Berichte aus dem
Konstruktiven Ingenieurbau

Technische Universität München

Hybride Konstruktionen mit trapezförmig gefalteten Stahlstegen für Straßenbrücken

André Müller

7/99

Baumechanik Bauinformatik Statik Holzbau Massivbau Stahlbau

Berichte aus dem Konstruktiven Ingenieurbau

Technische Universität München

Hybride Konstruktionen mit trapezförmig gefalteten Stahlstegen für Straßenbrücken

André Müller

7/99

Baumechanik Bauinformatik Statik Holzbau Massivbau Stahlbau

Herausgeber
Prof. Dr.-Ing. K. Zilch, federführend

Prof. Dr.-Ing. G. Albrecht
Prof. Dr.-Ing. H. Grundmann
Prof. Dr.-Ing. H. Kreuzinger
Prof. Dr. rer. nat. E. Rank
Prof. Dr.-Ing. W. Wunderlich

Schriftleitung
apl. Prof. Dr.-Ing. habil. R. Rackwitz
Lehrstuhl für Massivbau
Institut für Tragwerksbau
Technische Universität München
80290 München
Tel.: (089) 289-23050

© 1999 **André Müller**
Ilmünsterstr. 29
80686 München

Alle Rechte, insbesondere das der Übersetzung in fremde Sprachen, vorbehalten. Mit Genehmigung des Autors ist es gestattet, dieses Heft ganz oder teilweise auf fotomechanischem Wege (Fotokopie, Mikrokopie) zu vervielfältigen.
Dieses Heft ist auf chlorfrei gebleichtem Papier gedruckt.

ISSN 0941 - 925X

Hybride Konstruktionen mit trapezförmig gefalteten Stahlstegen für Straßenbrücken

Übersicht

Die hybride Konstruktion mit trapezförmig gefalteten Stahlstegen stellt eine Neuentwicklung im Brückenbau dar. Der kombinierte Einsatz von gefaltetem Baustahl und Konstruktionsbeton bietet Optimierungs-möglichkeiten für die Ausbildung von Brückenträgern. Der gefaltete Stahlsteg bewirkt, daß die Längskräfte infolge äußerer Lasteinwirkung und Vorspannkräfte nur von den Gurtplatten aufgenommen werden. Dies entspricht der Tragwirkung eines idealen Zweipunktquerschnittes. Der Steg besitzt eine richtungsabhängige Steifigkeit, die das gesamte Tragverhalten des hybriden Brückenträgers beeinflußt. Genaue Kenntnisse über das Tragverhalten sind zur Realisierung eines Bauwerks unerläßlich, jedoch wenig bekannt.

Die Untersuchungen zeigen eine Abhängigkeit der Steifigkeit von der Faltengeometrie der Stahlstege und einen Einfluß geometrischer Imperfektionen auf das Verformungsverhalten. Mit Hilfe der hierfür entwickelten Diagramme kann ein Schubkorrekturfaktor bzw. ein ideeller Schubmodul abgeschätzt werden. Die Diagramme berücksichtigen die Imperfektionen und sind für Blechgeometrien, die im Brückenbau üblich sind, dargestellt.

Für die rechnerische Modellierung von Brückenträgern werden drei Ansätze vorgestellt. Es handelt sich um eine räumliche Abbildung mit der Finite-Element-Methode, um ein eigens dafür programmiertes finites Sandwichstabelement und um einen mit Biegestäben abgebildeten Fachwerkträger. Bei der planerischen Umsetzung eines Projektes läßt sich aus den Erkenntnissen dieser Arbeit schließen, daß eine Modellbildung durch ein Stabwerk unter Einbeziehung der vorgestellten Diagramme mit ausreichender Genauigkeit das Tragverhalten eines hybriden Trägers abbildet.

Für eine konstruktive Umsetzung des hybriden Brückenträgers stellt der Gurt-Steganschluß einen wichtigen konstruktiven Detailpunkt dar. Zur Ausbildung dieses Anschlusses werden zwei verschiedene Verbundmittel, der Kopfbolzendübel und die Perfobondleiste, besprochen. Es werden zusätzlich zu den bekannten konstruktiven Lösungen zwei neue Vorschläge vorgestellt.

Hybrid construction with corrugated steel webs for street bridges

Abstract

It is presented the new type of hybrid structures for bridges with corrugated steel webs. The use of corrugated steel and concrete allows to optimise the design of a bridge girder. Due to the corrugated steel webs the longitudinal force caused by external load and prestress is taken by the slabs. This static behaviour corresponds to the behaviour of an ideal two-point cross-section. The stiffness of the web depends on its direction which influences the whole static behaviour of the hybrid bridge. The detailed knowledge of the static behaviour is necessary for the design but still not well known.

The research shows that the stiffness is corresponds to the geometric corrugation of the steel web and its geometric imperfections. Based on the presented diagrams it is possible to estimate the factor of shear-correction or an ideal shear-modulus. The diagrams include geometric imperfections and are based on geometries of webs in bridge structures.

Three different methods for the modulation of a bridge girder are presented. The first method is a three dimensional modelling with the Finite-Element-Method, the second represents a specially developed finite sandwich-element and the third type of model is a girder based on beams. The thesis demonstrates that the method to model with beams and the use of the diagrams is accurate enough when designing a project.

For the hybrid bridge girder the connection between web and slabs represents a very important detail of the structure. Two different known connectors are discussed. In addition to the known systems, two new connector systems are proposed.

Vorwort

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner zweieinhalbjährigen Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Lehrstuhl für Massivbau von Univ.-Prof. Dr.-Ing. Konrad Zilch an der Technischen Universität München.

Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. Konrad Zilch danke ich hiermit herzlichst für die große Unterstützung in fachlicher und persönlicher Hinsicht. In seiner Funktion als Doktorvater und 1.-Prüfer möchte ich ihn wegen seiner umfassenden Beratung, die er mir entgegenbrachte, hervorheben.

Mein Dank gebührt auch Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. Gert Albrecht für sein großes Interesse an dieser Arbeit sowie seine sofortige Bereitschaft das Referat als 2.-Prüfer zu übernehmen. Weiter danke ich Univ.-Prof. Dr.-Ing. Heinrich Kreuzinger, der gerne den Vorsitz der Prüfungskommission übernahm.

Meinen Kollegen am Lehrstuhl für Massivbau danke ich für die gute Zusammenarbeit und Diskussionsbereitschaft. Den Kollegen am Lehrstuhl für Statik und am Lehrstuhl für Stahlbau danke ich für die bereitwillige Unterstützung und fachlichen Anregungen.

Der Firma Philipp Holzmann möchte ich sowohl für die großzügige finanzielle Förderung des Forschungsvorhabens als auch für die Anregungen aus der Praxis danken.

Herzlichen Dank meiner Frau und meiner Familie, die mich während der ganzen Zeit motiviert und viel zum Gelingen der Arbeit beigetragen haben.

André Müller

Vollständiger Abdruck der von der Fakultät für Bauingenieur- und Vermessungswesen der Technischen Universität München zur Erlangung des akademischen Grades eines Doktor-Ingenieurs (Dr.-Ing.) genehmigten Dissertation.

Vorsitzender: Univ.-Prof. Dr.-Ing. Heinrich Kreuzinger
Prüfer der Dissertation 1. Univ.-Prof. Dr.-Ing. Konrad Zilch
2. Univ.-Prof. Dr.-Ing. Gert Albrecht

Die Dissertation wurde am 16. Oktober 1997 bei der Technischen Universität München eingereicht und durch die Fakultät für Bauingenieur- und Vermessungswesen am 12. November 1997 angenommen.

Inhaltsverzeichnis

1 EINLEITUNG

1.1 ALLGEMEINES ... 1
1.1.1 Einführung ... 1
1.1.2 Hybride Konstruktion mit trapezförmig gefalteten Stahlstegen ... 2
1.1.3 Entwicklung im Ausland ... 3
1.2 PROBLEMSTELLUNG ... 4
1.3 ZIEL DER ARBEIT ... 4

2 VERSUCHSDURCHFÜHRUNGEN UND THEORETISCHE ANSÄTZE

2.1 GRUNDLAGEN ... 7
2.1.1 Einleitung ... 7
2.1.2 Bezeichnung der Geometrie ... 8
2.1.3 Grundlagen des Tragverhaltens und Berechnung der Tragfähigkeit ... 9
2.2 VERSUCHSDURCHFÜHRUNG ... 12
2.2.1 Peterson P., und Card M. [35] ... 12
2.2.2 Bergfelt A., und Leiva-Arvena L. [18, 19] ... 13
2.2.3 Scheer J., Pasternak H. [20,37] ... 18
2.2.4 Lindner, J., Aschinger R. [21, 22, 23, 24] ... 23
2.2.5 Schardt / Strehl [43, 44, 45 46] ... 26
2.2.6 Johnson, R. P., Cafolla, J. [49, 50] ... 27
2.2.7 Veröffentlichungen in Frankreich ... 29
2.2.8 Tatagami, H., et al. [51] ... 31

3 STEIFIGKEITSERMITTLUNG TRAPEZFÖRMIG GEFALTETER STAHLSTEGE

3.1 EINLEITUNG ... 33
3.1.1 Einführung ... 33
3.1.2 Erfassung der Schubsteifigkeit ... 33
3.2 EIGENE VERGLEICHSRECHNUNGEN ... 34
3.2.1 Einleitung ... 34
3.2.2 Rechnerischer Vergleich mit der elastischen Balkentheorie ... 34
3.2.3 Rechnerische Erfassung des Tragverhaltens gefalteter Stegträger mit der Finite-Elemente-Methode 38

4 MODELLBILDUNG UND TRAGVERHALTEN EINES HYBRIDEN TRÄGERS

4.1 TRAGVERHALTEN ... 59
4.1.1 Einleitung ... 59
4.1.2 Biege- und Schubtragwirkung des hybriden Trägers ... 59
4.2 MODELLIERUNG ... 61
4.2.1 Einleitung ... 61
4.2.2 Modellierung des hybriden Trägers mit Finiten-Elementen ... 61
4.2.3 Modellierung des hybriden Trägers als Sandwichträger ... 63
4.2.4 Stabwerksmodell ... 70
4.3 RECHNERISCHER VERGLEICH DER MODELLIERUNGEN EINES HYBRIDEN TRÄGERS ... 72
4.3.1 Einleitung ... 72
4.3.2 Abmessungen ... 72
4.3.3 Lastfälle und Rechenannahmen ... 73
4.3.4 Ergebnisse ... 73
4.3.5 Beurteilung ... 75

5 TORSIONSTRAGVERHALTEN DES HYBRIDEN HOHLKASTENTRÄGERS

5.1 MODELLIERUNG DES HYBRIDEN HOHLKASTENTRÄGERS ... 77
5.1.1 Einführung ... 77
5.1.2 Modellierung des hybriden Hohlkastenträgers nach der Analogie des elastisch gebetteten Balkens. 79
5.1.3 Finite-Elemente-Modellierung eines hybriden Hohlkastenträgers ... 89
5.1.4 Modellierung des hybriden Hohlkastenquerschnitts mit einem räumlichen Stabwerk ... 90
5.2 RECHNERSICHER VERGLEICH DER VORGESTELLTEN MODELLIERUNGSANSÄTZE AM HYBRIDEN HOHLKASTENTRÄGER ... 95
5.2.1 Einleitung ... 95
5.2.2 Abmessungen und Lastfall ... 96
5.2.3 Analogie des elastisch gebetteten Balkens ... 96
5.2.4 Modellierung des hybriden Hohlkastens mit der Finite-Elemente-Methode ... 97
5.2.5 Modellierung des hybriden Hohlkastens mit einem räumlichen Stabwerk ... 98
5.2.6 Ergebnisse der Vergleichsrechnung ... 99
5.2.7 Beurteilung ... 99

6 VORSPANNUNG UND LANGZEITVERLUSTE

6.1 VORSPANNUNG ... 101
6.1.1 Einleitung ... 101
6.1.2 Spanngliedführung ... 101
6.1.3 Tragverhalten ... 101
6.2 LANGZEITVERLUSTE ... 105
6.2.1 Einleitung ... 105
6.2.2 Spannungsumlagerungen ... 105

7 KONSTRUKTIVE AUSFÜHRUNG UND BAUVERFAHREN

7.1 KONSTRUKTIVE AUSFÜHRUNG ... 109
7.1.1 Einleitung ... 109
7.1.2 Anordnung des Untergurtes ... 109
7.1.3 Verbundmittel - Anschluß der Betongurte ... 111
7.1.4 Beurteilung ... 114
7.2 BAUVERFAHREN UND BAUAUSFÜHRUNG ... 115
7.2.1 Bauverfahren ... 115
7.2.2 Beschreibung ausgeführter hybrider Brückenkonstruktionen ... 116

