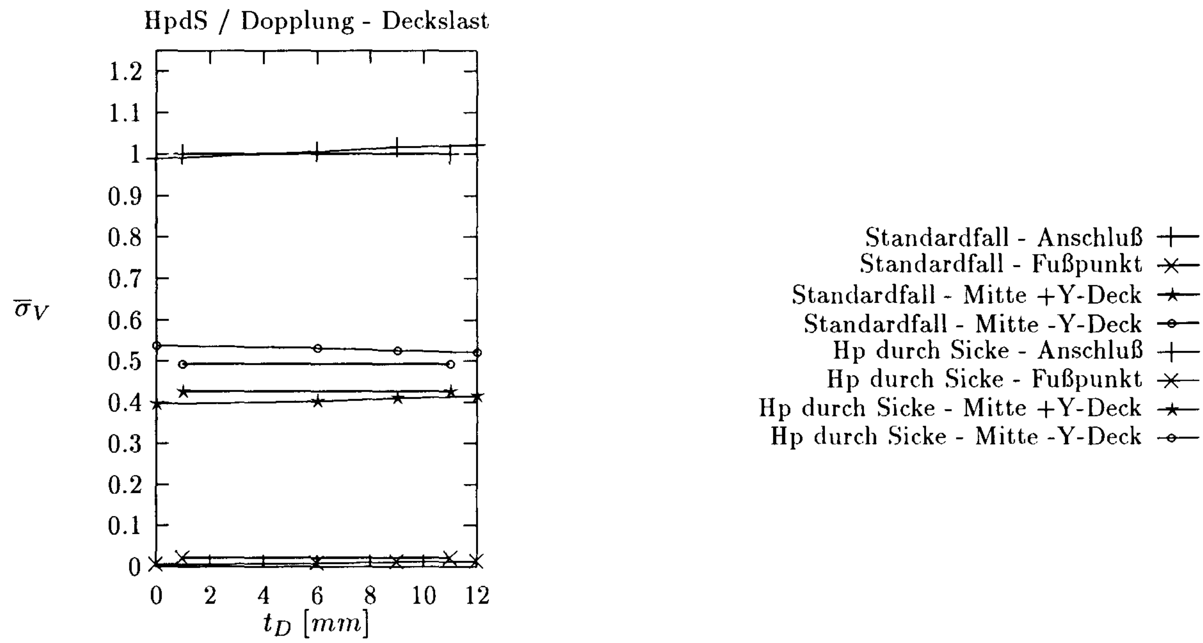



Abb. 113: Im Modell existierende maximale bez. Vergleichsspannung an markanten Punkten für Deckslast (Bezug: Max. Spannung im Anschluß des Standardfalles für diese Belastung)

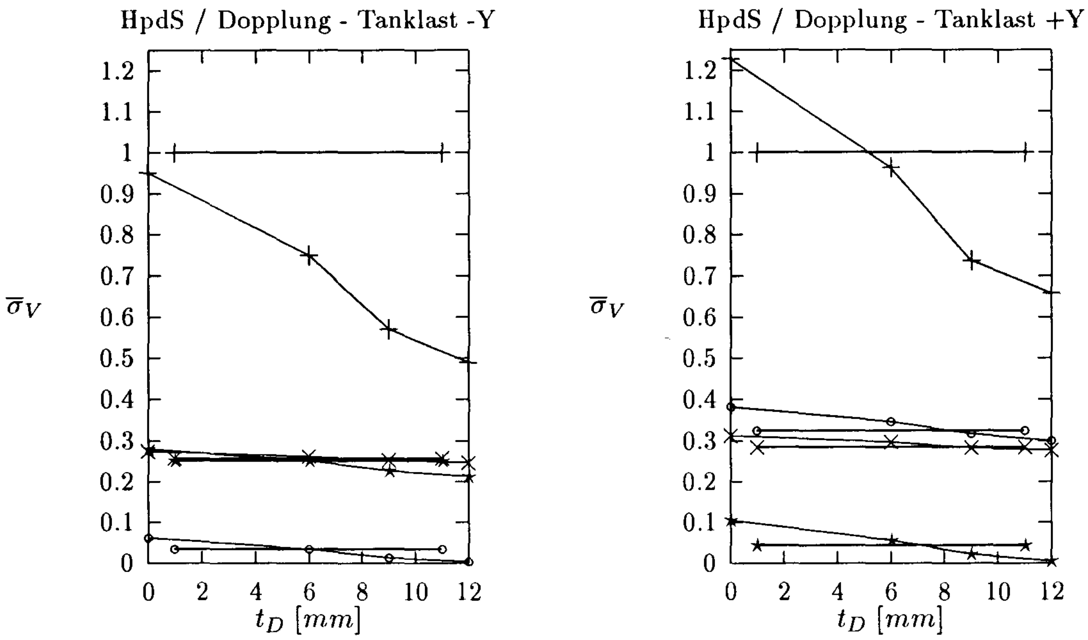



Abb. 114: Im Modell existierende maximale bez. Vergleichsspannung an markanten Punkten (Bezug: Max. Spannung im Anschluß des Standardfalles für die jeweilige Belastung)

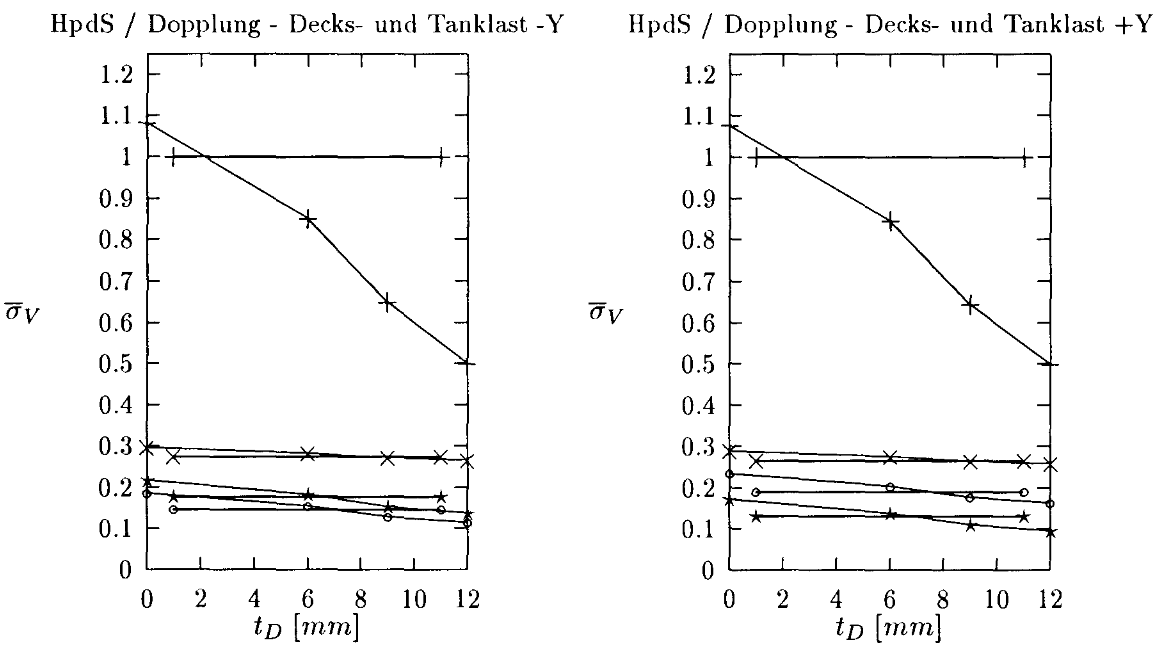



Abb. 115: Im Modell existierende maximale bez. Vergleichsspannung an markanten Punkten (Bezug: Max. Spannung im Anschluß des Standardfalles für die jeweilige Belastung)

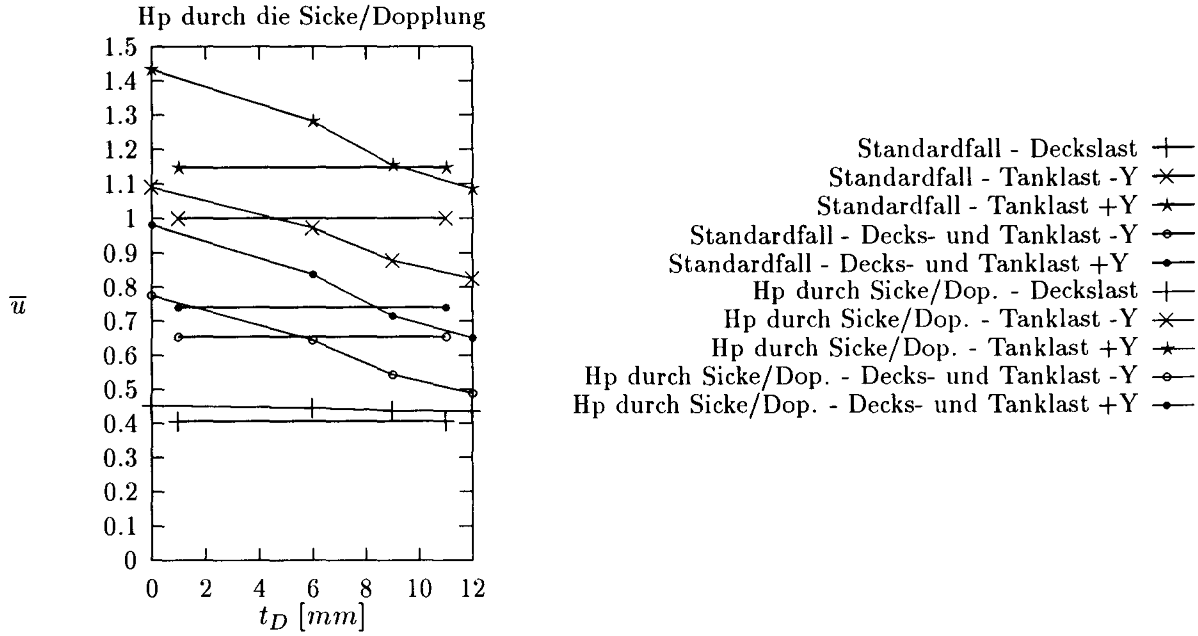



Abb. 116: Im Modell existierende maximale bez. Verschiebungen für alle Lastfälle (Bezug: Max. Verschiebung Mitte Deck des Standardfalls bei Tanklast -Y)