8 ZUSAMMENFASSUNG ... 119

9 LITERATUR ... 123

Bildverzeichnis

Bild 1.1: Konstruktionsmerkmale des hybriden Rückenträgers mit gefalteten Stahlstegen ... 2
Bild 1.2: Viaduc de Sylans ... 3
Bild 2.1: Faltengeometrie ... 8
Bild 2.2: Trägergeometrie ... 8
Bild 2.3: Schubspannungsverlauf infolge Querkraftbeanspruchung ... 9
Bild 2.4: Lokales, globales und gemischtes Beulen ... 9
Bild 2.5: Hauptabmessungen der Versuchsträger Serie B ... 14
Bild 2.6: Lastverformungsdagramm Träger B3 [18] ... 15
Bild 2.7: Versuchsanforderung Reihe E [37] ... 21
Bild 2.8: Versuchsanordnung der Schubscheiben ... 27
Bild 2.9: Imperfektionsmessungen des Steges ... 28
Bild 3.1: Verformungsfigur zeigt die Verwölbung des gesamten Trägers ... 41
Bild 3.2: Vergleich: Versuch, Schardt/Strehl und Finite-Element-Rechnung ... 42
Bild 3.3: Vergleich: Versuch, Schardt/Strehl und eigene Finite-Element-Rechnung ... 43
Bild 3.4: Blechendverwölbung trapezförmig gefalteter Schubscheiben aus [43] ... 44
Bild 3.5: Blechendverwölbung, FEM-Berechnung ... 44
Bild 3.6: Spannungsspitzen bei der Krafteinleitung in den Sickentiefen ... 45
Bild 3.7 a,b: Ideale und gemessene Trägergeometrie [18] ... 46
Bild 3.8: Ebenes Blech mit Vorverformung v_i ... 47
Bild 3.9: Schubkorrekturfaktor β in Abhängigkeit des Verhältnisses f und der Vorverformung v.. 49
Bild 3.10: Schubkorrekturfaktor β in Abhängigkeit des Verhältnisses f und der Vorverformung v 49
Bild 3.11: Schubkorrekturfaktor β in Abhängigkeit des Verhältnisses f und der Vorverformung v 50
Bild 3.12: Schubkorrekturfaktor β in Abhängigkeit des Verhältnisses f und der Vorverformung v 50
Bild 3.13: Schubkorrekturfaktor β in Abhängigkeit der Blechstärke t ... 51
Bild 3.14: Finite-Element-Modellierung des gefalteten Steges ... 52
Bild 3.15: Schubkorrekturfaktor in Abhängigkeit der Blechlänge a_2 ... 53
Bild 3.16: Diagramm: β in Abgängigkeit des Faltwinkels γ und des geometrischen Faktors f ... 54
Bild 3.17: Vergleich des Schubkorrekturfaktors bei einem gefalteten Steg und einer Scheibe ... 54
Bild 3.18: Schubkorrekturfaktor β bei gefaltetem Blech in Abhängigkeit der Blechstärke t ... 55
Bild 3.19: Versuchsreihe E und VK im Vergleich mit der Finite-Element-Rechnung ... 56
Bild 3.20: Verformungsfigur des mit der Finite-Element-Methode berechneten Trägers E3 ... 57
Bild 4.1: Schubverlauf des hybriden Querschnitts ... 59
Bild 4.2: Querkraftverlauf eines hybriden Trägers unter Einzellastbeanspruchung ... 60
Bild 4.3: Verzerrter hybrider Träger durch eine Einzelkraft Q beansprucht ... 60
Bild 4.4: Spannungsverteilung σ_x beim Querschnitt mit ebenen bzw. gefaltetem Steg ... 61
Bild 4.5: Finite-Element-Netz des hybriden Trägerquerschnitts ... 62
Bild 4.6: Schubspannungsverlauf korrigiert ... 63
Bild 4.7: Kinematik des Sandwichträgers ... 67
Bild 4.8: Fachwerkmodell eines ebenen, hybriden Trägers ... 70
Bild 4.9: Äquivalente Durchbiegung der Blechscheibe und des Fachwerks ... 71
Bild 4.10: Querschnittsabmessungen und statisches System des Modellträgers ... 72
Bild 5.1: Querschnittsbezeichnungen des hybriden Hohlkastenträgers ... 77
Bild 5.2: Aufteilung einer antimetrischen Linienlast in verdrehenden und verzerrenden Anteil ... 79
Bild 5.3: Einheitsverwölbung der Profilverzerrung des allgemeinen Hohlkastenquerschnitts ... 81
Bild 5.4: Einheitverwölbung der Profilverzerrung des hybriden Hohlkastenquerschnitts ... 82
Bild 5.5: Verzerrter Hohlkastenquerschnitt mit Wandsehnendrehwinkel χ ... 83
Bild 5.6: Verformungsfigur desRahmenquerschnitts infolge Profilverzerrung ... 85
Bild 5.7: Biegemomente des Rahmenquerschnitts infolge Profilverzerrung ... 86
Bild 5.8: Räumliches Stabwerkmodell ... 91

Bild 5.9: Bezeichnungen des Steges 91
Bild 5.10: Bezeichnungen des Obergurtes 92
Bild 5.11: Bezeichnungen des Untergurtes 94
Bild 5.12: Bezeichnungen des Querrahmens 95
Bild 5.13: Querschnittsabmessungen des Hohlkastens 96
Bild 5.14: Analogiesystem des elastisch gebetteten Balkens 97
Bild 5.15: Finite-Element-Netz des hybriden Hohlkastenquerschnitts 97
Bild 6.1: Einfeld-Brückenträger mit vorgespanntem Untergurt 102
Bild 6.2: Wirkungsweise der Vorspannung am hybriden Durchlaufträger 103
Bild 6.3: Geometrie Vollquerschnitt und Zweipunktquerschnitt 104
Bild 6.4: Reduktionsfaktor ψ in Abhängigkeit der Gurtplattendicke ξ 104
Bild 6.5: Abmessung und Vorzeichenregelung der Gurt-Steg-Verbindung 106
Bild 7.1: Gurt direkt auf den Stahlflansch aufgelegt 110
Bild 7.2: Gurt an den Stahlflansch angehängt 110
Bild 7.3: Direkt eingebundener Stahlsteg 111
Bild 7.4: Perfobondleiste 112
Bild 7.5: Anteile der Schubübertragung 112
Bild 7.6: Verbundlöcher direkt in den Steg gestanzt 113
Bild 7.7: Kerben bzw. Schlitze direkt am Stegrand angebracht 114
Bild 7.8: Viaduc de Maupré, Frankreich 117

Tabellenverzeichnis

Tabelle 2.1: Blechstärke und Anzahl der Lasteinleitungssteifen 14
Tabelle 2.2: Vergleich Durchbiegung nach elastischer Balkentheorie und Experimentwerten 16
Tabelle 2.3: Vergleich Durchbiegung nach korrigierter elast. Balkentheorie und Experiment 17
Tabelle 2.4: Geometrische Abmessungen der Versuchsträger (V) 18
Tabelle 2.5: Geometrische Abmessungen der Versuchsträger (VK) 19
Tabelle 2.6: Abmessungen der Versuchsträger E1-E7 [37] 21
Tabelle 2.7: K_{Di}-Werte nach Aschinger [23] 25
Tabelle 2.8: Steggeometrie mit Imperfektionen der Versuchsreihe CW [49] 28
Tabelle 3.1a: Experimentell und rechnerisch ermittelte Durchbiegung w der Reihe B1-B4 36
Tabelle 3.1b: Experimentell und rechnerisch ermittelte Durchbiegung w der Reihe V1-V3 36
Tabelle 3.1c: Experimentell und rechnerisch ermittelte Durchbiegung w der Reihe VK 36
Tabelle 3.1d: Experimentell und rechnerisch ermittelte Durchbiegung w der Reihe E 36
Tabelle 3.2a: β-Faktoren der Versuchsreihe B1 bis B4 nach der Faltengeometrie geordnet 37
Tabelle 3.2b: β-Faktoren der Versuchsreihe V1 bis V3 nach der Faltengeometrie geordnet 37
Tabelle 3.2c: β-Faktoren der Versuchsreihe VK1 und VK3 nach der Faltengeometrie geordnet ... 37
Tabelle 3.2d: β-Faktoren der Versuchsreihe E1 bis E7 nach der Faltengeometrie geordnet 38
Tabelle 3.3: Vergleich der ideellen Schubmoduli gemäß Bild 3.2 43
Tabelle 3.4: Vergleich der ideellen Schubmoduli gemäß Bild 3.3 43
Tabelle 3.5: Profilabmessungen mit gemessenen Imperfektionen der Reihe V nach [36] 46
Tabelle 3.6: Ideelle G-Moduli infolge Vorverformungen Δv_i (Blech 150/410mm) 48
Tabelle 3.7: Einfluß der Gesamtlänge L und der Halbwellenzahl i auf den ideellen G-Modul 52
Tabelle 3.8: Vergleichsrechnung der Versuchsreihe E [37] und VK [20] mit der FEM 56
Tabelle 4.1: Vergleich der Rechenwerte Lastfall 1 73
Tabelle 4.2: Vergleich der Rechenwerte Lastfall 2 74
Tabelle 5.1: Einzelne Stabsteifigkeiten 98
Tabelle 5.2: Rechnerischer Vergleich des Verzerrungswinkels χ und des Biegemoments M_z..... 99

Verzeichnis der verwendeten Formelzeichen

A_Q	Schubfläche
A_{QS}	Schubfläche Querschnitt
A_o	Querschnittsfläche des Obergurts
A_u	Querschnittsfläche des Untergurts
D_x	anisotrope Plattensteifigkeit in x-Richtung
D_y	anisotrope Plattensteifigkeit in y-Richtung
E	Elastizitätsmodul
G	Schubmodul
G_{Blech}	Schubmodul des gefalteten Blechs ohne Imperfektionen
G_K	Schubmodul Kernfläche
G_{QS}	Schubmodul Querschnitt
$G_{S,id}$	ideelle Schubmodul für Schubscheiben
G_{exp}	experimentell ermittelter Schubmodul
G_{id}	ideeller Schubmodul
G_{mat}	Schubmodul des Stegmaterials
H	Steghöhe
I	Trägheitsmoment
I_R	Rahmensteifigkeit
$I_{\omega P}$	Wölbträgheitsmoment
K_D	Biegesteifigkeit Ober- und Untergurt
K_{Di}	Dimensionsgebundene Profilkonstante
K_K	Schubsteifigkeit Kernfläche
K_{QS}	Schubsteifigkeit Querschnitt
K_{St}	Steifigkeit des Steineranteil
$\overline{K}$	Profilkonstante
$\overline{K}_{exp}$	experimentell ermittelte Profilkonstante
L	Trägerlänge
L'	abgewickelte Blechlänge
M	Biegemoment
$\overline{M}$	virtuelles Biegemoment
$M_{\omega P}$	Wölbmoment
N	Normalkraft, Einzellast
P	Einzellast, Vorspannung
Q	Querkraft
$\overline{Q}$	virtuelle Querkraft
$V_{R,d}$	Grenzquerkraft
$V_{R,g,d}$	Grenzquerkraft aus globaler Schubspannung
$V_{R,I,d}$	Grenzquerkraft aus lokaler Schubspannung
a	Länge eines geraden Bleches (allgemein)
a_1	Länge des geraden Stegbleches
a_2	Länge des schrägen Stegbleches
a_3	projizierte Länge a2
a_4	Länge des geraden Stegbleches
Δa	Abweichung Blechgeometrie
b_o	Flanschbreite oben, Breite des Obergurtes zwischen den Stegen
b_u	Flanschbreite unten, Breite Untergurt
d	Abstand der Schwerelinien der Flansche (bzw. Ober-Untergurt)

d_o	Abstand der Schwerelinie des Obergurts vom Schwerpunkt
d_u	Abstand der Schwerelinie des Untergurts vom Schwerpunkt
f	Verhältnis Blechlänge zu Höhe
f_{yk}	charakteristische Fließfestigkeit von Stahl
h	Trägerhöhe
i	Halbwellenzahl
k	Korrekturfaktor
k_g	globaler Beulfaktor
k_l	lokaler Beulfaktor
l_K	Länge Diagonalstab
m_χ	Linienverzerrungsmoment
n	Verhältnis der E-Moduli
p_a	antimetrische Linienlast
s	Diagonale
Δs	Verkürzung der Diagonale
t	Stegdicke, Blechstärke
t_S	Amplitude der Faltung
Δt_s	Abweichung der Falten Amplitude
t_o	Flanschdicke oben bzw. Obergurtdicke
t_u	Flanschdicke unter bzw. Untergurtdicke
u	Verschiebung
v	Vorverformung
v_i	Vorverformung i
vo	Verschiebung in Querrichtung des Obergurtes
vu	Verschiebung in Querrichtung des Untergurtes
w	Durchbiegung, Verschiebung
w_Q	Durchbiegung infolge Querkraftbeanspruchung
w_{exp}	experimentellermittelte Durcbiegung
w_{ges}	gesamte Durchbiegung
$w_{wölb}$	Wölbverformung
w_z	Summe der Durchbiegungen infolge Moment, Querkraft und Wölbung
x	Koordinate
y	Koordinate
α	Korrekturfaktor für den Biegeanteil
β	Schubkorrekturfaktor
β_m	Mittelwert der Schubkorrekturfaktoren
Δ	Differenz
ε	Dehnung
γ	Faltenwinkel, Verzerrung
γ_K	Verzerrung im Kern
κ_τ	Abminderungsfaktor zur Berücksichtigung der Plattenschlankheit
λ	charakteristische Länge
$\bar{\lambda}_p$	Plattenschlankheit des Steges
ν	Querdehnung
σ_x	Spannung in x-Richtung
τ	Schubspannung
τ_{Pi}	ideale Euler'sche Beulspannung
$\tau_{äq}$	äquivalente Schubspannung
φ	Verdrehung, Neigungswinkel Steg
ϑ	Drehwinkel aus St. Venant-Torsion
χ	Verzerrungswinkel
ω_P	Einheitswölbung der Profilverzerrung

Kapitel 1

Einleitung

1.1 Allgemeines

1.1.1 Einführung

Die erste bautechnische Umsetzung der Vorspannung mit sofortigem Verbund 1928 und mit nachträglichem Verbund 1939/40 durch den Franzosen Freyssinet, sowie die parallel dazu gelaufene Entwicklung der Vorspannung ohne Verbund durch Dischinger, leitete den modernen Brückenbau ein. Nach dem 2. Weltkrieg kamen in Deutschland hauptsächlich Massivbrücken zur Ausführung. Dabei wurde in Deutschland nahezu ausschließlich Spannglieder mit nachträglichem Verbund eingesetzt, im Ausland wurde vereinzelt externe Vorspannung verwendet.

In den letzten Jahren sind in Deutschland verstärkt Bestrebungen für innovative Konzepte im Brückenbau festzustellen. Das Ziel neuer Konzepte ist es, durch den richtigen und gezielten Einsatz neuer Bauverfahren und neuer Baumaterialien, die Verbesserung der Dauerhaftigkeit und Wirtschaftlichkeit von Brückenbauwerken zu erreichen. Als moderne Entwicklungen des Brückenbaus gelten bei den Bauverfahren die externe Vorspannung, die Segmentbauweise, der Doppelverbund und die hybride Konstruktion. Ebenso sind Neuentwicklungen bei den Baustoffen, wie Hochleistungsbeton und CFK-Fasern zu nennen.

Eine Bestrebung bei Massivbrücken ist das Reduzieren des Eigengewichts durch aufgelöste Bauteile. Diese Bestrebung wird vor allem in Frankreich seit längerem betrieben. J. Mathivat [65] kennzeichnet die Stege und die untere Gurtplatte als einzig mögliches Einsparpotential des Eigengewichts beim Hohlkastenquerschnitt. Die Stege bilden zwischen 30 % und 40 %, die untere Platte zwischen 20 % und 25 % des Gesamtgewichts. Als Beispiele für Ausführungen mit aufgelösten Stegen durch ein Stahlbetonfachwerk sind die Brücken Viaduc de Sylans und Glacières [82] in Frankreich, bzw. die Mangfallbrücke in Deutschland zu nennen. Die filigranen Konstruktionen bewähren sich jedoch wegen des erheblichen Schalaufwands nicht, zudem sind sie anfällig gegen korrosive Einwirkungen. Weiter kamen verschiedene Mischkonzepte zur Anwendung wie zum Beispiel die Kochertalbrücke oder die Hochbrücke Brunsbüttel mit einem konstanten Hohlkastenquerschnitt und Stützelementen für die auskragende Fahrbahnplatte.
Eine weiterführende Möglichkeit, das Eigengewicht zu reduzieren, ist die hybride Konstruktion. Bei der hybriden Konstruktion wird Baustahl und Konstruktionsbeton je nach Art der Beanspruchung (Druck-, Zug- und Querkraft) eingesetzt. Dies ermöglicht eine Optimierung des Querschnitts. Die hybride Konstruktion kann sich deshalb wirtschaftlich durchsetzen, wie das Ergebnis des Submissionswettbewerbes der Drei-Rosenbrücke in Basel zeigt [19].
Eine Weiterentwicklung dieser Mischbauweise ist die hybride Konstruktion mit gefalteten Stahlstegen. Sie erfüllt die Bestrebungen zur Verbesserung der Wirtschaftlichkeit nicht nur durch das reduzierte Eigengewicht, sondern auch durch den effektiven Wirkungsgrad der Vorspannung und wirkungsvolle Querkrafttragwirkung.