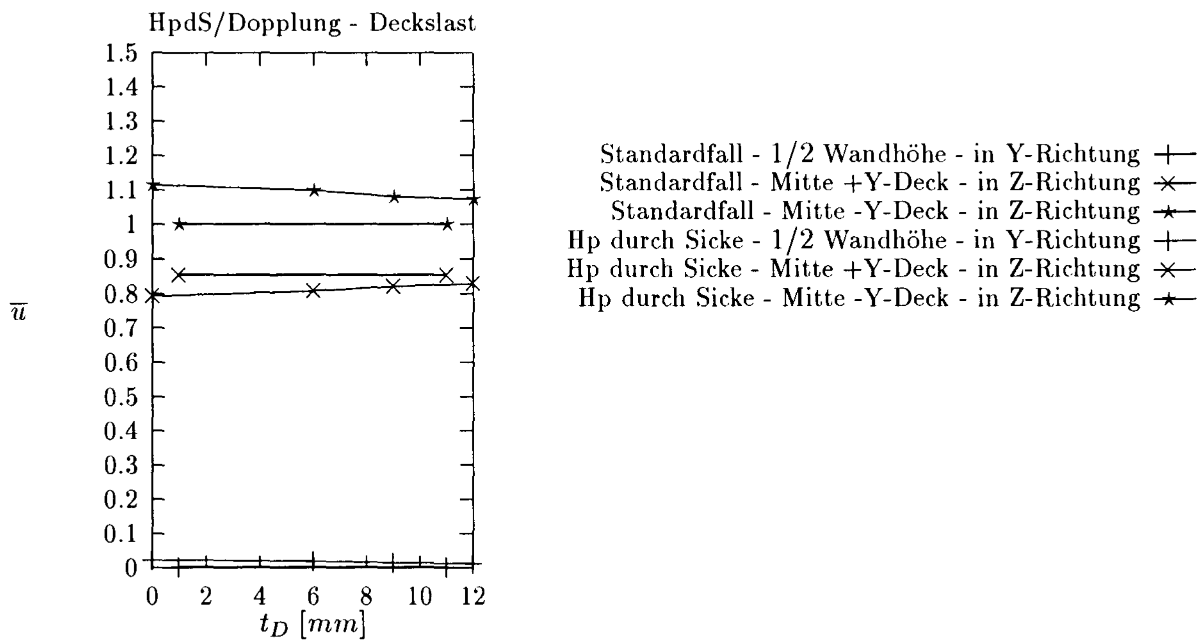



Abb. 117: Im Modell existierende maximale bez. Verschiebung an markanten Punkten für Deckslast (Bezug: Verschiebung Mitte Deck des Standardfalles bei dieser Belastung)

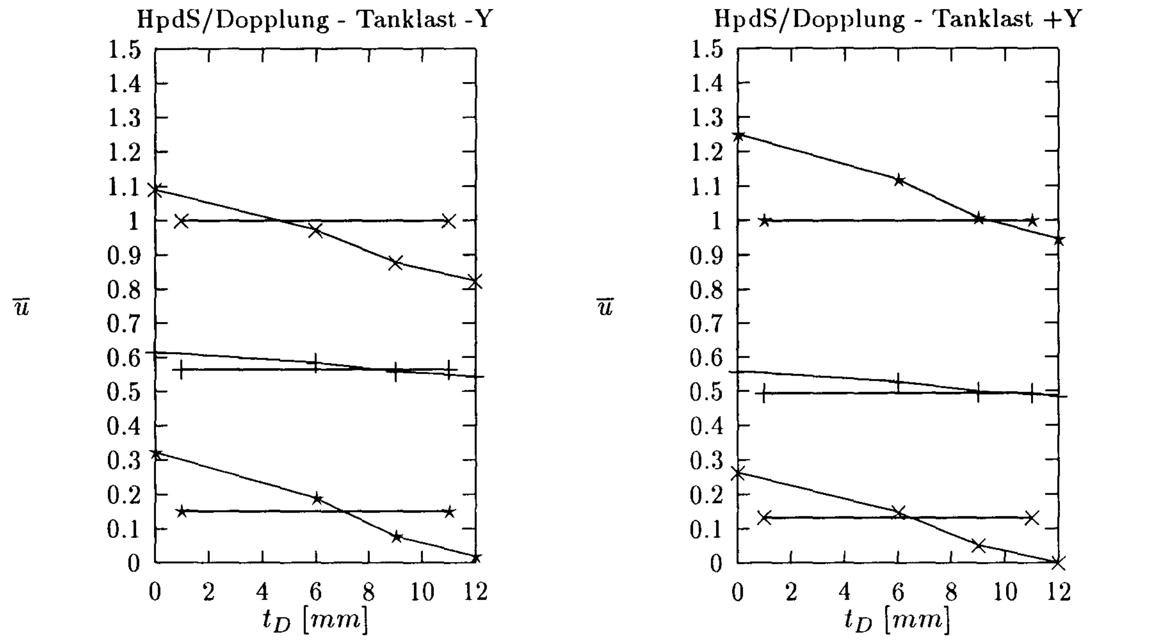



Abb. 118: Im Modell existierende maximale bez. Verschiebung an markanten Punkten (Bezug: Verschiebung Mitte Deck des Standardfalles bei der jeweiligen Belastung)

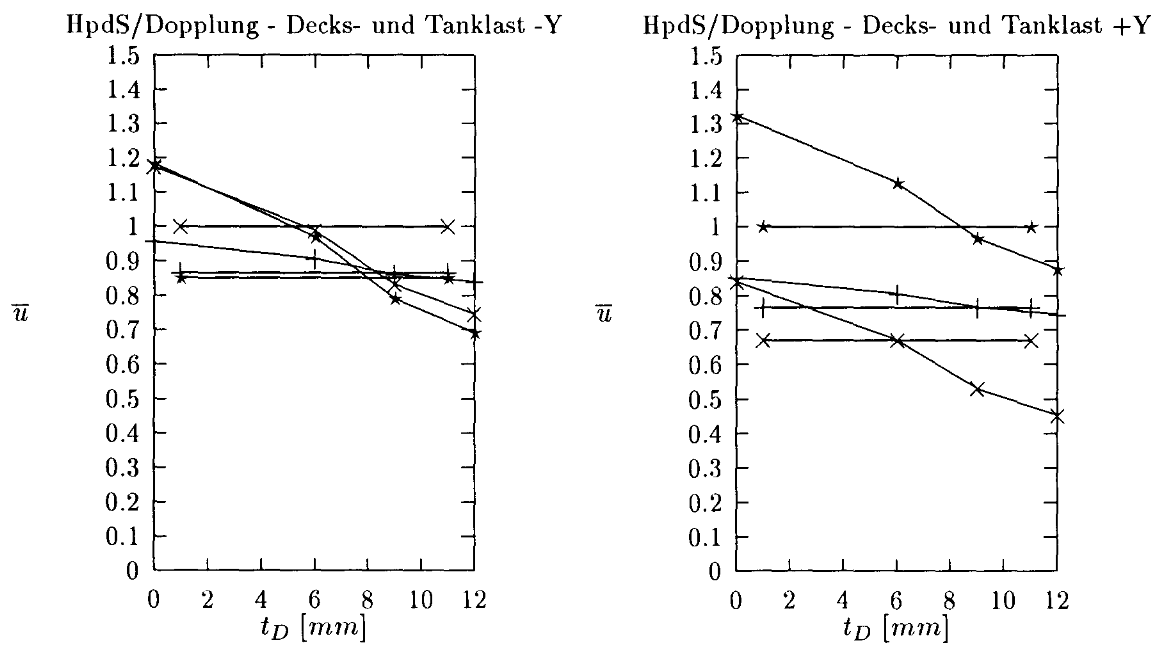



Abb. 119: Im Modell existierende maximale bez. Verschiebung an markanten Punkten (Bezug: Verschiebung Mitte Deck des Standardfalles bei der jeweiligen Belastung)