1.1.2 Hybride Konstruktion mit trapezförmig gefalteten Stahlstegen

Eine Ausführung der hybriden Konstruktion mit trapezförmig gefalteten Stahlstegen als Hohlkastenquerschnitt bietet sich an (Bild 1.1). Die beiden Gurtplatten bestehen aus Konstruktionsbeton. Der Verbund der Stege mit den Gurtplatten kann durch Kopfbolzendübel oder Perfobondleisten erfolgen. Dabei können die Verbundmittel je nach Ausführung direkt horizontal an die Stege angebracht oder, falls Stahlflansche vorgesehen sind, vertikal darauf angeschweißt werden.

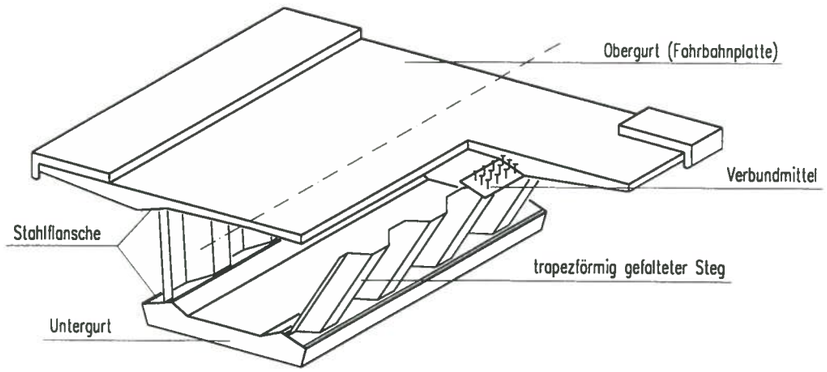

Bild 1.1: Konstruktionsmerkmale des hybriden Brückenträgers mit trapezförmig gefalteten Stahlstegen

Gefaltete Stegträger haben, wie aus dem Stahlbau bekannt, eine höhere Querkrafttragfähigkeit als Träger mit ebenem Stegblech bei gleichen Abmessungen. Die Falten des Steges erzeugen kleine Teilfelder, die die Gefahr des Plattenbeulens reduzieren. Ein zusätzliches Anschweißen von Beulsteifen ist nicht erforderlich.
Der kombinierte Einsatz von Baustahl und Konstruktionsbeton bei der Querschnittsausbildung reduziert die Querschnittsfläche und somit das Eigengewicht des Brückenträgers. Die Baustoffe können den Beanspruchungen entsprechend eingesetzt werden. Die Druckkräfte werden vom Konstruktionsbeton, die Zugkräfte durch Spannglieder oder Baustahl und die Querkräfte vom Baustahl aufgenommen. Zusätzlich wird der Wirkungsgrad der Vorspannung verbessert. Die Vorspannkraft wirkt auf eine kleinere Querschnittsfläche und hauptsächlich in den Gurtplatten. Im Gegensatz dazu nehmen die Stege massiver Brückenquerschnitte einen erheblichen Anteil der Vorspannkraft auf. Die Vorspannkraft in den Stegen trägt wenig zur Aufnahme der Biegemomente und Querkräfte bei.
Werden die Stege aus gefaltetem Blech ausgeführt, entziehen sie sich nahezu vollständig den Längskräften. Dies resultiert aus der geringen Längssteifigkeit des gefalteten Steges. Der Querschnitt wirkt als Zweipunktquerschnitt. Die Längskräfte aus der Vorspannung wirken nur in den Gurtplatten. Die Vorspannung kann gezielt und effektiv eingesetzt werden.
Die wirtschaftlichen Vorteile können sich nicht nur aus dem reduzierten Materialbedarf im Vergleich zu herkömmlichen Brücken ergeben, sondern auch aus den dafür geeigneten Bauverfahren. Als geeignete Bauverfahren können das Taktschieben, der Einsatz eines Lehrgerüsts oder die Verwendung der Stege als Rüstträger gelten.

1.1.3 Entwicklung im Ausland

1.1.3.1 Frankreich

Die Unterstützung innovativer Brückenkonzepte durch die staatliche Autobahnverwaltung (SETRA) brachte die Realisierung fortschrittlicher Brückenbauwerke. Dies zeigt sich durch die stetige Entwicklung, die in den letzten zwanzig Jahren stattfand.

In Frankreich lassen sich, wie Nather in [68] für den Verbundbrückenbau beschreibt, unter Einbezug der Massivbrücken folgende Entwicklungsstufen erkennen:

- Die externe Vorspannung wurde meist in Kombination mit der Segmentbauweise wieder entdeckt und kam bei verschiedenen Bauwerken zur Anwendung, wie z.B. Ile de Ray, Viaduct de Sioule [37].
- Die massiven Stege wurden durch ein aufgelöstes Stahlbetonfachwerk ersetzt. Die Segmentbrücken Viaduc de Sylans, Glacières [82] im französischen Jura sind mit aufgelösten Stegen und externer Vorspannung als typische Beispiele zu nennen (Bild 1.2).

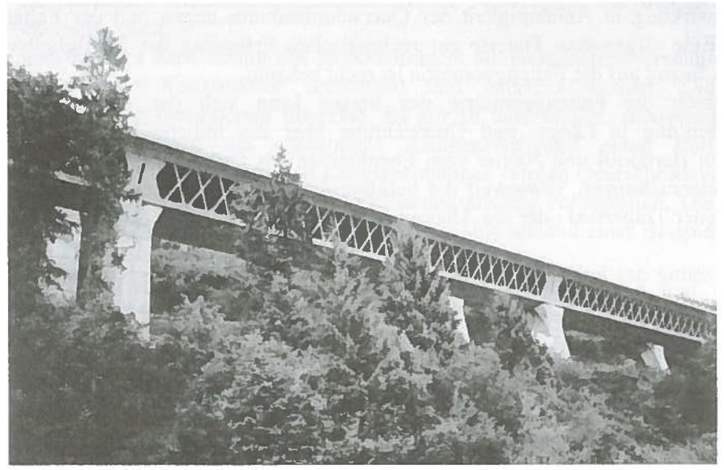

Bild 1.2: Viaduc de Sylans

- Die ersten hybriden Konstruktionen entstanden mit ebenen konventionell ausgesteiften Stegblechen und Gurtplatten aus Konstruktionsbeton, wie z.B. die Pont de Salbris [95] und die Versuchsdurchführungen der Fa. Fougerolle [6].
- Die Weiterentwicklung der hybriden Konstruktion folgt durch das Auflösen der Stege. Es ist dabei die Pont d' Arbois [1,8] mit einem Stahlfachwerk zu nennen oder gar die Pont Charente [2,36], die als erste Brücke mit trapezförmig gefalteten Stahlstegen ausgeführt wurde. Bisher sind in Frankreich vier hybride Konstruktionen mit trapezförmig gefalteten Stahlstegen zur Ausführung gekommen [2,15,10,u.a.].

1.1.3.2 Japan

In Japan sind ebenfalls einige bemerkenswerte Bauwerke verwirklicht wie zum Beispiel die Odawara Blueway Brücke [85] - als Mischform einer Balkenbrücke und einer Schrägseilbrücke - oder die Akashi Kaikyo Hängebrücke [84] mit einer maximalen Spannweite von 1991 Meter. Weiter können ähnliche Entwicklungen wie in Frankreich festgestellt werden. In Japan sind bisher zwei Brücken [5,47] als hybride Konstruktion mit trapezförmig gefalteten Stahlstegen ausgeführt worden, eine zweite ist in Planung. Diese fortschrittlichen Entwicklungen resultieren aus der engen Zusammenarbeit der Industrie, der Forschung und der Verwaltung [85].

1.2 Problemstellung

Trotz der ausgeführten hybriden Brückenbauwerke mit gefalteten Stahlstegen im Ausland ist dieser neue Brückentyp wenig bekannt. Die nachfolgend beschriebenen Gründe können dafür verantwortlich sein.

Das Tragverhalten des hybriden Brückenträgers ist komplex und unvollständig verstanden. Nur qualitative Darstellungen des Tragverhaltens eines hybriden Hohlkastenträgers aufgrund eines Modellversuches und von Finite-Element-Analysen der Firma Campenon Bernard [13,14,43] sind beschrieben. Veröffentlichungen und Forschungsberichte über Versuchsdurchführungen von Stahlträgern mit trapezförmig gefaltetem Stahlsteg sind jedoch bekannt. Die Ergebnisse der Stahlträger lassen sich nur äußerst eingeschränkt auf die hybride Konstruktion übertragen. Dabei sind die Berichte von Bergfelt, Scheer, Lindner [11,59,79-81] zu erwähnen.
Die Schnittgrößen der Querschnittselemente des hybriden Trägers werden durch die richtungsabhängige Steifigkeit des gefalteten Steges beeinflußt. Dies gilt insbesondere für den hybriden Hohlkastenträger. Bei einer exzentrischen Lasteinwirkung findet eine Interaktion der Längs- und Quertragwirkung in Abhängigkeit der Querschnittsabmessungen und der Faltengeometrie des Steges statt. Eine allgemeine Theorie zur rechnerischen Erfassung der Steifigkeitsverhältnisse des Stahlsteges in Bezug auf die Faltengeometrie ist nicht bekannt.
Beeinflußt durch die Faltengeometrie des Steges kann sich der hybride Querschnitt unter Querkrafteinwirkung in Längs- und Querrichtung über das übliche Maß hinaus verzerren. Die Hypothese von Bernoulli und Navier vom Ebenbleiben des Querschnitts gilt nur eingeschränkt. Es gibt keine Untersuchungen, inwieweit die herkömmlichen Modellierungsansätze, wie torsionsteifer Biegestab, ebener Trägerrost oder die Analogie des elastisch gebetteten Balkens, dieses Tragverhalten abbilden.
Für die Bemessung des hybriden Brückenträgers fehlen die technischen Regelwerke. In der gültigen Verbundträgerrichtlinie [67], sowie in den Eurocodes [38-42], werden hybride Konstruktionen für Brückenbauwerke nicht berücksichtigt. Einzig zur Bemessung von Stahlträgern kann auf die DASt-Richtlinie 015 [18] verwiesen werden. Darin sind die Nachweise für den Grenzzustand der Tragfähigkeit beschrieben. Die Traglast des Stahlträgers gilt als erreicht, wenn Biege- oder Schubversagen eintritt. Das Biegeversagen kennzeichnet sich durch Fließen der Flansche oder Knicken des Druckflansches. Das Schubversagen tritt durch Erreichen der Fließgrenze des Baustoffes oder durch Beulen des Steges ein. Der Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit ist für die Bemessung der Stahlträger von untergeordneter Bedeutung. Dauerhaftigkeitsansprüche werden hauptsächlich durch konstruktive Maßnahmen, wie stahlbaumäßiger Korrosionsschutz, erfüllt. Dies steht im Gegensatz zu massiven Bauteilen bei denen die Gebrauchstauglichkeitskriterien für die Bemessung bedeutend sind. Eine Begrenzung der Beton- und Betonstahlspannungen wird u.a. gefordert [32,40,41]. Die Ermittlung der Spannungen erfordert Kenntnis über die Steifigkeitsverhältnisse des Querschnitts.
Der gefaltete Steg beeinflußt die Wirkungsweise der Vorspannung. Wie bereits beschrieben entzieht sich der Stahlsteg den Längskräften. Beim statisch unbestimmten Tragwerk können Zwangsschnittkräfte aus der Vorspannung entstehen. Dies wurde bisher nicht untersucht. Insbesondere der Einfluß der Langzeitwirkung infolge Kriechen und Schwinden, bzw. die daraus resulitierenden Schnittkraftumlagerungen müssen rechnerisch erfaßt werden.
Es wurden weltweit bisher sechs Bauwerke ausgeführt. Erfahrungen über konstruktive Lösungen sind wenig bekannt. Sie berücksichtigen die Verhältnisse in Deutschland nicht. Die Zulassungen müssen bei der konstruktiven Ausbildung berücksichtigt werden.

1.3 Ziel der Arbeit

Für eine Realisierung eines hybriden Brückenträgers mit trapezförmig gefalteten Stahlstegen ist ein umfassendes Verständnis des Trag- und Verformungsverhaltens notwendig. Zusätzlich sind weitere Bemessungsgrundlagen erforderlich. Für die Bemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit soll die DASt-Richtlinie 015 herangezogen werden. Im Unterschied zu Stahlträgern ist der Einfluß der

schubsteifen Gurtplatten zu berücksichtigen. Die Biegetragfähigkeit des Stahlträgers, die durch den gefalteten Steg beeinflußt wird, ist für die Bemessung der Tragfähigkeit der hybriden Konstruktion mit massiven Gurten nicht von Bedeutung.
Die Bemessung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit ist bei Brückenbauwerken zur Erfüllung der Nutzungsbedingungen und der Dauerhaftigkeitskriterien erforderlich. Dazu muß die Beanspruchung der Querschnittselemente beurteilt werden. Deshalb ist das komplexe Tragverhalten des hybriden Querschnitts zu beschreiben. Das Materialverhalten darf als linear-elastisch, wie bei der Schnittkraftermittlung üblich, betrachtet werden. Die Steifigkeitsverhältnisse sind für die Bestimmung der Beanspruchung wirklichkeitsnah zu erfassen. Besonders schwierig ist die richtungsabhängige Steifigkeit des gefalteten Steges zu beurteilen. Eine Studie und Auswertung der bekannten Versuchsreihen an Stahlträgern [11,79,80] soll Aufschluß über den Einfluß der geometrischen Formfaktoren auf die Steifigkeit der gefalteten Stahlstege bringen. Es sind dabei die Randbedingungen aus den Versuchsdurchführungen kritisch zu betrachten. Anhand einer wirklichkeitsnahen Finite-Element-Analyse sind die Versuchsergebnisse auf die im Brückenbau üblichen geometrischen Verhältnisse zu übertragen. Ziel ist es, bei einer gegebenen Faltengeometrie eine ideelle Ersatz-Steifigkeit des Steges zu bestimmen, die die rechnerische Modellierung erleichtert. Dabei werden die bekannten Modellierungsansätze auf die Anwendung für den hybriden Träger überprüft und weiterentwickelt.
Die im Brückenbau häufige Ausführung des Brückenträgers als Hohlkastenquerschnitt soll für die Anwendung der hybriden Konstruktion untersucht und beurteilt werden. Die Einwirkung exzentrischer Lasten ist von besonderem Interesse. Es gilt zu untersuchen, inwieweit die fehlende Längssteifigkeit der Stege und die vorhandene Rahmensteifigkeit einen Einfluß auf das Torsionstragverhalten haben. Die zusätzlichen Längsspannungen infolge Querschnittsverzerrung sind rechnerisch zu erfassen. Dabei sind geeignete Modellierungsansätze vorzustellen. Die Eignung und Anwendbarkeit der rechnerischen Abbildungen in der Praxis sind anhand einer Beispielsrechnung zu überprüfen.
Weiter ist die Wirkungsweise der Vorspannung beim statisch bestimmten und unbestimmten Tragwerk zu erfassen. Die Einflüsse der statisch unbestimmten Wirkung der Vorspannung sind zu beschreiben. Insbesondere sind die Langzeiteinflüsse unter Berücksichtigung von Kriechen und Schwinden zu beurteilen. Die daraus resultierenden Schnittkraftumlagerungen sollen rechnerisch erfaßt werden können. Die Besonderheiten der Steifigkeitsverhältnisse sind dabei zu berücksichtigen.
Ein wesentliches Kriterium zur Ausführung ist die konstruktive Durchbildung. Die Herstellung des Verbundes der Stege mit den Gurten ist ein wichtiger Detailpunkt. Die herkömmlichen konstruktiven Ausführungen aus dem Verbundbau und den bereits ausgeführten hybriden Bauwerken sind zu beurteilen und auf die Verhältnisse in Deutschland anzupassen, bzw. weiterzuentwickeln. Dabei sind die gültigen Zulassungen zu berücksichtigen und der erforderliche Forschungsbedarf aufzuzeigen.

Kapitel 2

Versuchsdurchführungen und theoretische Ansätze

2.1 Grundlagen

2.1.1 Einleitung

Vorhandene Grundlagen aus der Literatur wie Versuchsdurchführungen, theoretische Ansätze und Regelwerke werden in diesem Kapitel im Hinblick auf die Fragestellung des Trag- und Verformungsverhaltens hybrider Konstruktionen mit trapezförmig gefalteten Stahlstegen zusammengestellt, untersucht und beurteilt. Dabei werden die grundlegenden, wichtigen und neuesten Versuchsreihen vorgestellt. Dabei kann zwischen Untersuchungen über Stahlträger und über hybride Träger unterschieden werden. Die detailliertesten und in der Zahl überwiegenden Arbeiten sind über Stahlträger mit trapezförmig gefalteten Stahlstegen verfaßt. Die Veröffentlichungen über Stahlträger handeln meist von der Ermittlung des Traglastverhaltens. Die Traglastgrenze der Stahlträger ist durch Versagen der Flansche oder des Steges gekennzeichnet. Das Versagen der Stahlflansche ist für die Beurteilung des hybriden Trägers uninteressant. Deshalb wird die Untersuchung auf das Tragverhalten des orthotrophen Steges unter Schubbeanspruchung beschränkt. Die maximale Traglast, unter der Annahme, daß kein Versagen der Gurte eintritt, hängt von den geometrischen Abmessungen des gefalteten Steges und der Größe der Schubbeanspruchung ab. Das Schubversagen wird i.d.R. durch Beulen des Steges erreicht.

Durch den Einsatz unterschiedlicher Baustoffe für den hybriden Brückenträger ist die Beschreibung des Tragverhaltens äußerst komplex. Die Ermittlung der Schnittkräfte und insbesondere das Erfassen des Tragverhaltens (Verformungsverhalten, Interaktion der Längs- und Quertragrichtung) erfordert eine genaue Beschreibung der Steifigkeitsverhältnisse des Querschnitts und der Querschnittselemente. Die abschließende Sichtung der Grundlagen aus der Literatur zeigt, daß wesentliche Aussagen über das Verformungsverhalten der gefalteten Stahlstege fehlen. Modellierungsansätze für die rechnerische Erfassung der Steifigkeitsverhältnisse sind nicht dargelegt. Insbesondere ist Abhängigkeit des Verformungsverhaltens der gefalteten Stege aufgrund der geometrischen Randbedingungen - wie die Faltengeometrie - in der Literatur kaum enthalten. Deshalb werden verschiedene Versuchsreihen im Hinblick auf diese Fragestellung beschrieben, untersucht und ausgewertet. Die Lastverformungskurven der Versuchsdurchführungen zeigen neben der Versagenslast und dem Verhalten im überkritischen Bereich die quasi-lineare Verformung im unterkritischen Bereich auf. Es wird auf Anhaltspunkte hingewiesen, die aus den Versuchsbedingungen herrühren, welche die Traglast beeinflussen und möglicherweise auch Auswirkungen auf das lineare unterkritische Verformungsverhalten haben.

Im Anschluß an die Beschreibung der Versuchsreihen wird jeweils eine eigene Beurteilung angegeben. Es wird auf offene Fragestellungen hingewiesen, die Gegenstand eigener Untersuchungen in den nachfolgenden Kapiteln sein werden. Bei der Übertragung der verschiedenen Verformungsansätze soll auf geänderte Randbedingungen und Maßstabseffekte geachtet werden. Dabei soll die Eignung dieser Ansätze auf die im Brückenbau üblichen Abmessungen überprüft werden.

Der Vollständigkeit halber werden jedoch die grundlegenden Ansätze zur Bemessung des Grenzzustandes der Tragfähigkeit unter Abschnitt 2.1.3 nach der DASt-Richtlinie 015 [18] beschrieben. Dabei werden die erforderlichen zusätzlichen Literaturstellen, mit deren Hilfe eine Bemessung durchgeführt werden kann, genannt.

2.1.2 Bezeichnung der Geometrie

Die Bezeichnungen der Geometrie der verschiedenen beschriebenen Versuche in der Literatur unterscheiden sich. Deshalb werden nachfolgend einheitliche Bezeichnungen der Faltengeometrie bzw. der Stegabmessungen eingeführt.

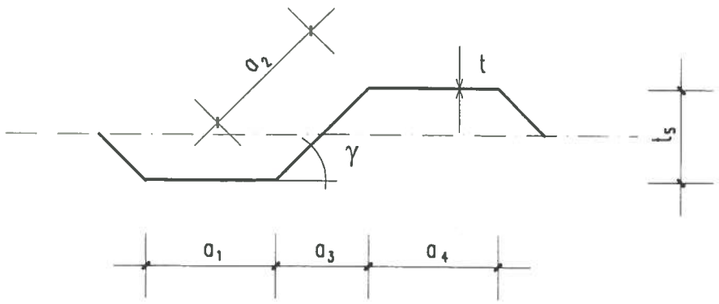

Bild 2.1: Faltengeometrie

a_1 : Länge des geraden Stegbleches (Untergurt in Quertragrichtung)
a_2 : Länge des schrägen Stegbleches
a_3 : projizierte Länge a_2 $\quad a_3 = a_2 \times \cos\gamma$
a_4 : Länge des geraden Stegbleches (Obergurt in Quertragrichtung)
γ : Faltenwinkel
t : Blechstärke
t_s : Amplitude der Faltung $\quad t_s = a_2 \times \sin\gamma$

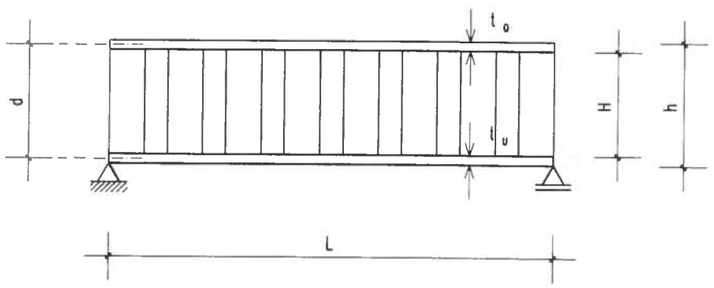

Bild 2.2: Trägergeometrie

L = Trägerlänge
h = Trägerhöhe

d = Abstand der Schwerelinien der Flansche (bzw. Ober- Untergurt)
H = Steghöhe
t_o = Flanschhöhe oben bzw. Obergurthöhe
t_u = Flanschhöhe unten bzw. Untergurthöhe

2.1.3 Grundlagen des Tragverhaltens und Berechnung der Tragfähigkeit

2.1.3.1 Einleitung

Bei der rechnerischen Erfassung des Tragverhaltens wird in sämtlichen Literaturstellen von einem konstanten Schubfluß über die Höhe des gefalteten Steges ausgegangen.
Die Schubspannungen können nach Gleichung 2.1 ermittelt werden:

$$\tau = \frac{Q}{H \cdot t} \tag{2.1}$$

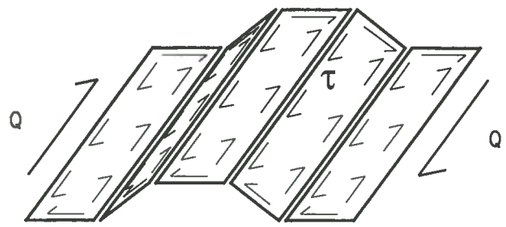

Bild 2.3: Schubspannungsverlauf infolge Querkraftbeanspruchung

Das Versagen des gefalteten Stegbleches erfolgt unter Querkraftbeanspruchung infolge lokalem, globalem und gemischtem Beulen (Bild 2.3). Das Ausbeulen des Steges ist von den Steifigkeitsverhältnissen bzw. den geometrischen Verhältnissen abhängig. Das Beulen entspricht einem Ausweichen des gefalteten Bleches aus der Stegebene. Das Beulen hängt vom Biegesteifigkeitsverhältnis des Steges ab. Die Biegesteifigkeit des Steges ist richtungsabhängig und kann analog der orthotrophen Platte betrachtet werden. Sie wird für die Bemessung der aufnehmbaren Querkraft unter Abschnitt 2.1.3.3 beschrieben.

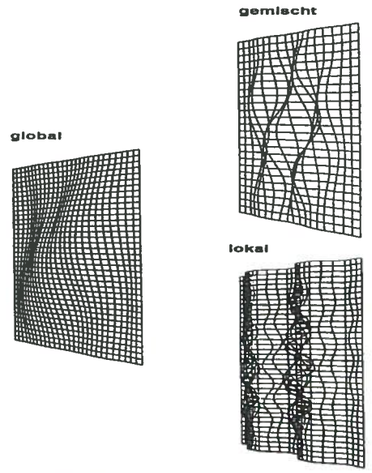

Bild 2.4: Lokales, globales und gemischtes Beulen

2.1.3.2 Querkrafttragfähigkeit nach der DASt-Richtlinie 015 [18]

Die Bemessung von Stahlträgern mit trapezförmig gefalteten Stegen erfolgt nach der DASt-Richtlinie 015 [18]. Diese Richtlinie basiert hauptsächlich auf den Untersuchungen, die am Stahlbauinstitut in Berlin unter der Leitung von Professor J. Lindner durchgeführt wurden. Die Untersuchungen beinhalten u.a. die Auswertungen der skandinavischen Versuche [11,56], sowie der Versuche aus Berlin [59] und Braunschweig [79-81]. Die Anwendung der Richtlinie und das Vorgehen bei der Bemessung von Stahlträgern wird in den Veröffentlichungen [60] und [61] erläutert. Ein wesentliches Bemessungskriterium der Stahlträger ist das aufnehmbare Grenzbiegemoment. Das rechnerische Grenzbiegemoment wird dabei durch das Erreichen der Streckgrenze des Zugflansches bzw. des Druckflansches oder der Grenzknickspannung des Druckflansches bestimmt. Die Biegetragfähigkeit des Trägers, insbesondere durch das Stabilitätsversagen des Druckflansches, spielt bei der hybriden Konstruktion eine untergeordnete Rolle, da die Gurte aus Konstruktionsbeton bestehen. Wesentlich sind die Bemessungskriterien der Querkrafttragfähigkeit der Richtlinie 015 für die Bemessung des gefalteten Stegbleches bei der hybriden Konstruktion.
Bei den Stahlträgern besitzen die Flansche keine nennenswerte Schubsteifigkeit. Deshalb kann die Querkraft nur den Stegen zugewiesen werden. Beim hybriden Träger sind die Gurtplatten aus Konstruktionsbeton ausgeführt. Die im Vergleich zum Stahlträger größere Steifigkeit der Gurte muß berücksichtigt werden (vgl. Kapitel 4). Die Annahme, daß die gesamte Querkraft wie beim Stahlträger dem Steg zuzuweisen ist, liegt für die Bemessung des Steges zwar auf der sicheren Seite, führt jedoch zu einer unwirtschaftlichen Bemessung.

2.1.3.3 Querkraftbemessung

Die maßgebende Grenzquerkraft $V_{R,d}$ ist aus dem kleineren Wert der lokalen oder globalen Schubspannung zu ermitteln. Die lokale oder globale Grenzquerkraft wird nach [18] wie folgt angegeben:

$$V_{R,\ell,d} = 0{,}6 \cdot \frac{1}{\sqrt{3}} \cdot \kappa_{\tau,\ell} \cdot \frac{f_{y,k}}{\gamma_M} \cdot H \cdot t \tag{2.2}$$

$$V_{R,g,d} = 0{,}6 \cdot \frac{1}{\sqrt{3}} \cdot \kappa_{\tau,g} \cdot \frac{f_{y,k}}{\gamma_M} \cdot H \cdot t \tag{2.3}$$

Der Abminderungsfaktor κ_τ ist von der Plattenschlankheit des Steges abhängig.

$$\bar{\lambda}_P \le 0{,}84 \Rightarrow \kappa_\tau = 1{,}0 \tag{2.4}$$

$$\bar{\lambda}_P > 0{,}84 \Rightarrow \kappa_\tau = \frac{0{,}84}{\bar{\lambda}_P} \tag{2.5}$$

Die Berechnung der globalen Plattenschlankheit hängt von dem Verhältnis der lokalen und globalen idealen Euler'schen Spannung ab.

1) $0{,}5 \le \frac{\tau_{Pi,g}}{\tau_{Pi,\ell}} \le 2{,}0 \quad \Rightarrow$ Plattenschlankheit $\bar{\lambda}_{P,g} = \sqrt{\frac{2 \cdot f_{y,k}}{\sqrt{3} \cdot \tau_{Pi,g}}}$ (2.6)

2) allgemein $\Rightarrow$ Plattenschlankheit $\bar{\lambda}_{P,g} = \sqrt{\frac{f_{y,k}}{\sqrt{3} \cdot \tau_{Pi,g}}}$ (2.7)

Ist die Bedingung 1) erfüllt, wird die allgemeine globale Plattenschlankheit (Gl. 2.7) um den Faktor $\sqrt{2}$ vergrößert und damit eine mögliche Interaktion zwischen dem lokalen und dem globalen Beulen berücksichtigt.