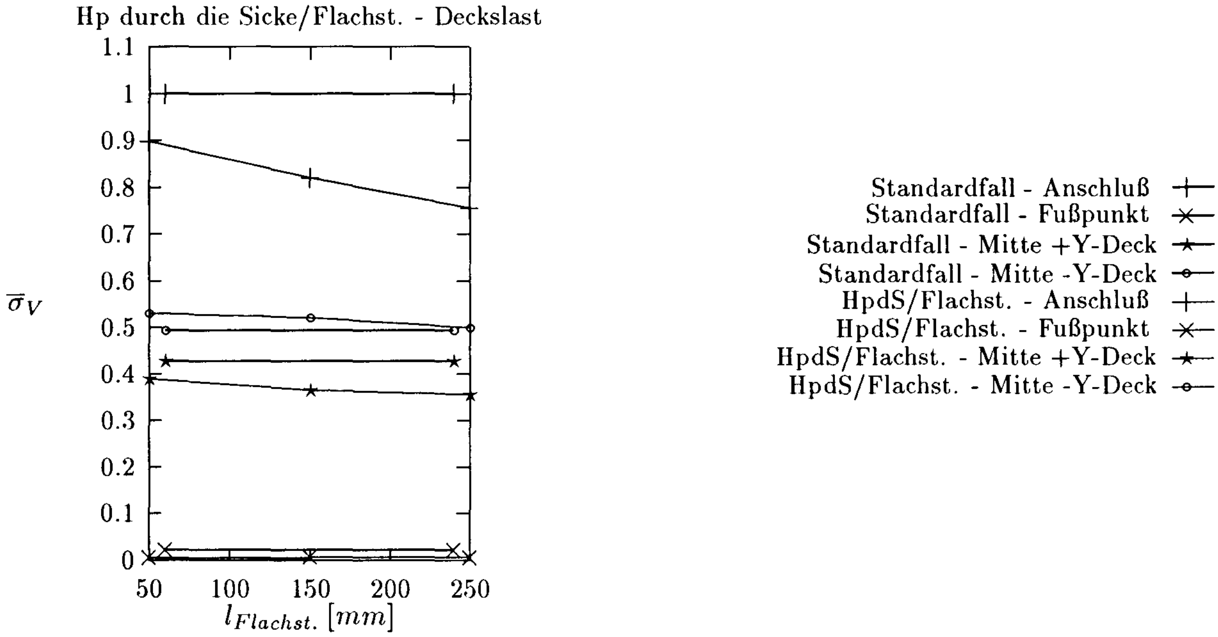



Abb. 120: Im Modell existierende maximale bez. Vergleichsspannung an markanten Punkten für Deckslast (Bezug: Max. Spannung im Anschluß des Standardfalles für diese Belastung)

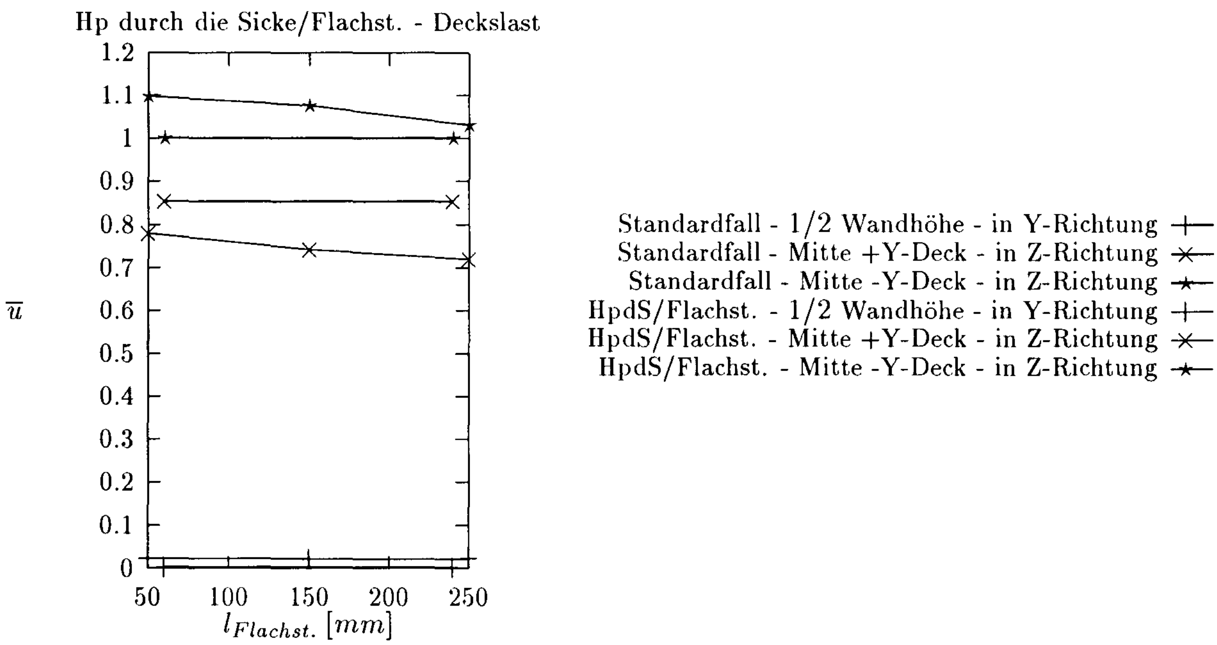



Abb. 121: Im Modell existierende maximale bez. Verschiebung an markanten Punkten für Deckslast (Bezug: Max. Verschiebung auf Mitte Deck für diese Belastung)

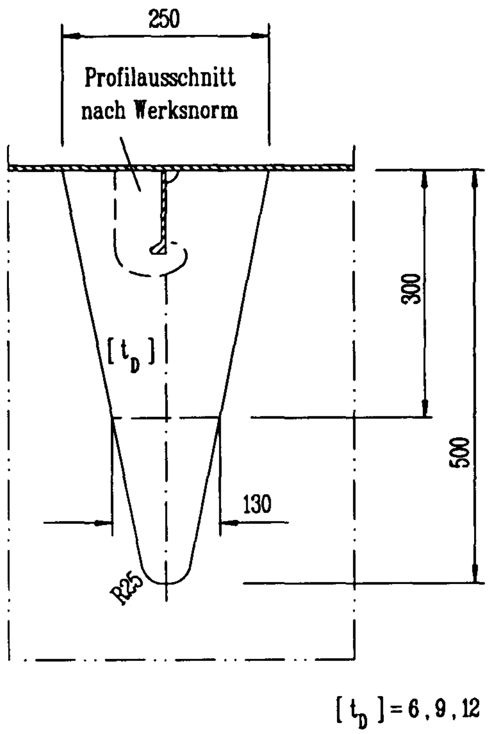



Abb. 122: Abmessungen der Berechnungsmodelle der Profildurchführung zwischen den Sicken

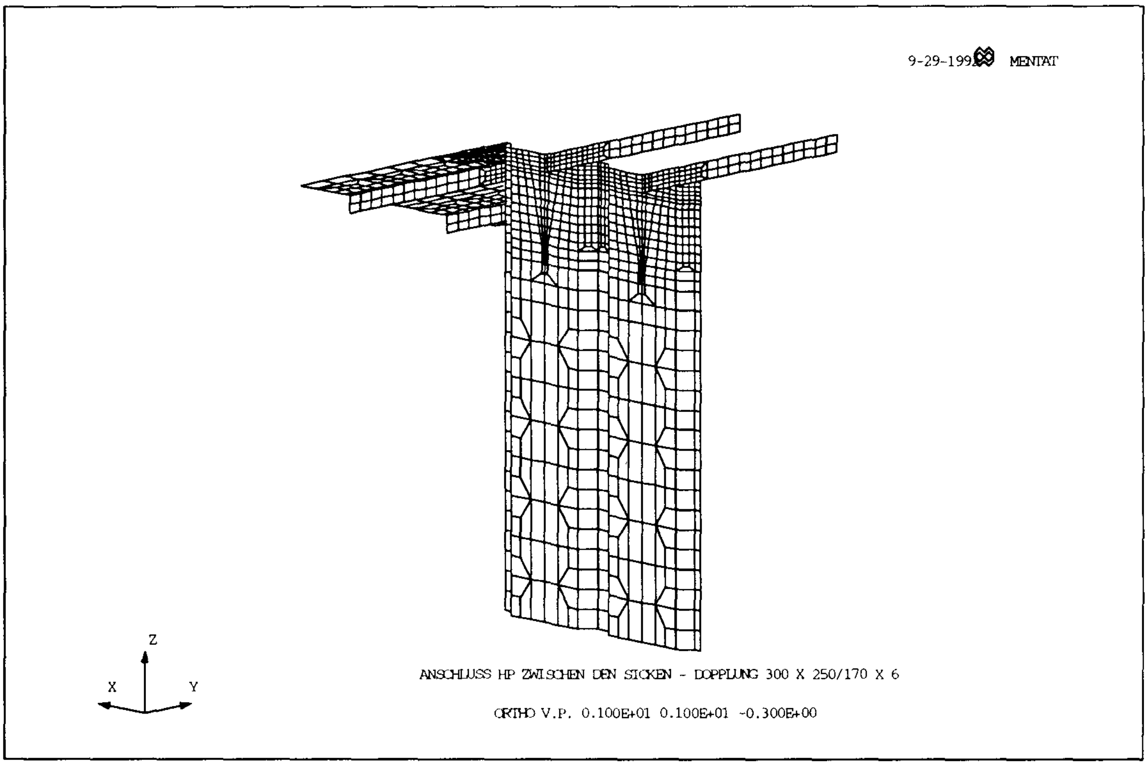



Abb. 123: Gesamtansicht des Modells der Profildurchführung zwischen den Sicken im Bereich des Anschlusses des Profils