Die lokale Plattenschlankheit ist maßgebend für den Abminderungsfaktor κ_τ eines ebenen Stegstreifens. Sie kann wie folgt angegeben werden:

$$\bar{\lambda}_{P,\ell} = \sqrt{\frac{f_{y,k}}{\sqrt{3} \cdot \tau_{Pi,\ell}}} \tag{2.8}$$

Die ideale Euler'sche Beulspannung für lokales und globales Beulen unter Einwirkung von Schubspannungen wird mit den folgenden Gleichungen beschrieben:

- Lokale Beulspannung:

$$\tau_{Pi,\ell} = \frac{k_\ell \pi^2 \cdot E}{12(1-\nu^2) \cdot (a/t)^2} \tag{2.9}$$

Bei frei drehbar gelagerten Rändern wird $k_\ell = 5{,}34$ angegeben und ergibt, in die obige Gleichung 2.9 eingesetzt, die vereinfachte Form (Gl. 2.10). Die Querdehnung ν ist gleich 0,3.

$$\tau_{Pi,\ell} = 4{,}83 \cdot E \cdot \left(\frac{t}{a}\right)^2 \tag{2.10}$$

- Globale ideale Euler'sche Beulspannung ist von der Faltengeometrie abhängig:

$$\tau_{Pi,g} = \sqrt[4]{D_x \cdot D_y^3} \cdot {k_g}/{H^2 t} \tag{2.11}$$

Der globale Beulfaktor wird bei der Annahme einer gelenkigen Lagerung wie folgt gewählt:

$$k_g = 32{,}4$$

Dabei sind die anisotropen Plattensteifigkeiten D_y und D_x zu beachten. Für die Ermittlung der Plattensteifigkeit ist das Verhältnis der projizierten Steglänge zur abgewickelten zu berücksichtigen:

$$D_x = \frac{a_1 + a_3}{a_1 + a_2} \cdot \frac{E \cdot t^3}{12} \tag{2.12}$$

$$D_y = E \cdot I_y \tag{2.13}$$

Die Biegesteifigkeit I_y in Querrichtung ist von der Faltengeometrie abhängig:

$$I_y = \frac{t \cdot a_2^2 \cdot \sin^2\gamma}{4(a_1 + a_3)} \cdot \left(a_1 + \frac{a_2}{3}\right) \tag{2.14}$$

Wegen der großen Streuung der Versuchsergebnisse werden, wie in der Veröffentlichung [60,61] beschrieben, die lokale und die globale Schubspannung mit dem pauschalen Abminderungsfaktor von 0,6 berücksichtigt. Dabei ist der kleinere Wert bei der Berechnung der globalen und lokalen Schubspannung maßgebend.

Treten mehrachsige Spannungszustände auf, sind die Vergleichsspannungen gemäß DIN 18800 [27] zu betrachten. Wie bereits erwähnt, sind infolge Normalkraft und Biegemoment keine Spannungszustände in Trägerlängsrichtung im Steg zu erwarten. Es darf jedoch nicht vernachlässigt werden, daß die gefalteten Stege infolge der vorhandenen Biegesteifigkeit in Querrichtung (D_y) Biegemomente aufnehmen. Dabei werden die Sickentiefe als Unterflansch und die Sickenhöhe als Oberflansch zur Aufnahme der Querbiegung herangezogen. Die zugehörige sekundäre Querkraft wird über die schrägen Stegbleche übertragen. Bei der Bemessung sind die daraus resultierenden Spannungen zu betrachten.

2.2 Versuchsdurchführung

2.2.1 Peterson P., und Card M. [71]

2.2.1.1 Einleitung

Eine der ersten und grundlegenden Versuchsreihen an Trägern mit trapezförmig gefalteten Stegen wurde von Peterson und Card bei der NASA [71] durchgeführt. Peterson und Card beurteilten gefaltete Bleche zur Aufnahme von Schubkräften als äußerst effektive Bauteile. Besonders wirkungsvoll wurde das gefaltete Blech als Steg eines Trägers eingesetzt. Der gefaltete Steg konnte im Vergleich zu gleich dicken ebenen Stahlstegen eine höhere Schubspannung aufnehmen. Von besonderem Interesse für die NASA war die hohe Tragfähigkeit bei geringem Gewicht. Ein weiterer Punkt war die große Dissipationsfähigkeit von Energie bei einer plastischen Verformung des Trägers.

2.2.1.2 Theoretischer Ansatz

Die Differentialgleichung der orthotrophen Platte wurde in der Arbeit von Peterson und Card [71] durch einen Term für die Berücksichtigung der Wölbkrafttorsion erweitert. Bei der Differentialgleichung handelte es sich ursprünglich um die übliche Gleichung der orthotrophen Platte unter Schubbeulen. Die Berücksichtigung der Wölbsteifigkeit beeinflußte die Steifigkeit trapezförmig gefalteter Bleche.

2.2.1.3 Versuche

Im Rahmen der Versuchsdurchführungen wurden sieben Träger bis zum Versagen belastet. Bei dem eingesetzten Material der sieben Träger handelte es sich um Aluminiumlegierungen. Die Faltengeometrien der Stege bei den Versuchsträgern unterschieden sich in den Abmessungen. Der Steg war kraftschlüssig durch ein L-Profil mit Ober- und Unterflansch verschraubt. Dabei wurde der Steg nur im Bereich der geraden Bleche verschraubt. Die schrägen Bleche waren frei verformbar. Durch die nicht kontinuierliche Festhaltung reduzierte sich die Versagenslast. Dies zeigten Messungen der ersten Versuchsträger. Beulen des Trapezbleches trat schon bei 85 % der gerechneten Versagenslast auf. Das rechnerische Modell jedoch ging an den Rändern von einer profilfolgenden Festhaltung aus. Deshalb brachten Peterson und Card, um die Traglast zu erhöhen, an den Rändern einen Verstärkungsstreifen auf. Es wurden aus demselben trapezförmig gefalteten Blech ca. 2,5 cm breite Streifen gefertigt und entlang den Rändern befestigt. Die freie Verformung wurde so erheblich behindert. Der Vorteil dieser Maßnahme bestand darin, daß zur Erhöhung der Traglast keine weiteren aufwendigen mechanischen Befestigungen der schrägen Blechscheiben erforderlich waren. Der Nachteil, insbesondere für die Anwendungen der NASA, war das zusätzliche Gewicht durch die Verstärkungsstreifen. Die Last der einzelnen Versuche wurde in kleinen Schritten aufgebracht. Zwischen den Lastschritten wurden visuelle Kontrollen und Messungen mittels DMS-Streifen durchgeführt, die über das Auftreten von Stegbeulen aussagen sollten. Abweichungen der gemessenen Schubspannungen von einem konstanten Schubfluß nach Gleichung 2.1 wurden mit elastischem Ausweichen senkrecht zur Stegebene begründet. Die Schubtragfähigkeit galt nach Peterson und Card als optimiert, wenn lokales und globales Beulen des Trägers gleichzeitig auftreten würden.

2.2.1.4 Beurteilung

Peterson und Card schaffen mit ihrer Veröffentlichung die Grundlagen für die späteren Untersuchungen an trapezförmig gefalteten Trägern. Sie weisen insbesondere auf eine mögliche Beeinflussung des Tragverhaltens durch die Profilverwölbung des orthotrophen Steges hin.
Ein wesentlicher Unterschied zu der hybriden Konstruktion ist die Befestigungsart des Steges mit den Flanschen. Der Steg wird mit den Flanschen nicht kontinuierlich verschweißt, sondern mechanisch befestigt. Die Nichtbefestigung der schrägen Stegbleche und die möglicherweise nachgiebige geschraubte Verbindung können das Tragverhalten wesentlich beeinflussen. Die Übertragung der Erkenntnisse von Peterson und Card auf die Randbedingungen bei einer kontinuierlichen Schweißung des Steges mit den Flanschen muß nachfolgend überprüft werden. Über die Fertigungsgenauigkeit der Versuchsträger wird keine Aussage gemacht. Detaillierte Geometrischemessungen werden nicht durchgeführt. Die ermittelte Abweichung zu einem konstanten Schubfluß kann an geometrischen Imperfektionen liegen. Interessant ist jedoch der Ansatz zur optimalen Materialausnutzung, der durch die geeignete geometrische Wahl des gefalteten Steges erreicht wird und sich durch ein gleichzeitiges Auftreten des lokalen und globalen Beulens zeigt.

2.2.2 Bergfelt A., und Leiva-Arvena L. [11,56]

2.2.2.1 Einleitung

Seit 1961 wurden in Schweden Stahlträger mit gefalteten Stegen hergestellt. Dieser Trägertyp nahm einen wachsenden Anteil am Markt ein und wurde vor allem bei mittleren und kleinen Spannweiten als Dach- und Hallenbinder eingesetzt. Zur Weiterentwicklung des Trägers und zur besseren Beurteilung des Tragverhaltens wurden an der Technischen Universität Chalmers in Göteborg Versuche [11,56] in Zusammenarbeit mit der schwedischen Firma Rana-Werke durchgeführt. Es handelte sich dabei um zwei Versuchsreihen mit vergleichsweise hohen geschweißten Stegträgern, denn die Firma Rana-Werke wollte ihr Produktangebot mit Trägern großer Spannweite erweitern. In [11] bzw. [56] werden die Vor- und Hauptversuche beschrieben. Die Vorversuche (Reihe L) wurden an drei, die Hauptversuche (Reihe B) an vier Trägern durchgeführt.

2.2.2.2 Vorversuche, Reihe L [56]

2.2.2.2.1 Einleitung und Geometrie

Die Trägerhöhen der drei Vorversuche (Reihe L) betrugen 1,0, 1,5 und 2,0 m. Die Träger spannten über 3,0, 4,5 und 5,0 m. Die Blechstärke t wurde mit 2,0 bzw. 2,5 mm angegeben. Dabei wies ein Steg des Versuchsträgers zwei unterschiedliche Blechstärken auf. Die Vorversuche wurden so dimensioniert, daß Schubversagen und kein Biegeversagen durch Ausweichen der Flansche eintrat.
Die Krafteinleitung der Pressen erfolgte über zwei symmetrisch angebrachten Mittelsteifen. Die Träger wurden mit konzentrierten Einzellasten beansprucht. An den Auflagern waren ebenfalls Steifen angebracht.

2.2.2.2.2 Ergebnis

Die dargestellten Lastverformungskurven der drei Träger zeigen ein lineares Verhalten bis kurz vor Erreichen der Traglast.
Eine eindeutige Versagensart der Versuchsträger konnte nicht festgestellt werden. Sie versagten unter dem gemeinsamen Einfluß von lokalem und globalem Beulen. Die Versuchsreihe wurde nicht weggesteuert gefahren. Deshalb enthält die dargestellte Lastverformungskurve keine Aussage über das überkritische Verhalten.

2.2.2.2.3 Beurteilung

Die Lastverformungskurven sind bis zur Versagenslast erfaßt. Das Verformungsverhalten wird durch die unterschiedlichen Blechstärken innerhalb eines Steges beeinflußt. Dies erschwert die Auswertung der Versuche. Imperfektionsmessungen werden nicht beschrieben.

2.2.2.3 Hauptversuche, Versuchsreihe B [11]

2.2.2.3.1 Einleitung

Bei den Hauptversuchen wurden die geometrischen Verhältnisse gegenüber den Vorversuchen geändert. Die gefalteten Stegträger sollten eine eindeutige Versagensform aufweisen, die entweder durch ein dominantes lokales oder globales Beulen gekennzeichnet war. Bei den Hauptversuchen wurden vier Träger untersucht und mit B1 bis B4 bezeichnet.

2.2.2.3.2 Beschreibung der Versuchsträger

Die gewählten Träger stimmten in ihren äußeren Abmessungen überein. Die Trägerhöhe h betrug 600 mm. Die Gesamtlänge des Trägers wurde 2,0 m angegeben. Zwischen den Auflagern betrug die Trägerlänge L = 1,80 m. Die Träger unterschieden sich durch ihre Blechstärke und die Anzahl der Lasteinleitungssteifen.

Tabelle 2.1: Blechstärke und Anzahl der Lasteinleitungssteifen

Geometrie Serie B		
Träger	Blechstärke t [mm]	Anzahl Steifen -
B1	2,1	1
B2	2,6	2
B3	2,6	1
B4	2,1	2

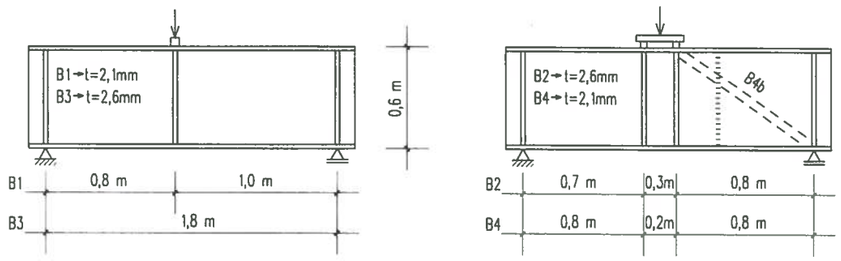

Bild 2.5: Hauptabmessungen der Versuchsträger Serie B

Die Geometrie des trapezförmig gefalteten Bleches wurde wie folgt gewählt:

$a_1 = a_4 = 140$ mm
$a_2 = 50$ mm
$\gamma = 45°$

Eine durchgeführte Imperfektionsmessung ergab erhebliche Abweichungen der idealen gefalteten Trapezstruktur zur gemessenen. Die Abweichungen betrugen maximal 1,8 cm.

2.2.2.3.3 Ergebnisse

Die Dehnungen des Steges wurden mit Dreiweg-Dehnmeßstreifen (DMS) erfaßt. Mit einem induktiven Weggeber, in Kombination mit einer Kraftmeßdose, wurden für alle Träger Lastverformungsdiagramme erstellt. Die Lasten wurden über den Flansch direkt in die Mittelsteife eingeleitet und betrugen jeweils zwischen 192 und 273 kN.

Träger B1
Die Lastverformungskurve des Trägers B1 verläuft praktisch linear bis kurz vor Erreichen der Traglast bei 208 kN.
Der Träger versagte mit einem großen Beulfeld über zwei Falten im Bereich der vertikalen Schweißnaht des Steges. Die Schweißnaht kann der Grund sein, daß das Versagen nicht wie erwartet durch lokales Beulen erfolgte. Nach dem Abfallen im überkritischen Bereich auf weniger als die Hälfte der Traglast, konnte ein Ausbilden von Zugfeldern festgestellt werden.

Träger B2
Die Lastverformungskurve des Trägers B2 verläuft linear bis 220 kN und nimmt kontinuierlich mit zunehmender Verformung bis zum Erreichen der Traglast von 273 kN zu.
Der Träger versagte mit einer großen Beule über zwei Felder. Der Grund, weshalb das Versagen nicht durch lokales Beulen erfolgte, läßt sich durch die Anordnung der Lasteinleitungssteife erklären. Die Steife war auf einem flachen Stegfeld angebracht worden und beulte deshalb nicht aus. Daneben befand sich nur ein kurzes schräges Feld. – Kürzere Felder besitzen eine höhere kritische Beulspannung.

Träger B3
Die Lastverformungkurve des Trägers B3 verläuft linear bis 200 kN und vergrößert sich nach einem Knick bis zur Traglast von 246 kN. Die Lastverformungskurve B3 ist charakteristisch für das Tragverhalten trapezförmig gefalteter Stahlträger. Bild 2.6 gilt exemplarisch für die weiteren Versuchsträger. Im Diagramm sind die Auflagerkraft R auf der Abszisse und die vertikale Verschiebung in der Trägermitte auf der Ordinate aufgetragen.
Der Träger versagte durch das lokale Stegbeulen nahe der Krafteinleitungssteife im ersten Feld. Nach dem Beulen sank die Traglast erheblich auf ca. 50 % ab. Es bildeten sich weitere Beulen, die sich vergrößerten und über mehrere Stege reichten. Eine Traglaststeigerung im überkritischen Bereich stellte sich nicht mehr ein. Es konnte jedoch eine diagonale Zugfeldausbildung beobachtet werden.

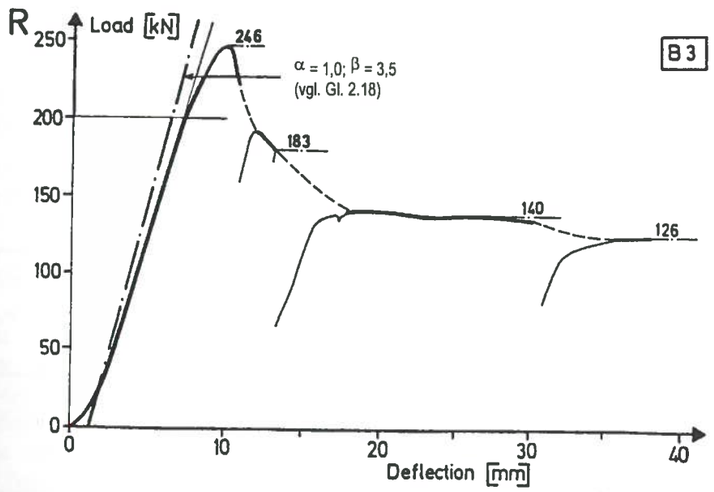

Bild 2.6: Lastverformungsdiagramm Träger B3 [11]

Träger B4
Die Verformungskurve verläuft bis 150 kN linear und erreicht mit geringer Zunahme die Traglast bei 183 kN.
Analog zum Träger B1 beulte der Steg über zwei Felder im Bereich der Schweißnaht. Ein Ausweichen senkrecht zur Stegebene konnte zwischen den Mittelsteifen schon bei geringeren Lasten beobachtet werden.

Träger B4b
Das Stegfeld des Trägers B4 versagte zu früh. Dies wurde mit den vorhandenen erheblichen Imperfektionen begründet. Um den Träger nochmals verwenden zu können, sah man eine Verstärkung mit einem Diagonalstab vor. Der verstärkte Träger wurde mit B4b bezeichnet und nochmals belastet.
Die Verformungskurve verläuft ähnlich wie bei Träger B1. Sie erreicht die Traglast mit einer deutlichen Verformungszunahme bei den letzten 10 kN vor der Versagenslast.
Beim Träger B4b stellte sich lokales Stegbeulen knapp unter der Traglast ein, die mit dem globalen Beulen über zwei Stegfelder erreicht wurde. Das Verformungsverhalten des Träger verhielt sich durch den Diagonalstab bedingt sehr steif.

2.2.2.3.4 Rechnerische Erfassung des Verformungsverhaltens

Bergfelt stellte bei den gemessenen Versuchen eine erheblich größere Durchbiegung des Stegträgers im Vergleich zur elastischen Balkentheorie (Gl. 2.15) unter Berücksichtigung der Schubverformungen fest (Tabelle 2.2).

$$w_{tot} = w_{M,el} + w_{Q,el} \tag{2.15}$$

$$w_{M,el} = \frac{PL^3}{48\,EI_y} \tag{2.16}$$

$$w_{Q,el} = \frac{PL}{4\,GA_Q} \tag{2.17}$$

L : Spannweite
A_Q : Schubfläche
I_y : Biegesteifigkeit ohne Berücksichtigung des Steges

Die nach der elastischen Balkentheorie gerechneten und gemessenen Trägerdurchbiegungen werden für den Vergleich auf ein einheitliches Lastniveau von R=200 kN umgerechnet. Für die Berechnung der Biegesteifigkeit I_y wird nur der Flansch berücksichtigt.

Tabelle 2.2: Vergleich der Durchbiegung nach der elastischen Balkentheorie und den experimentell ermittelten Werten

Träger	gerechnet		gemessen	Abweichung
	$w_{M,el}$ [mm]	$w_{Q,el}$ [mm]	w_{gem} [mm]	w_{gem} / w_{tot}
B3	0,48	1,37	5,9	3,19
B2	0,41	1,20	6,2	3,85
B1	0,47	1,74	6,8	3,05
B4	0,47	1,71	6,1	2,80

Die Tabelle 2.2 zeigt die erheblichen Abweichungen der elastischen Balkentheorie gegenüber den Versuchsreihen auf. Deshalb führte Bergfelt Korrekturfaktoren für den Biegeanteil (α) und den Querkraftanteil (β) bei der rechnerischen Ermittlung nach Gleichung 2.18 ein (Tabelle 2.3).

$$w'_{tot} = \alpha \cdot w_{M,el} + \beta \cdot w_{Q,el} \tag{2.18}$$

Auf der Basis der Versuchsresultate ermittelte Bergfelt α=1,0 und β=3,5. In die Lastverformungsdiagramme Bild 2.6 ist eine vereinfachte lineare Kraftverformungslinie gemäß der korrigierten elastischen Berechnung nach Gleichung 2.18 eingetragen.

Tabelle 2.3: Vergleich der Durchbiegung nach der korrigierten elastischen Balkentheorie mit den experimentell ermittelten Werten

Träger	gerechnet		gemessen	Abweichung
	$\alpha\, w_{M,el}$ [mm]	$\beta\, w_{Q,el}$ [mm]	w_{gem} [mm]	w_{gem} / w'_{tot}
B3	0,48	4,80	5,9	1,12
B2	0,41	4,20	6,2	1,34
B1	0,47	6,09	6,75	1,02
B4	0,47	5,99	6,1	0,94

Anhand eines Vergleichs mit einer nicht veröffentlichten Versuchsreihe der Rana-Werke, Schweden, wies Bergfelt auf einen möglichen linearen Zusammenhang des Schubkorrekturfaktors β mit der Blechstärke hin. Bei der Versuchsreihe der Rana-Werke wurde der Korrekturfaktor β = 2,5 bestimmt. Dies ergab folgende Gleichung für den Faktor β in Abhängigkeit von der Blechstärke.

$$\beta = 1{,}5 \cdot t \tag{2.19}$$

2.2.2.3.5 Beurteilung

Das Ziel der Untersuchungen von Bergfelt und Leiva war hauptsächlich die rechnerische Erfassung der maximalen Traglast, um die damit verbundene Festlegung der Versagenskriterien zu beschreiben. Bei den Vergleichsrechnungen zur Ermittlung der Traglast berücksichtigte Bergfelt Imperfektionen. Die Imperfektionen der Träger reduzieren, wie die Versuche gezeigt haben, die globale Beullast. Die Berücksichtigung dieses Einflusses zeigt eine gute Übereinstimmung zwischen der rechnerischen und der durch Versuche ermittelten maximalen Traglast.

Anhand der Lastverformungsdiagramme können nicht nur Aussagen über Traglast, sondern auch über die Verformung im quasi-linearen bzw. unterkritischen und im überkritischen Bereich erfolgen. Der Ansatz von Bergfelt und Leiva, die Verformungen nach Gleichung 2.15 in einen Biegeanteil und einen Schubanteil aufzuteilen, ist sinnvoll. Das Biegetragverhalten kann rechnerisch sehr gut erfaßt werden. Die zusätzliche Verformung des Trapezstegträgers kann deshalb nur aufgrund der Schubeinwirkung entstehen. Losgelöst vom Biegeverhalten (der Biegekorrekturfaktor α wird auf eins belassen) kann die vergrößerte Schubverformung durch den Schubkorrekturfaktor β berücksichtigt werden.
Der pauschale Faktor von β = 3,5, wie er nach einer Durchschnittsbildung der Versuchsreihe B gewählt wurde, ist ohne Berücksichtigung der Steggeometrie entstanden. Die Versuchsreihe B1 bis B4 weist für die Stege zwar die gleiche Faltengeometrie auf, die Versuche unterscheiden sich jedoch in ihrer Stegdicke. Ein einheitlicher Korrekturfaktor ist nur für gleiche geometrische Abmessungen sinnvoll. Dies unterstreicht der in Tabelle 2.3 dargestellte Vergleich, der befriedigend mit der gemessenen Trägerverformung übereinstimmt. Die maximale Abweichung beträgt 34 %. Die Verformung infolge Querkraft wird mit der Schubfläche $A_Q = t \times H$ berechnet. Das Verhältnis von abgewickelter Blechlänge zu projizierter Länge $(a_1 + a_2)/(a_1 + a_3)$ wird bei der Ermittlung der Schubverformung nicht berücksichtigt.

Der empirische Ansatz für den Korrekturfaktor β, der nach Gleichung 2.19 linear von der Stegdicke abhängt, wird ohne weitere theoretische Herleitung vorgestellt. Der lineare Ansatz ist deshalb später zu untersuchen, denn es kann kaum von einem linearen Zusammenhang ausgegangen werden, da die verschiedenen geometrischen Parameter sich gegenseitig beeinflussen können. Die Erfassung der

einzelnen geometrischen Formfaktoren kann nicht auf der Basis einzelner Versuchsreihen ermittelt werden. Es bedarf einer großen Anzahl von Versuchsreihen oder einer wirklichkeitsnahen Parameterstudie mit der Finite-Element-Methode. Die Parameterstudie zu diesem Zweck muß anhand der Versuchsergebnisse verifiziert werden.

2.2.3 Scheer J. [79-81]

2.2.3.1 Einleitung

Am Stahlbau-Institut der Technischen Universität in Braunschweig wurden unter der Leitung von Professor J. Scheer drei Versuchsreihen [79,80,81,4] mit insgesamt 23 trapezförmig gefalteten Stahlträgern durchgeführt. Dabei handelte es sich um Kragträger, Einfeldträger und Zweifeldträger.

2.2.3.2 Versuchsreihe V [81,4]

2.2.3.2.1 Einleitung und geometrische Verhältnisse

Die Versuchsreihe V wird in [81 und 4] beschrieben. Dabei handelt es sich um neun Versuchsträger, die als Einfeldträger aufgelagert und in Trägermitte mit einer Einzellast belastet wurden. Innerhalb der Versuchsreihe kann dabei zwischen drei Untergruppen mit jeweils gleicher Steggeometrie unterschieden werden. Die angegebene Stützweite basiert auf gemessenen Werten, die Steghöhe und Stegdicke auf Sollwerten.

Tabelle 2.4: Geometrische Abmessungen der Versuchsträger

Versuchsreihe V			
Versuchsträger	Stützweite L [mm]	Steghöhe H [mm]	Stegdicke t [mm]
V1/1	5650	275	2,0
V1/2	4000	275	2,0
V1/3	2000	275	2,0
V2/1	7280	600	3,0
V2/2	7280	600	3,0
V2/3	3300	600	3,0
V3/1	8250	900	5,0
V3/2	8250	900	5,0
V3/3	3800	900	5,0

Die ideale Geometrie der Stegfaltung ist für alle Träger gleich und wie folgt angegeben:

$a_1 = 146$ mm
$a_2 = 146$ mm
$\gamma = 45°$

2.2.3.2.2 Ergebnisse

Die Träger wurden langsam kontinuierlich bis zum Versagen belastet. Die Träger verhalten sich ähnlich wie die Versuchsträger der Reihe B [11]. Die Durchbiegungen wurden jeweils in Trägermitte und an den Viertelspunkten gemessen. Die Versuchswerte wurden von einem Computer aufgezeichnet und durch Lastverformungskurven dargestellt.
Ähnlich wie bei der Versuchsreihe B (Bild 2.6), zeichnen sich die Lastverformungskurven durch einen linearen Verlauf bis kurz vor Erreichen der Traglast aus.

2.2.3.2.3 Beurteilung

Die Beschreibung der Versuchsreihe V ist detailliert. Eine Messung der vorhandenen geometrischen Abmessungen ist durchgeführt und im Bericht tabellarisch dargestellt worden. Die gemessenen geometrischen Abmessungen und Imperfektionen sind im Hinblick auf das Verformungsverhalten zu diskutieren.
Eine theoretische Beschreibung zur Ermittlung der Traglast, sowie eine rechnerische Erfassung der Verformungen sind in diesem Versuchsbericht nicht vorgesehen. Eine Auswertung des Tragverhaltens bzw. des Verformungsverhaltens und darauf basierende Ansätze zur rechnerischen Erfassung sind in [4] enthalten.

2.2.3.3 Versuchsreihe VK

2.2.3.3.1 Einleitung und geometrische Abmessungen

Die Versuchsreihe VK wird in [80] beschrieben. Es handelt sich dabei um fünf Versuchsträger, die als Kragträger gelagert sind. Aufgrund dieser Versuchsreihe sollten weitere Erkenntnisse über das Tragverhalten des gefalteten Stegbleches gefunden werden. Deshalb wurden in den ersten vier Versuchen VK1 bis VK4 nur die Abmessungen des gefalteten Steges geändert. Die ersten drei Träger besaßen eine symmetrische ($a_1 = a_4$), VK4 eine asymmetrische Stegfaltengeometrie ($a_1 \neq a_4$). VK5 wurde am Institut für Stahlbau in Berlin gefertigt und unterschied sich gänzlich von der Faltengeometrie und den weiteren Trägerabmessungen. Die beiden letzten Träger VK4 und VK5 wurden ohne aussteifendes Lasteinleitungsfeld ausgeführt.

Tabelle 2.5: Geometrische Abmessungen der Versuchsträger:

Versuchsreihe VK									
Versuch	a_1 [mm]	a_2 [mm]	a_3 [mm]	a_4 [mm]	t [mm]	γ [°]	L [mm]	H [mm]	Flansch [mm]
VK1	120	70	60,6	120	0,95	30,0	1264,2	600	150×10
VK2	120	60	42,4	120	0,95	45,0	1270	600	150×10
VK3	150	70	60,6	150	0,96	30,0	1273,5	600	150×10
VK4	119	42,4	24,0	40	0,96	55,56	1060	600	150×10
VK5	148	73,5	52,0	148	0,96	45,0	490	390	160×5,0

2.2.3.3.2 Ergebnisse

Die Träger VK1 bis VK4 wurden kontinuierlich bis zu ihrer maximalen Traglast beansprucht. VK5 wurde als einziger Träger weggesteuert gefahren. Die Träger VK1 bis VK4 versagten durch lokales Beulen. Im überkritischen Bereich bildeten sich bei allen Versuchsträgern, ohne Zunahme der aufnehmbaren Last, Zugfelder aus.
Wie in den Lastverformungsdiagrammen ersichtlich [80], verlaufen die Kurven bei den kontinuierlich belasteten Trägern bis zur Versagenslast annähernd linear. Bei der Lastverformungskurve des Trägers VK5 zeigt sich durch die weggesteuerte Aufzeichnung, kurz vor dem Erreichen der maximal aufnehmbaren Last, ein Zunehmen der Verformung.
Weiterhin wurde ein Vergleich der gemessenen Ergebnisse mit den rechnerisch ermittelten Traglasten nach DASt-Richlinie 015 [18] angestellt. Dabei zeigte sich, daß die rechnerische Traglast die gemessene wesentlich unterschätzte und, daß geometrische Imperfektionen im Gegensatz zu Vollwandträgern mit ebenen schlanken Stegen offenbar einen großen Einfluß auf den Versagensort (ausbeulende Falte) bzw. auf die Größe der maximalen Traglast haben.