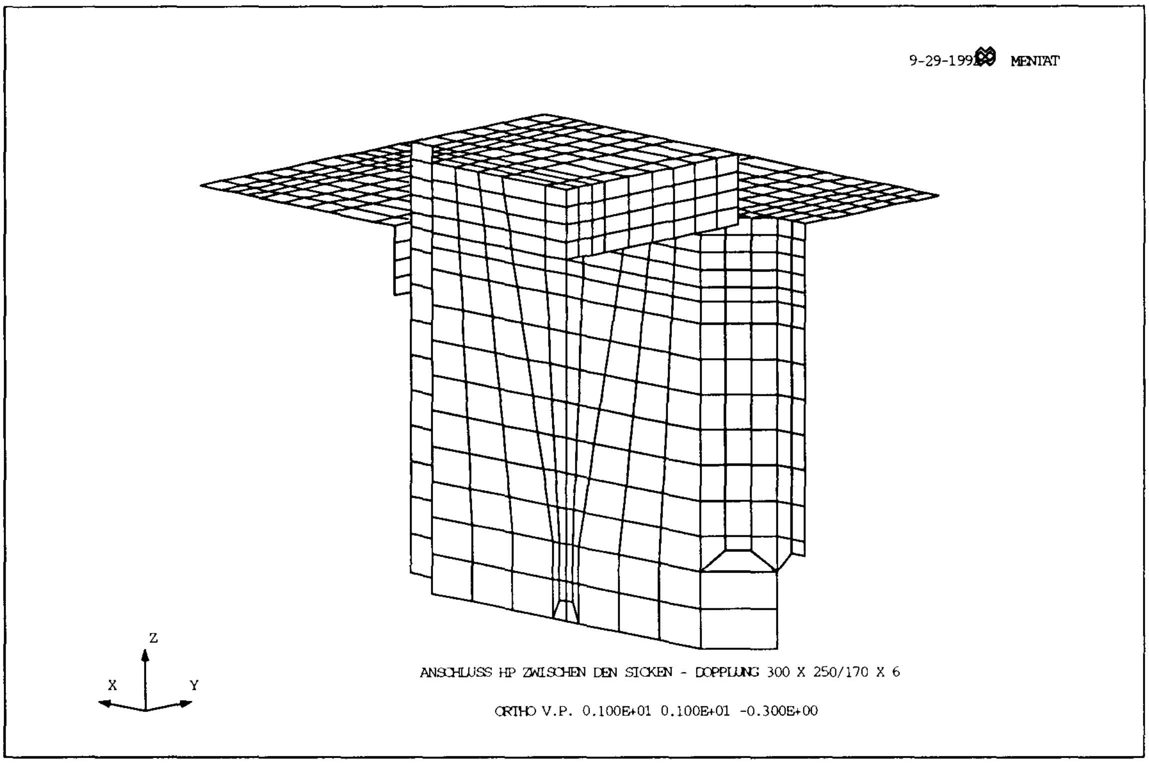



Abb. 124: Teilansicht des Modells der Profildurchführung zwischen den Sicken im Bereich des Anschlusses des Profils

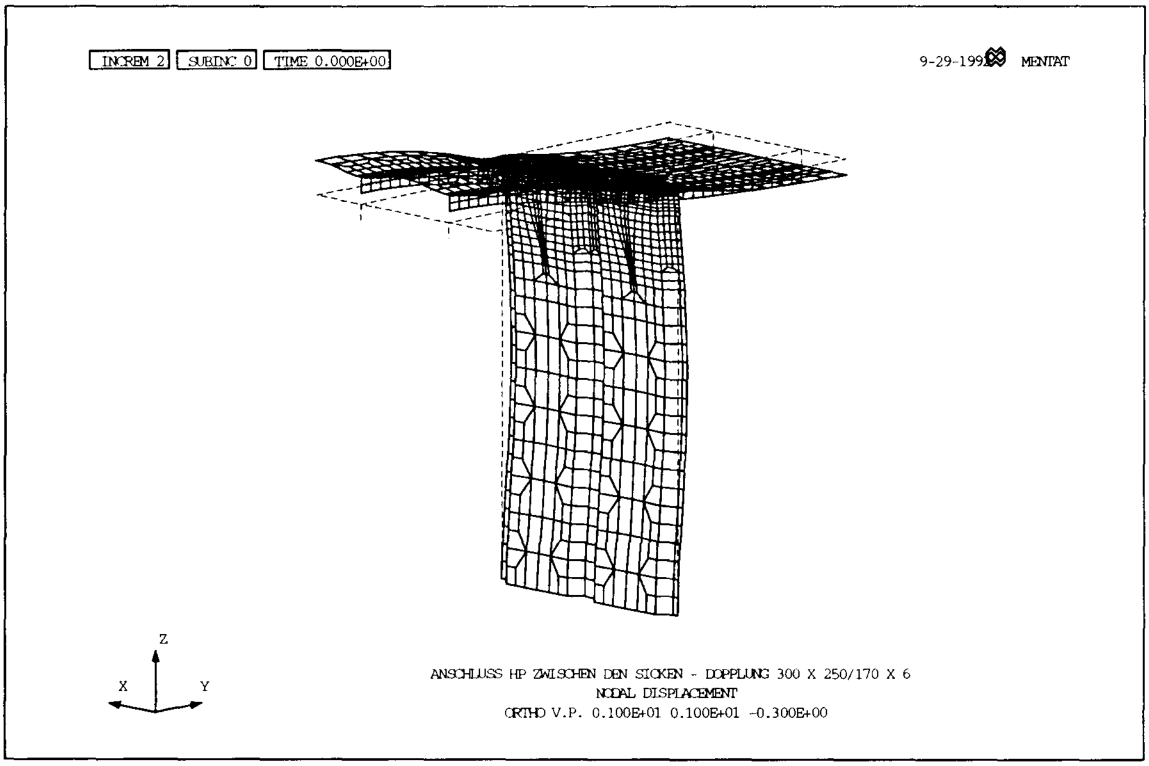



Abb. 125: Verformung der Profildurchführung zwischen den Sicken unter *Tanklast* $+Y$

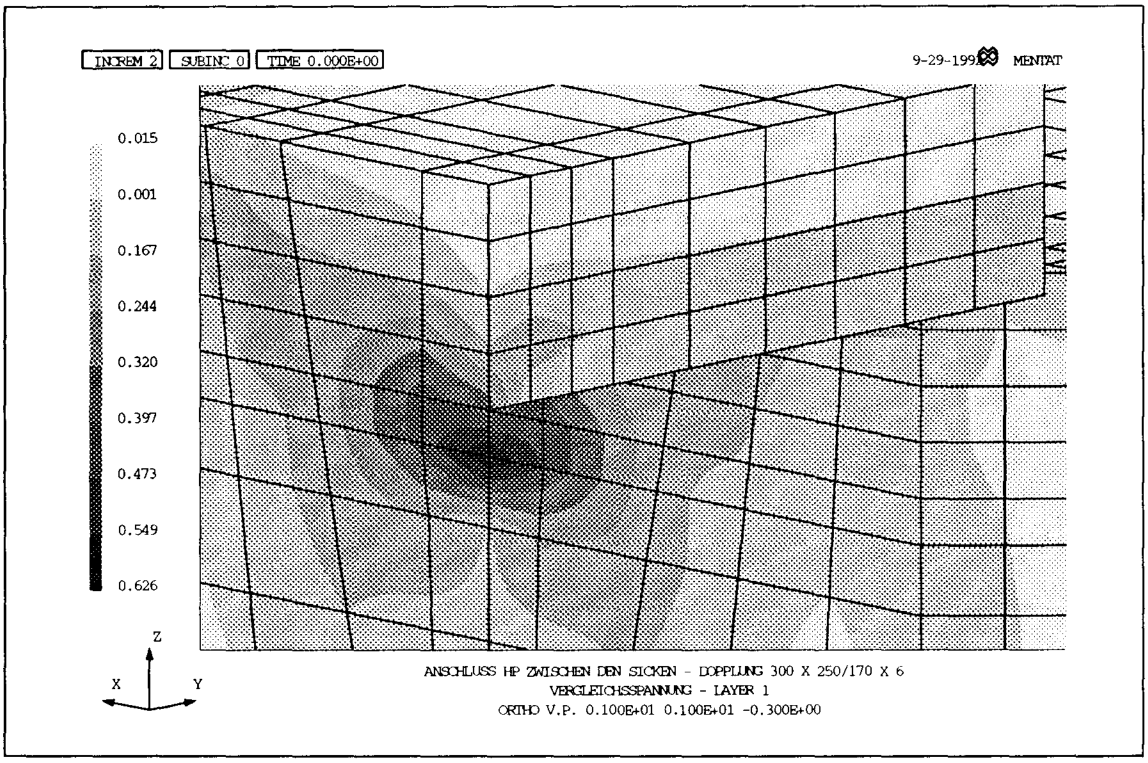



Abb. 126: Bez. Vergleichsspannung im Dopplungsblech im Bereich des Profilanschlusses (Biegespannung in der Oberfläche des Blechs)