2.2.3.3.3 Finite-Element-Berechnung

Weiterhin wurden Finite-Element-Vergleichsrechnungen durchgeführt. Alle 5 Versuchsträger wurden bezüglich der Beullast nachgerechnet. Die Nachrechnung der Beullast erfolgte anhand einer Eigenwertanalyse. Dabei erwiesen sich die experimentell ermittelten Versagenslasten als wesentlich

höher als die mit der Finite-Element-Methode errechneten Beullasten. VK1, VK3 und VK5 wurden zusätzlich nichtlinear bezüglich ihrer Traglasten rechnerisch untersucht.
Die in [80] dargestellte Lastverformungskurve des Versuchs VK1 stimmt mit der rechnerisch ermittelten Traglast gut überein. Das rechnerische Verformungsverhalten wird jedoch zu steif abgebildet. Dies wurde mit dem numerischen „Shear-Lock-Effekt" (vgl. 3.2.3.2) der gewählten Elemente begründet.

2.2.3.3.4 Beurteilung

Das Fehlen des Endfeldes zur Krafteinleitung bei VK4 und VK5 bringt sekundäre Einflüsse mit sich und stört das empfindliche Verformungsverhalten erheblich. Von einer sinnvollen Auswertung dieser beiden Versuchsträger für die Beschreibung des Verformungsverhaltens kann nicht ausgegangen werden. Deshalb werden die beiden Träger bei den eigenen Untersuchungen nicht weiter berücksichtigt. Der Versuchsträger VK4 besitzt zudem eine asymmetrische Faltengeometrie ($a_1 \neq a_4$), welche einen weiteren Einflußparameter zur Erfassung des Verformungsverhaltens ergibt. Ein asymmetrisch gefalteter Steg ist für den Brückenbau aus ausführungstechnischen Gründen nicht sinnvoll.
Es wird ein Zusammenhang zwischen der Versagenslast und den vorhandenen geometrischen und strukturellen Imperfektionen festgestellt. Ein möglicher Einfluß auf die Verformungen wird nicht erwähnt. Imperfektionsmessungen werden nicht beschrieben.
Bei der rechnerisch ermittelten Beullast wird eine linear elastische Eigenwertanalyse durchgeführt. Das bei den Versuchen beobachtete erste Beulen stimmt gut mit den rechnerischen Werten überein. Es wird jedoch vermutet, daß erstes örtliches Beulen nicht zum Verlust der gesamten Tragfähigkeit führt. Die Lastverformungskurve nach der Finite-Element-Methode zeigt im Vergleich zur experimentell ermittelten Kurve ein zu steifes Verformungsverhalten auf. Die gewählten Elemente (Vier-Knoten-Schalenelemente) zur Abbildung des Trägers gelten als erprobt und werden häufig eingesetzt. Numerische Probleme des gewählten Elementtyps treten kaum auf. Die Finite-Element-Untersuchung wurde an der geometrisch exakten Struktur durchgeführt. Der Einfluß der geometrischen Abmessungen und der vorhandenen Imperfektionen gilt es im Hinblick auf das Verformungsverhalten zu überprüfen.

2.2.3.4 Versuchsreihe E

2.2.3.4.1 Einleitung und geometrische Abmessungen

Bei der Versuchsreihe E wurden sieben Einfeldträger E1 bis E7 untersucht. Sie wurden so hergestellt, daß nur die Parameter des trapezförmig gefalteten Steges variiert wurden. Die folgenden geometrischen Parameter wie Faltenwinkel γ und schräge Blechlänge a_2, sowie Steifen und Flansche bleiben unverändert.

$\gamma = 30°$
$a_2 = 70$ mm

Die Steifen und Flansche waren so bemessen, daß deren Versagen nicht vor dem Stegversagen zu erwarten war. Um ein seitliches Ausweichen des Trägers zu verhindern, wurde der Träger an drei Stellen mittels gelenkig gelagerter Stäbe festgehalten.

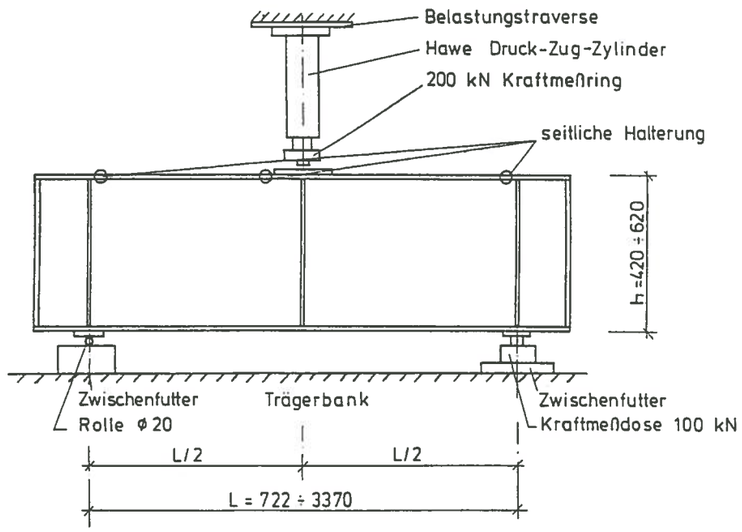

Bild 2.7: Versuchsanordnung Reihe E [79]

Die variierenden geometrischen Abmessungen der Steggeometrie sind wie folgt gegeben:

Tabelle 2.6: Abmessungen der Versuchsträger E1 -E7 [79]

Versuchsreihe E1 - E7				
Versuche	a_1 [mm]	t [mm]	H [mm]	L [mm]
E1	90	0,96	400	442
E2	120	0,96	400	351
E3	90	0,96	400	743
E4	120	0,96	400	712
E5	150	0,96	400	1675
E6	90	0,98	600	1195
E7	120	0,98	600	1254

An den Versuchskörpern wurden einfache Imperfektionsmessungen durchgeführt. Es zeigte sich, daß sich die größten Imperfektionen in den Übergangsbereichen Steg - Flansche befanden und vom Schweißen herrührten. Die Träger konnten wegen ihrer Abmessungen nicht spannungsarm geglüht werden. Eine genauere Beschreibung der vorhandenen Imperfektionen ist im Versuchsbericht nicht enthalten.

2.2.3.4.2 Ergebnisse

Die Messungen der Versuchsträger erfolgten mittels Dehnmeßstreifen, induktiven Wegaufnehmern und Kraftmeßdosen. Die Einfeldträger E1-E7 zeigten bis zum Versagen ein ähnliches Tragverhalten wie die vorhergehenden Versuchsreihen. Bei den Trägern mit den Abmessungen $a_1 \geq 120$ mm wurde lokales Beulen vor dem Versagen erkennbar. Das Versagen stellte sich durch plötzlich felderübergreifendes diagonales Ausbeulen dar, wobei die Versagensorte durch Imperfektionen infolge Schweißung bestimmt wurden. Im überkritischen Bereich konnte bei dieser Versuchsdurchführung beim Ausbilden von Zugfeldern, insbesondere bei den kürzeren Trägern, eine

geringfügige Laststeigerung beobachtet werden. Vergleiche mit der rechnerischen Ermittlung nach der DASt-Richtlinie 015 [18] zeigten, analog zur Versuchsreihe VK, eine deutlich auf der sicheren Seite liegende Abschätzung der Traglast. Ein Zusammenhang zwischen der Querkrafttragfähigkeit und den Abmessungen a_1 und H/a_1 wurde bestätigt. Die Länge des Trägers hatte jedoch keinen Einfluß auf die maximale Traglast. Das charakteristische Tragverhalten bestätigte die Versuchsergebnisse von Bergfelt [11]. Das Verhältnis der rechnerisch nach der DASt-Richtlinie 015 ermittelten Traglast zur experimentell ermittelten, fiel jedoch bei der Versuchsreihe E [79] im Vergleich zur Versuchsreihe B [11] höher aus.

2.2.3.4.3 Rechnerische Vergleiche mit der Balkentheorie

Um das Verformungsverhalten eines Trägers mit gefalteten Stahlstegen mit konventionellen Trägern vergleichen zu können, wurden alle Träger nach der Balkentheorie unter Berücksichtigung der Schubsteifigkeit berechnet. Für jede Durchbiegungsberechnung wurde als Belastung eine Kraft im elastischen Bereich gewählt. Dabei wurde zwischen Biege- und Querkraftanteil der Trägerdurchbiegung unterschieden. Die nach der Balkentheorie rechnerisch ermittelten Durchbiegungen unterschätzten das gemessene Verformungsverhalten zwischen 80% und 200 %.
Ähnlich zu Bergfelt's Vorgehen wurde die gemessene Durchbiegung mittels Korrekturfaktoren angepaßt. Der Querkraftanteil an der Gesamtverformung wurde durch einen Faktor erhöht.
Es wurde festgestellt, daß die Länge a_1 der Einzelfelder des Trapezprofils einen Einfluß auf das Verformungsverhalten hatte. Je kleiner a_1 war, desto steifer verhielt sich der Träger. Für eine rechnerische Erfassung des Verformungsverhaltens wurden, aufbauend auf den Versuchsresultaten, empirische Formeln hergeleitet. Die Biegesteifigkeit I_y wurde nur mit den Flanschen errechnet. Als Trägerlänge für die Berechnung der Biege- und Querkraftverformung wurde die abgewickelte Blechlänge L' des gefalteten Steges eingesetzt. Es wurden drei empirische Formeln in Abhängigkeit der geometrischen Verhältnisse beschrieben. Dabei erfolgte die Trägerdurchbiegung infolge des Biegemoments für alle geometrischen Größen nach Gleichung 2.20. Die Querkraftverformung wurde jeweils an die Faltengeometrie angepaßt (Gl. 2.21 - 2.23).

Für H<600 mm bzw. 3,0<H/a_1<4,5:

$$w_M = \frac{P \cdot L'^3}{48 \cdot EI_y} \tag{2.20}$$

$$w_Q = 2 \cdot \frac{P \cdot L'}{4 \cdot GA_Q} \cdot \frac{a_1}{90} \tag{2.21}$$

Für H≥600 mm bzw. H/a_1>4,5:

$$w_Q = 2 \cdot \frac{P \cdot L'}{4 \cdot GA_Q} \tag{2.22}$$

Für H<600 mm bzw. L/H>4,0; H/a_1<3,0:

$$w_Q = \frac{P \cdot L'}{4 \cdot GA_Q} \cdot \frac{a_1}{90} \tag{2.23}$$

$$L' = \frac{a_1 + a_2}{a_1 + a_3} \cdot L \tag{2.24}$$

Die nach diesen Gleichungen ermittelten Verformungen stimmten gut mit den experimentell ermittelten überein.

2.2.3.4.4 Finite-Element-Rechnung

Die Finite-Element-Rechnungen konzentrierten sich auf das Verhalten im überkritischen Bereich. Die nichtlineare Berechnung erfolgte mit Vier-Knoten-Schalenelementen, die jeweils 6 Freiheitsgrade je Knoten aufwiesen. Imperfektionen wurden rechnerisch durch normal auf die Stegebene wirkende Störlasten berücksichtigt. Die rechnerisch ermittelte Traglast, sowie das überkritische Verhalten stimmten gut mit den Versuchsergebnissen überein. Der Lastabfall konnte gut erfaßt werden.

Das rechnerische Verformungsverhalten im elastischen Bereich vor dem Erreichen der maximalen Traglast, verglichen mit den Versuchen, zeigte wiederum ein zu steifes Verhalten der Finite-Element-Rechnung. Dies wurde, analog zur Versuchsreihe VK, mit dem „Shear-Lock-Effekt" der Elemente begründet.

2.2.3.4.5 Beurteilung

Die vorgestellten rechnerischen Verformungsansätze basieren auf der empirischen Anpassung der elastischen Balkentheorie nach dem Arbeitssatz. Vergleicht man die Durchbiegungen aus den Experimenten mit den rechnerisch erfaßten Durchbiegungen, stellt man eine sehr gute Übereinstimmung fest. Die Ansätze beschreiben den in den Versuchen festgestellten Zusammenhang zwischen der Schubsteifigkeit und den geometrischen Abmessungen des gefalteten Bleches. Betrachtet man das Verhältnis der Länge zur Höhe H einer ebenen Blechscheibe des gefalteten Steges, so verhält sich der Steg schubsteifer, je kleiner a_1/H (bzw. a_2/H) wird. Zur Berechnung der Verformungen wird die effektive Trägerlänge L um einen Faktor im Verhältnis der abgewickelten Länge des Stegbleches zur projizierten Länge erhöht (Gl. 2.25). Dies ist für die Erfassung der Verformungen aus der Schubverzerrung sinnvoll. Die Schubabtragung kann dem Steg zugewiesen werden. Die Schubverzerrung erfolgt über die gesamte Blechlänge des Steges.

$$L' = \frac{a_1 + a_2}{a_1 + a_3} \cdot L \tag{2.25}$$

Zur Berechnung der Biegesteifigkeit werden nur die Flansche angesetzt. Dies entspricht dem Tragverhalten als Zweipunktquerschnitt. Längsspannungen werden vom Steg nicht aufgenommen. Bei der Berechnung der Trägerdurchbiegung infolge Biegemoment wird die Trägerlänge mit L' angegeben (Gl. 2.25). Dies widerspricht dem Tragverhalten als Zweipunktquerschnitt, der nur die Flanschflächen und die zugehörige Länge L berücksichtigt.

Die nichtlineare Finite-Element-Rechnung erfaßt die maximale Traglast sehr gut. Wird die numerisch ermittelte Lastverformungsbeziehung im unterkritischen Bereich mit den Versuchsergebnissen verglichen, zeigt sich - wie bei der Gegenüberstellung der experimentellen Werte mit der Balkentheorie - ein zu steifes Verformungsverhalten. Die Übereinstimmung der Verformungsberechnung der elastischen Balkentheorie mit der geometrisch exakt modellierten Finite-Element-Struktur des Trägers ist sehr gut. Der Vergleich mit den Versuchsresultaten lieferte kaum brauchbare Ergebnisse. Die Vermutung, daß sich das steife Verformungsverhalten mit dem numerischen „Shear-Lock-Effekt" begründet, soll mittels einer eigenen Finite-Element-Untersuchung beurteilt werden. Es handelt sich bei den eingesetzten Elementen um einfache und häufig eingesetzte Elemente, die eine Schubverzerrung durch die Ansatzfunktion gut abbilden können. Die empirischen Rechenansätze zur Beschreibung des linearen Verformungsverhaltens sind sehr gut mit den vorhandenen Versuchsträgern abgestimmt. Als Schwierigkeit zeigt sich die Übertragung der empirischen rechnerischen Ansätze des Verformungsverhaltens von Trapezstegträgern auf andere geometrische Abmessungen. So können die Ansätze kaum auf die im Brückenbau üblichen Geometrien angewendet werden.

2.2.4 Lindner, J., Aschinger R. [59-61,4]

2.2.4.1 Überblick

Lindner und Aschinger beschäftigten sich intensiv mit dem Tragverhalten trapezförmig gefalteter Stahlstege. Die Versuchsreihe VR 2087 von Lindner [59] befaßte sich hauptsächlich mit der Ermittlung der Torsionssteifigkeit von Stahlträgern mit trapezförmig gefalteten Stegen. Die Torsionssteifigkeit der gefalteten Träger war für die Bemessung des Stabilitätsversagens bei Biegebeanspruchung (Biegedrillknicken) von Interesse. Die detaillierte Studie trug zur Ausarbeitung der Bemessungskriterien nach der DASt-Richtlinie 015 [18] bei. Weitere Veröffentlichungen [61], wie zum Beispiel zur Anwendung der Richtlinie 015 oder zum Interaktionsverhalten der gefalteten

Stege [60] unter globalem und lokalem Schubversagen, sind bekannt. Diese Arbeiten dienten als Grundlage zur Dissertation von Aschinger [4] und der Veröffentlichung [3].