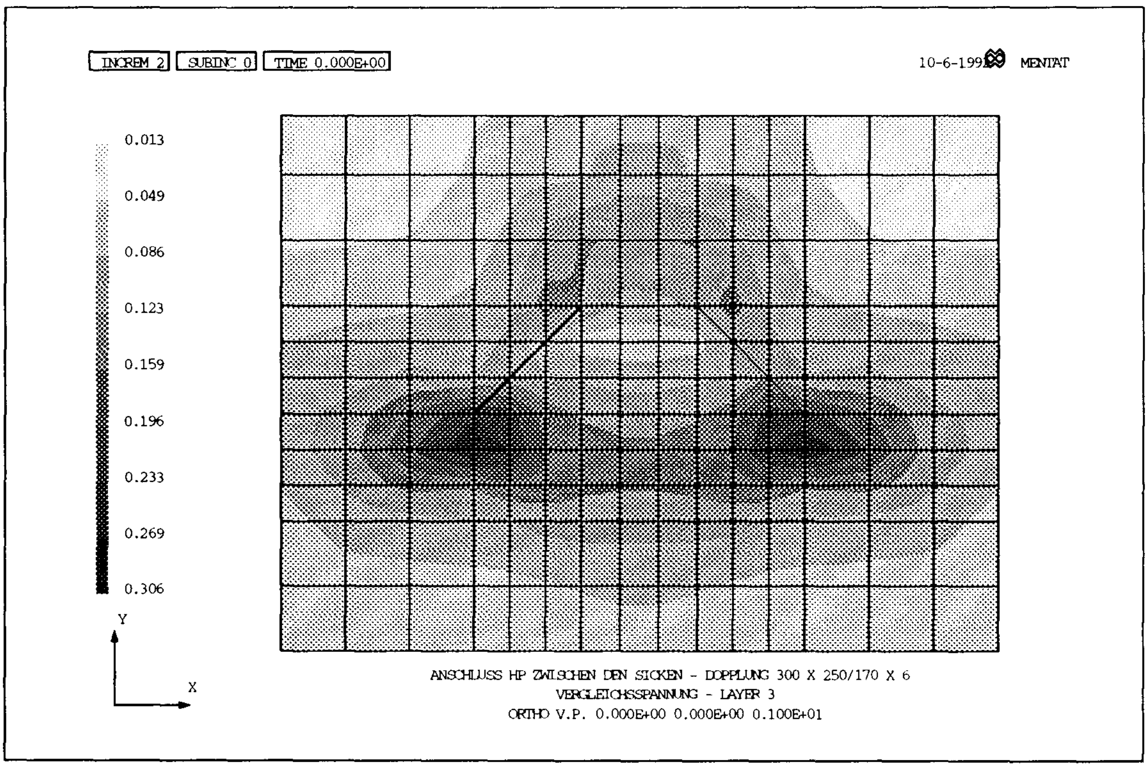



Abb. 127: Bez. Vergleichsspannung im Deckblech im Bereich des Anschlusses der Sicke (Spannung in der Oberfläche des Blechs)

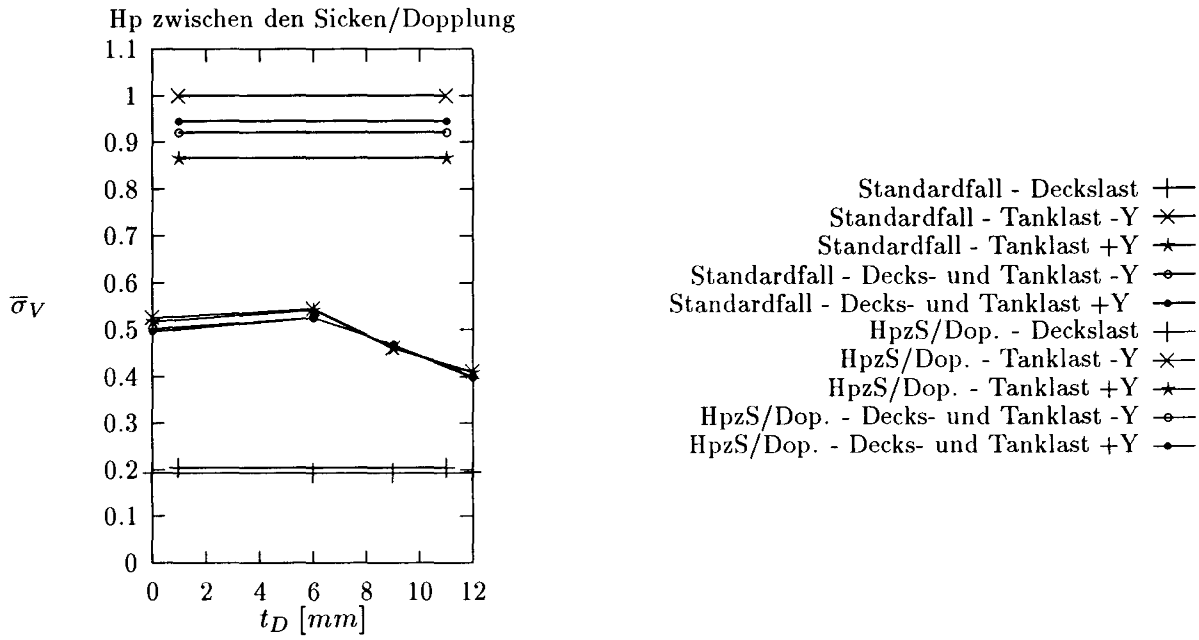



Abb. 128: Im Modell existierende maximale bez. Vergleichsspannung für alle Lastfälle (Bezug: Max. Spannung im Anschluß des Standardfalles)

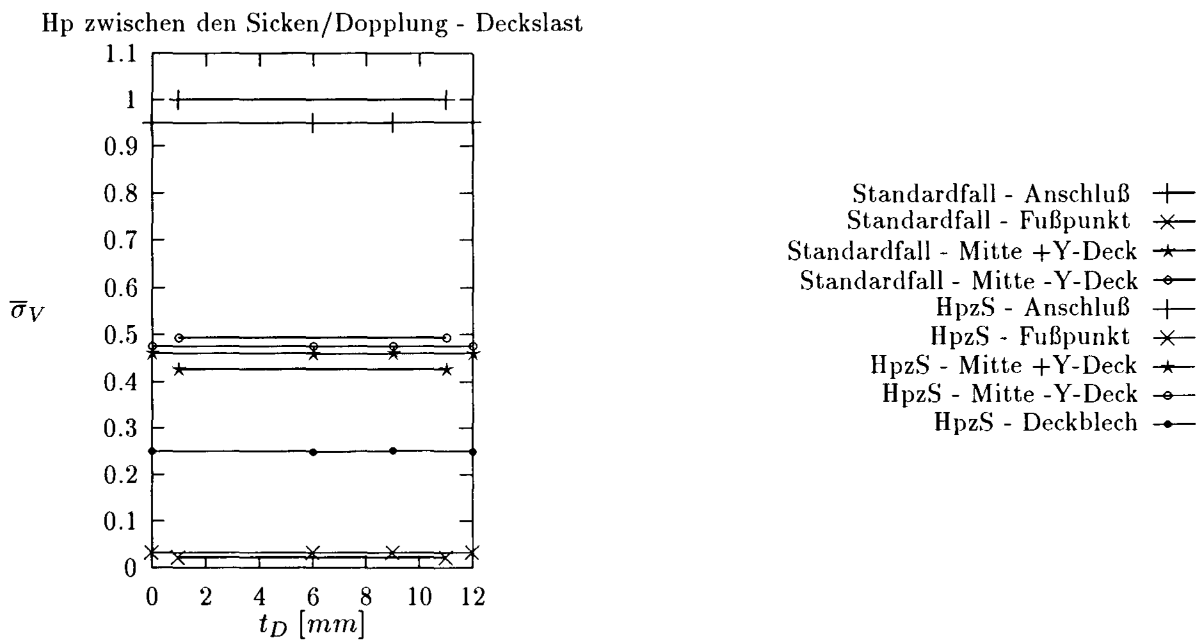



Abb. 129: Im Modell existierende maximale bez. Vergleichsspannung an markanten Punkten für Deckslast (Bezug: Max. Spannung im Anschluß des Standardfalles für diese Belastung)

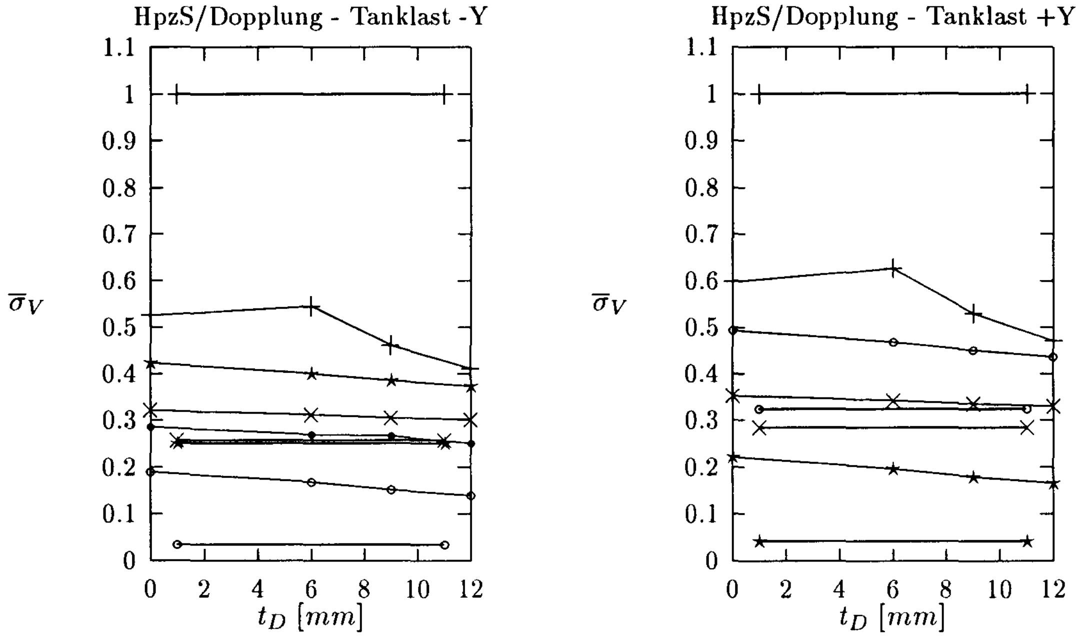



Abb. 130: Im Modell existierende maximale bez. Vergleichsspannung an markanten Punkten (Bezug: Max. Spannung im Anschluß des Standardfalles für die jeweilige Belastung)

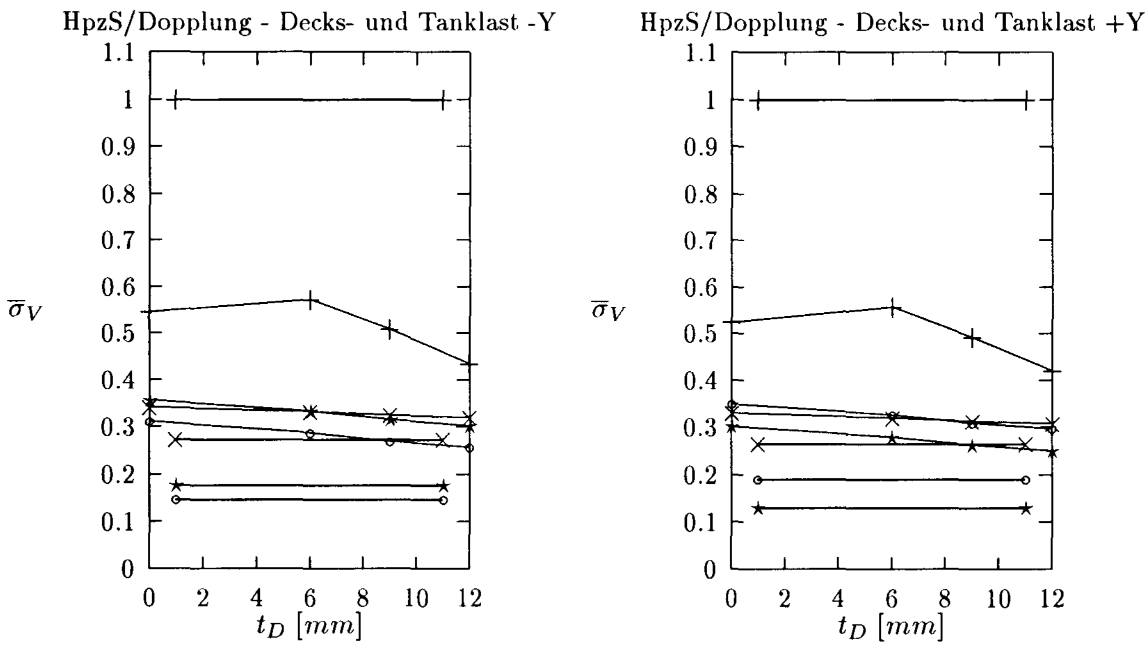



Abb. 131: Im Modell existierende maximale bez. Vergleichsspannung an markanten Punkten (Bezug: Max. Spannung im Anschluß des Standardfalles für die jeweilige Belastung)

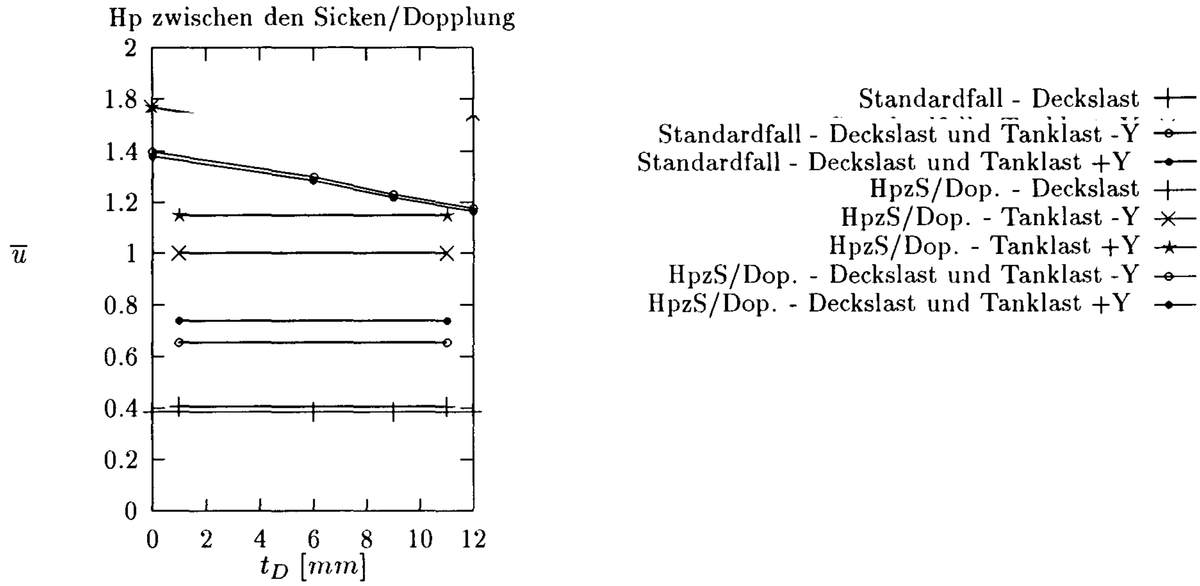



Abb. 132: Im Modell existierende maximale bez. Verschiebung für alle Lastfälle (Bezug: Max. Verschiebung Mitte Deck des Standardfalles)

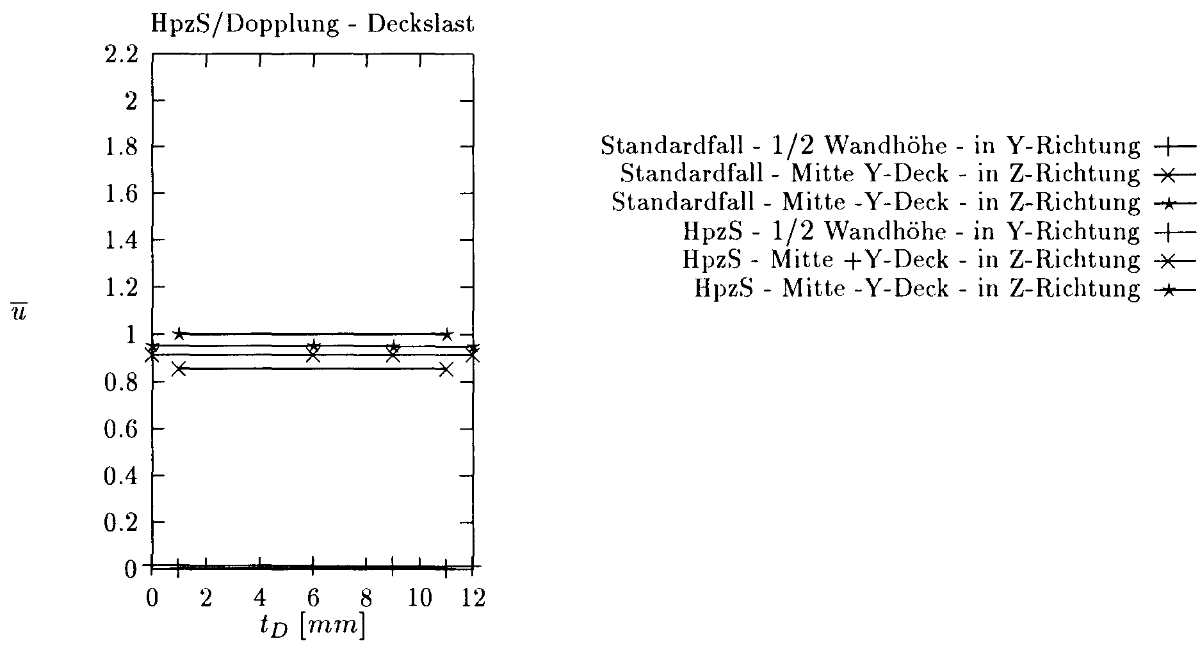



Abb. 133: Im Modell existierende maximale bez. Verschiebung an markanten Punkten für Deckslast (Bezug: Max. Verschiebung Mitte Deck des Standardfalles bei Deckslast)

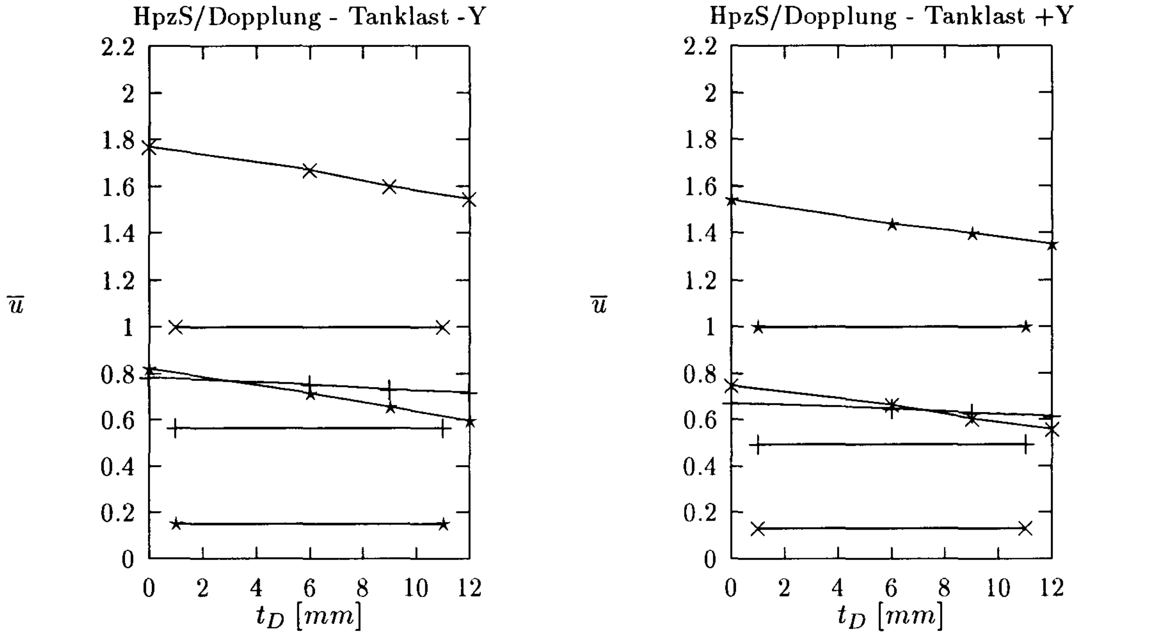



Abb. 134: Im Modell existierende maximale bez. Verschiebung an markanten Punkten (Bezug: Max. Verschiebung Mitte Deck des Standardfalles bei der jeweiligen Belastung)

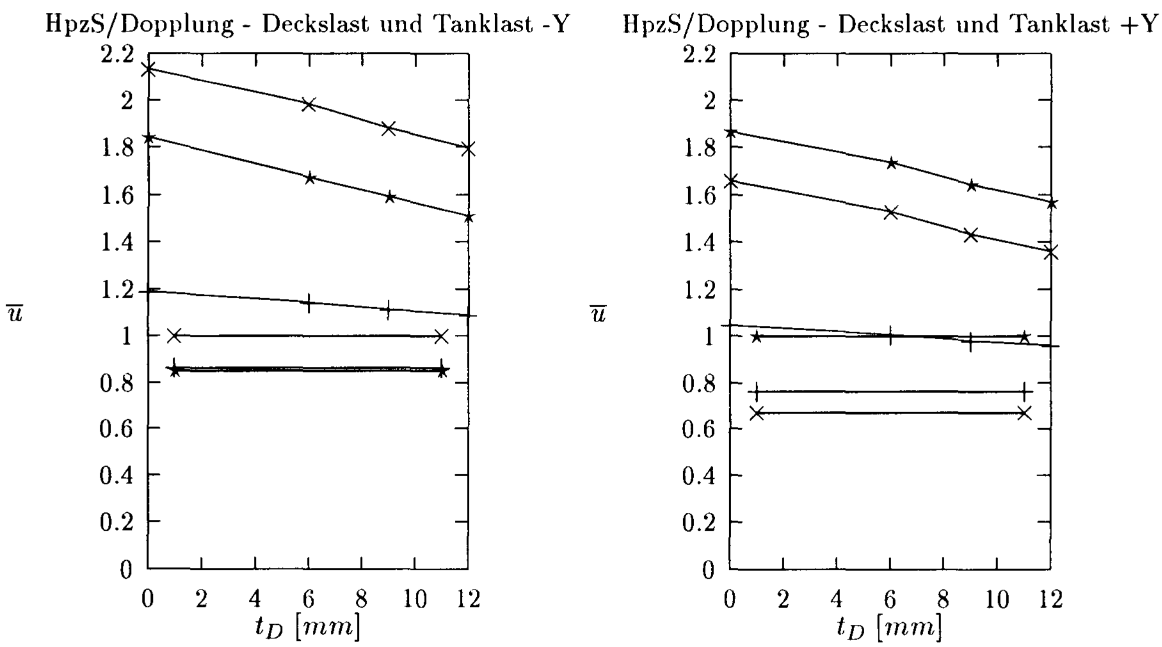



Abb. 135: Im Modell existierende maximale bez. Verschiebung an markanten Punkten (Bezug: Max. Verschiebung Mitte Deck des Standardfalles bei der jeweiligen Belastung)

**Globale Eingangsgrößen:**

| | |
|---|---|
| Ununterstützte Länge des Decks : | $3,00\,m$ |
| Höhe der Wand: | $2,60\,m$ |
| Spantabstand: | $a = 0,75\,m$ |
| Überlaufrohrhöhe: | $2,50\,m$ |
| Mindestdicke in Tanks: | $t_{min} = 7,50\,mm$ |
| Schiffslänge: | $200m$ |

**Abschn. 12 B: Tankschotte**
Belastungen nach Abschn. 4.D.1:

$$p_1 = 9,81 \cdot 1,3 \cdot 1(1 + 0,3) = 16,58\,\frac{kN}{m^2}$$

$$p_2 = 9,81 \cdot 3,8 = 37,278\,\frac{kN}{m^2}$$

Beplattung nach Abschn. 12.B.2:

$$t_1 = 1,1 \cdot 0,75 \cdot \sqrt{16,58} + 1,5 = 4,86\,mm$$

$$t_2 = 0,9 \cdot 0,75 \cdot \sqrt{37,28} + 1,5 = 5,62\,mm$$

gewählt: $t = 7,5\,mm$

Versteifung:

$$W_1 = (0,55 \cdot 0,75 \cdot 2,6^2 \cdot 16,58) \cdot 1,5 = 69,35\,cm^3$$

$$W_2 = (0,44 \cdot 0,75 \cdot 2,6^2 \cdot 37,28) \cdot 1,5 = 124,75\,cm^3$$

gewählt: $W_{erf} = 124,75\,cm^3$

gewählte Sicke: Trapez 100, $W = 131,6\,cm^3$

**Abschnitt 10 B: Deckbalken und Träger:**
Belastungen nach Abschn. 4.D.1:

$$p = 9,81 \cdot 2,5 = 24,5\,\frac{kN}{m^2}$$

Dicke der Tankdecke: $t = 7,5\,mm$

Versteifung nach Abschn. 10.B.:

$$W = 0,75 \cdot 0,75 \cdot 24,5 \cdot 3^2 \cdot 1 = 124,03\,cm^3$$

gewähltes Profil: $HP\ 180 \times 8$, $W = 150\,cm^3$

Tab. 9: Dimensionierung der Komponenten der Wand-Deck-Verbindung nach den Vorschriften des Germanischen Lloyd

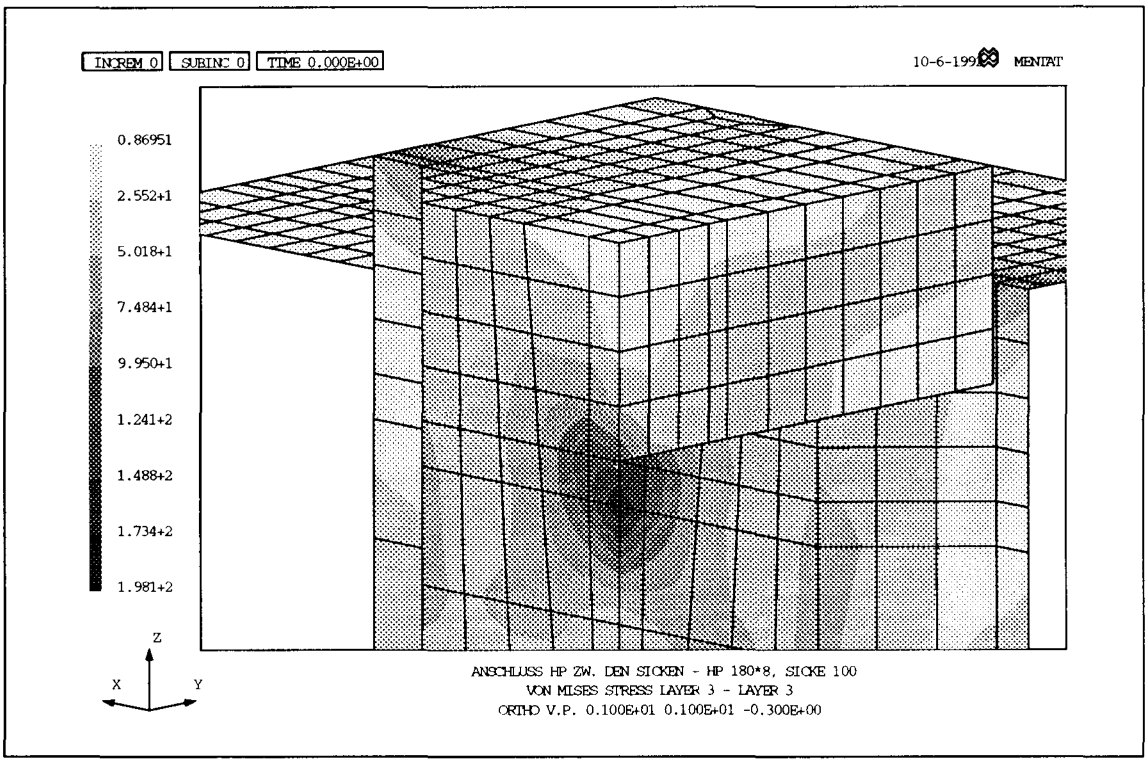



Abb. 136: Vergleichsspannung im Dopplungsblech im Bereich der Profildurchführung (Dopplung $t_D = 7,5\ mm$, Biegespannung in der Oberfläche des Blechs)

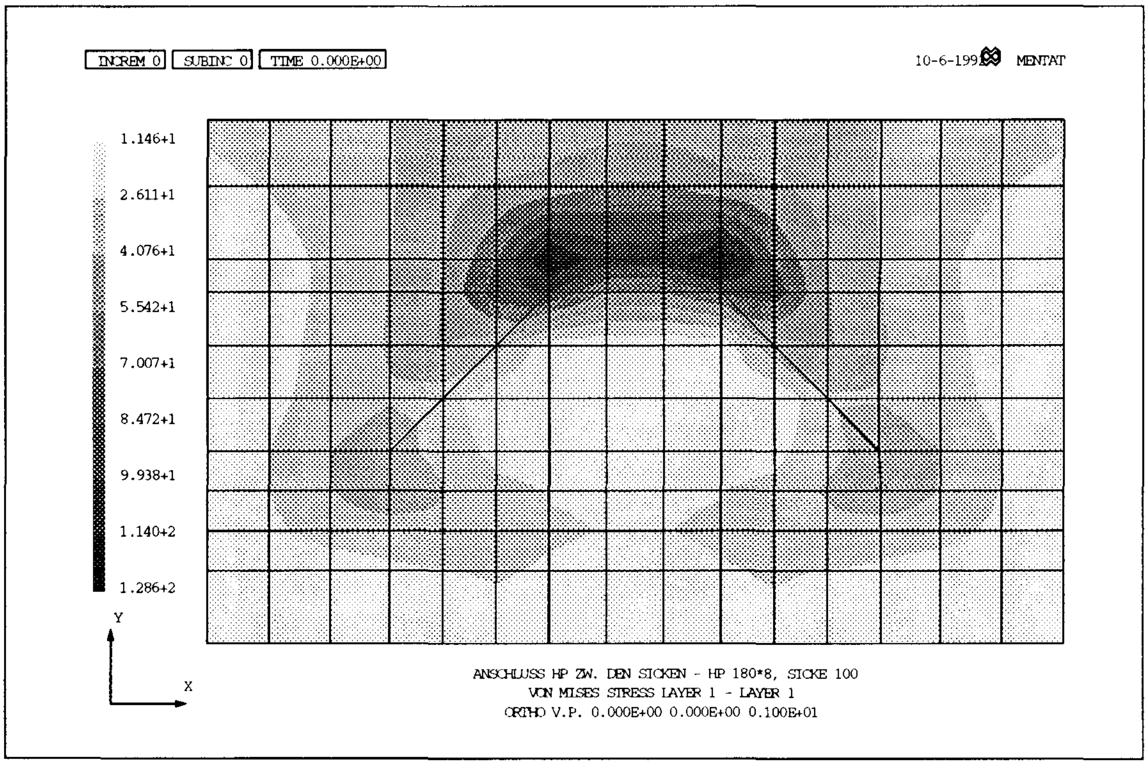



Abb. 137: Vergleichsspannung im Deckblech über der Sicke (Biegespannung in der hchst belasteten Oberfläche des Blechs)

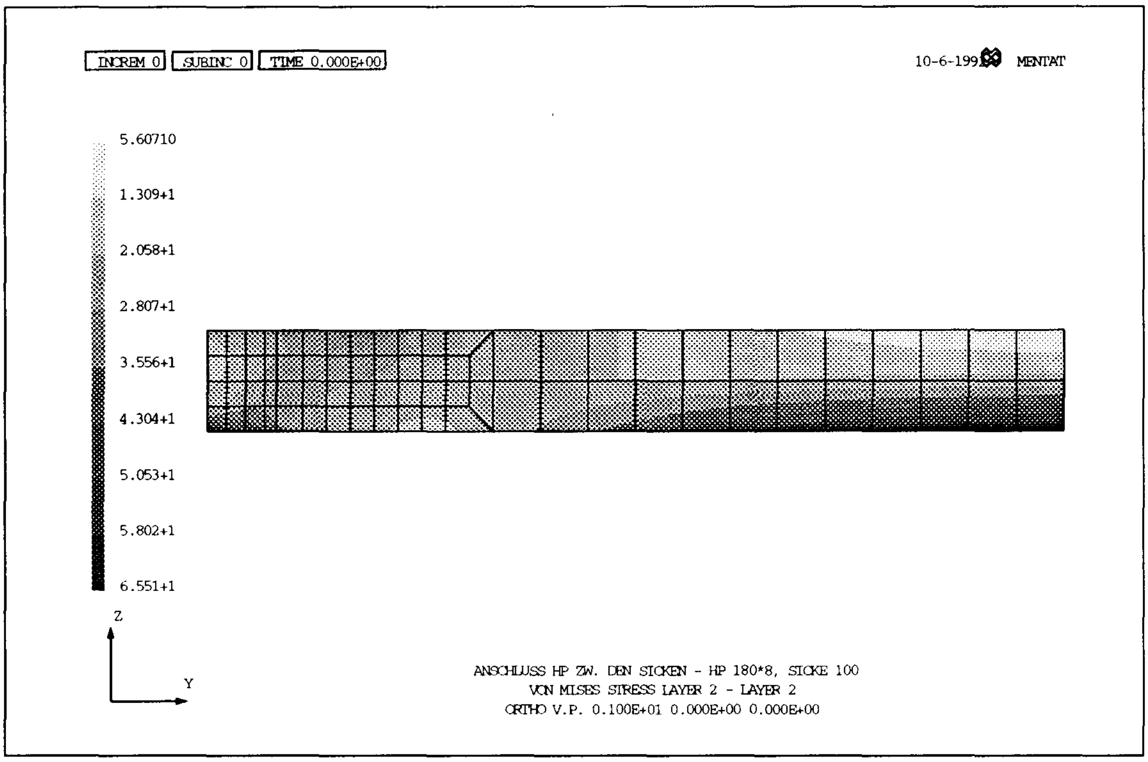



Abb. 138: Vergleichsspannung im Profil der Decksversteifung, Anschluß ohne Knieblech

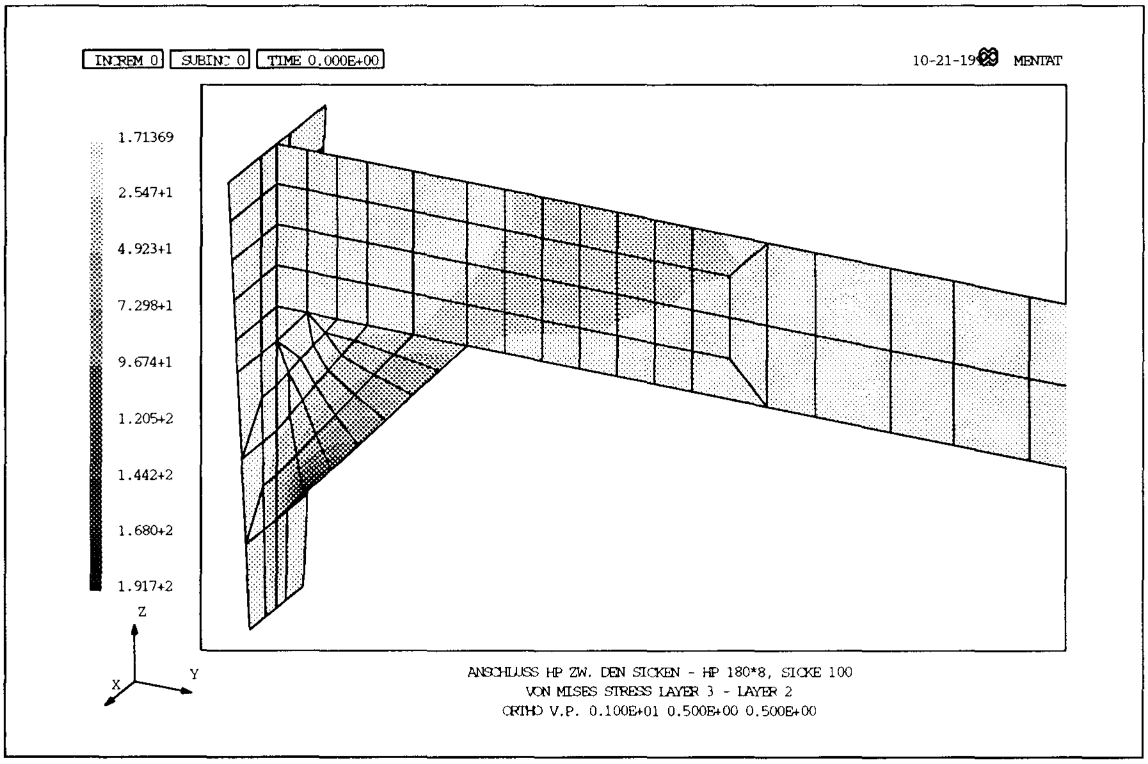



Abb. 139: Vergleichsspannung im Anschlußbereich zwischen Profil und Dopplung mit Knieblech