2.2.4.2 Aschinger [4]

2.2.4.2.1 Einleitung

In der Dissertation von Aschinger [4] wird auf das Tragverhalten bei Torsion, Biegung, Biegedrillknicken und Normalkraft von trapezförmigen Stegträgern eingegangen. Dabei wird, aufbauend auf den Versuchsreihen [11,56,79-81], die Biegetragfähigkeit und das Stabilitätsversagen weiter untersucht. Aschinger geht ebenfalls davon aus, daß die Kräftepaare der Biegemomente von den Flanschen übernommen werden. Der Steg trägt die Querkräfte ab. In der Arbeit wird eine Theorie zur rechnerischen Erfassung des Verformungsverhaltens vorgestellt.

2.2.4.2.2 Rechnerische Erfassung des Verformungsverhaltens

Normalerweise werden im Stahlbau bei der Berechnung von Durchbiegungen nur die Anteile aus den Biegemomenten herangezogen. Dies gilt jedoch nicht für Stahlträger mit trapezförmig gefalteten Stegen. Bei den Verformungsberechnungen muß aufgrund der geringen Blechstärke und Profilierung des Steges der Einfluß der Querkräfte mit berücksichtigt werden. Die einzelnen Verformungsanteile in Bezug auf die Schnittgröße werden nach dem Arbeitsansatz in [4] vollständig beschrieben. Vereinfachend kann unter Vernachlässigung der äußerst geringen sekundären Einflüsse beim Stahlträger, wie zum Beispiel der sekundären Momente in den Flanschen, die Gleichung in verkürzter Form angegeben werden.

$$w_z = \int_L \frac{M_y \cdot \overline{M}_y}{E \cdot I_y} dx + \int_L \frac{Q \cdot \overline{Q} \cdot (a_1 + a_2)}{G \cdot A_Q \cdot (a_1 + a_3)} \cdot dx \tag{2.26}$$

Anhand der ausgewerteten Versuchsreihen ergibt sich ein weiterer Verformungsanteil. Dieser Anteil wird aufgrund der räumlichen Struktur des trapezförmig gefalteten Bleches als Stegblechverwölbung bezeichnet. Aschinger verweist dabei auf die Veröffentlichung von Baehre und Wolfram [8], die für gefaltete Schubfelder eine Blechendwölbung festgestellt haben. Als Schubfelder werden gefaltete Trapezbleche, die in den Sickentiefen befestigt sind, bezeichnet. Aschinger verwendet die in [8] beschriebene Gleichung (Gl. 2.28) zur Berechung der Wölbverformung.

$$w_z = w_M + w_Q + w_{Wölb} \tag{2.27}$$

$$w_{wölb} = \int_L \frac{\overline{K}}{E \cdot H^2} \cdot \left(\frac{2 \cdot (a_1 + a_3)}{t} \right)^{2,5} \cdot Q \cdot \overline{Q} \cdot dx \tag{2.28}$$

Die Profilkonstante $\overline{K}$ für kontinuierlich angeschweißte Stege ist in der Literatur nicht bekannt. Deshalb wird die Profilkonstante anhand der ausgewerteten Versuche ermittelt. Δw wird nach Subtrahieren des elastischen Biege- und Querkraftanteils als Wölbanteil ($w_{wölb}$) beschrieben.

$$w_{wölb} = \Delta w = w_{exp} - w_M - w_Q \tag{2.29}$$

Dabei ergibt sich die experimentell ermittelte Profilkonstante bei einer Einzellast in Feldmitte wie folgt:

$$\overline{K}_{exp} = \frac{\Delta w \cdot E \cdot H}{L \cdot Q} \cdot \left(\frac{t}{2 \cdot (a_1 + a_3)} \right)^{2,5} \tag{2.30}$$

Der Einfluß der geometrischen Abmessung der Versuchsträger auf die Profilkonstante wird für die Steghöhe H, Stegdicke t und Flanschdicken $t_{o,u}$ als quadratisch, für die Flanschbreiten $b_{o,u}$ als linear und für die Trägerlänge L linear reziprok proportional bezeichnet. Die Gleichung 2.31 der Profilkonstante wird wie folgt angeschrieben:

$$\overline{K} = K_{Di} \cdot (H \cdot t \cdot t_{o,u})^2 \cdot b_{o,u} / L \tag{2.31}$$

Für die Ermittlung der dimensionsgebundenen Konstante wird eine sinnvolle Interpolation auf der Grundlage von Tabelle 2.7 empfohlen.

Tabelle 2.7: K_{Di}-Werte nach Aschinger [4]

Dimensionsgebundene Profilkonstante K_{Di}					
K_{Di} [1/(cm³m³)]	a_1 [mm]	a_2 [mm]	a_3 [mm]	d [mm]	γ [°]
1869	70,0	21,2	15,0	15,0	45
173	140,0	70,7	50,0	50,0	45
125	145,0	145,0	120,5	120,5	45
411	90,0	70,0	60,6	35,0	30
380	120,0	70,0	60,6	35,0	30

2.2.4.2.3 Beurteilung

Die Ermittlung der Steifigkeitsverhältnisse des gefalteten Steges ist für den hybriden Brückenträger von großem Interesse. Deshalb wird vor allem das Verformungsverhalten beurteilt. In [4] wird die Verformung, wie bei den vorhergehenden Verfahren, nach dem Arbeitssatz angeschrieben. Ein zusätzlicher Additionsterm dient zur Erfassung der in Versuchen ermittelten vergrößerten Durchbiegung. Dieser additive Verformungsterm wird als Verwölbung bezeichnet. Dabei stützt sich der beschriebene Ansatz auf die Theorie von Baehre / Wolfram [8] bzw. Schardt / Strehl [75-78]. In diesen Arbeiten wird die zusätzliche Verformung durch eine Blechendverwölbung begründet.
Die Verwölbung und die daraus resultierende zusätzliche Verformung wird in der beschriebenen Arbeit in Abhängigkeit der Faltengeometrie gesehen. Zur Erfassung des geometrischen Einflusses wird eine Profilkonstante K_{Di} ermittelt. Auf eine Zusammenstellung verschiedener Profilkonstanten K_{Di} von Schubfeldern wird in [8] verwiesen. Dabei sind die Werte K_{Di} für alle gängigen Trapezprofile in Abhängigkeit der Befestigung an den Randträgern angegeben. Die Schubfelder werden üblicherweise in jeder Sickentiefe und manchmal in jeder zweiten Sickentiefe befestigt. Da bei geschweißten Trapezträgern andere Anschlüsse vorliegen, werden neue K_{Di}-Werte anhand der Versuchsergebnisse bestimmt.

Nach Gleichung 2.29 wird aufgrund der experimentell ermittelten zusätzlichen Durchbiegung Δw die mögliche Verwölbung ermittelt. Die Profilkonstante wird nach Gleichung 2.30 bestimmt. Die ermittelte Profilkonstante ist eine dimensionsgebundene Größe. Deshalb ist es fraglich, ob sie einfach linear extrapoliert werden darf.
Die von Aschinger ermittelten Profilkonstanten bei der Auswertung der Versuchsreihe V [81] weisen sehr große Schwankungen auf. Der maximale Wert K_{Di} beträgt 220,8, der minimale 29,8. Der Durchschnittswert der gesamten Versuchsreihe errechnet sich zu 124,8. Ähnlich große Schwankungen sind bei den anderen Versuchsreihen festzustellen. Zur Ermittlung des Profilwertes K_{Di} sind in Gleichung 2.31 geometrische Abhängigkeiten formuliert. So wird der in der Gleichung 2.31 auftretende quadratische Einfluß der Stegdicke t auf die Größe der Profilkonstante K_{Di} mit der Versuchsreihe B1 bis B4 begründet. Die Versuchsträger B1 und B4, bzw. B2 und B3, haben jedoch nur zwei verschiedene Stegdicken (Tabelle 2.1). Der beschriebene quadratische Verlauf der Einflußgröße auf den Faktor $\overline{K}$ kann damit kaum begründet werden.

Der quadratische Einfluß der Steghöhe auf die Profilkonstante wird mit der Versuchsreihe E begründet. Dies ist jedoch schwierig nachzuvollziehen, da bei der Versuchsreihe E nur zwei unterschiedliche Trägerhöhen mit 400 mm bzw. 600 mm vorliegen. Der Einfluß der Trägerlänge ergibt sich reziprok linear. Dies bestätigen die aus eigenen Auswertungen beschriebenen Korrekturfaktoren nicht. Trotz unterschiedlicher Länge der Versuchsträger V ergeben sich die β-Werte unabhängig von der Trägerlänge.
Eine Übertragung der ermittelten Profilfaktoren auf andere geometrische Verhältnisse erweist sich als äußerst schwierig. Die vorgeschlagene Interpolation ist kaum durchzuführen. Die fünf in Tabelle 2.7 aufgeführten K_{Di}-Werte besitzen fünf verschiedene Eingangsparameter. Die Abhängigkeit und gegenseitige Beeinflussung der einzelnen Parameter (a_1, a_2, a_3, d und γ) untereinander sind nicht bekannt. Deshalb kann eine Übertragung auf die im Brückenbau üblichen geometrischen Abmessungen kaum erfolgreich sein.

2.2.5 Schardt / Strehl [75,76,78,88]

2.2.5.1 Einleitung

In der Dissertation von Strehl [88] und den zugehörigen Veröffentlichungen von Schardt / Strehl [75-78] wird ein Berechnungsverfahren zur Erfassung des Verformungsverhaltens trapezförmig gefalteter Blechscheiben vorgestellt. Es handelt sich dabei um in den Sickentiefen befestigte Blechscheiben unter Schubeinwirkung. Diese gefalteten Schubscheiben werden vor allem im Hochbau als aussteifende Bauteile eingesetzt.

2.2.5.2 Theoretischer Ansatz

Die rechnerische Erfassung des Verformungsverhaltens bzw. der Steifigkeitsverhältnisse basiert auf der Faltwerkstheorie. Als Grundlagen des Berechnungsverfahrens dienen die Ausführungen von Schardt [47]. Zur Herleitung der Steifigkeitsverhältnisse wird die kleinste regelmäßige Einheit, eine halbe Faltenwelle, herausgegriffen. Anhand der halben Faltenwelle wird über die Bestimmung der Wölbordinate auf eine Differentialgleichung geschlossen. Die Differentialgleichung ist der Gleichung des elastisch gebetteten Balkens analog. Aufgrund der Herleitung, die auf der idealen gefalteten Struktur basiert, müssen die Randbedingungen nachträglich berücksichtigt werden. Die Befestigungen in den Sickentiefen werden rechnerisch modelliert. Es handelt sich dabei um Befestigungen mit oder ohne Unterlegscheibe. Selbst eine Befestigung in jeder zweiten Sickentiefe kann rechnerisch erfaßt werden. Dabei werden die der Befestigungsart entsprechenden Verformungsgrößen mittels Einzelkräfte rückgängig gemacht. Dies entspricht dem Kraftgrößenverfahren der Stabstatik.

2.2.5.3 Versuche

Anhand der in [88] veröffentlichten Versuchsreihen werden die rechnerisch erfaßten Verformungskurven mit den Lastverformungskurven der dargestellten Versuche verglichen. Die Versuche wurden an gefalteten Blechscheiben, die auf einem Viergelenkrahmen befestigt wurden, durchgeführt (Bild 2.8). Die Belastung wurde in Richtung der Diagonale aufgebracht.

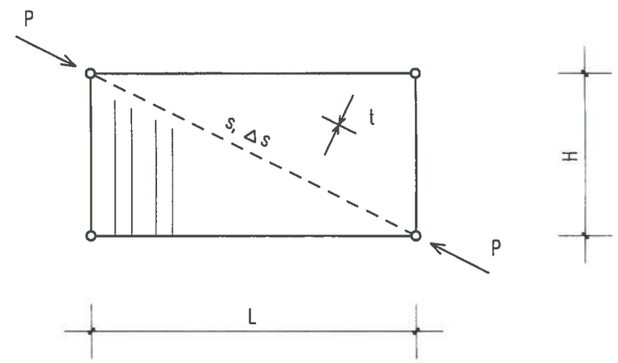

Bild 2.8: Versuchsanordnung der Schubscheiben

Als Verformungsgröße wurde die Verkürzung der Diagonale Δs gemessen. Aus der Verformungsgröße konnte auf eine ideelle Schubsteifigkeit $G_{S,id}$ geschlossen werden. Die ideelle Schubsteifigkeit von Schubscheiben wurde nach folgender Gleichung ermittelt.

$$G_{S,id} = \frac{P \cdot L \cdot H}{\Delta s \cdot s^2 \cdot t} \tag{2.32}$$

2.2.5.4 Beurteilung

Das Verformungsverhalten von Schubscheiben wird durch den theoretischen Ansatz von Schardt / Strehl, wie der Vergleich mit den Versuchsergebnissen bestätigt, sehr gut erfaßt. Der Ansatz führte zur Ausarbeitung eines Bemessungskonzepts von Schubscheiben, das in der DIN 18807 [30,31] aufgenommen wurde. Bei dem Ansatz wird die Befestigungsart in den Sickentiefen berücksichtigt. Eine Befestigung der Sickenhöhe, bzw. eine kontinuierliche Befestigung entlang der Faltung, ist in diesem Ansatz nicht vorgesehen. Die Erweiterung der Theorie auf eine kontinuierliche Festhaltung kann nicht durchgeführt werden, da die Schubsteifigkeit von der horizontalen Verschiebung der Sickenhöhe abhängt. Sind die Sickenhöhen festgehalten, so führt dies in der Analogie des elastisch gebetteten Balkens zu einer unendlichen Federsteifigkeit. Der G-Modul würde somit nur durch die Materialkennwerte und dem Verhältnis der abgewickelten zur projizierten Steglänge bestimmt.

2.2.6 Johnson, R. P., Cafolla, J. [48,49]

2.2.6.1 Einleitung und geometrische Abmessungen

Die zwei neuesten Veröffentlichungen, die auf Versuchen von trapezförmig gefalteten Stegträgern basieren, sind von Johnson und Cafolla. In der ersten vorliegenden Veröffentlichung [48] wird das lokale Flanschbeulen bei Trägern mit gefalteten Stegen diskutiert. Die zweite Arbeit bespricht trapezförmig gefaltete Stege bei Plattenbalken u.a. für Brückenkonstruktionen. Als Grundlagen dieser Arbeiten dienen fünf Stahlträger mit trapezförmig gefalteten Stegen. Die Versuchsreihe wird mit CW bezeichnet. Die Steghöhe wird mit 440 mm angegeben. Die Messungen an dem Flansch (Bild 2.9) ergeben Abweichungen, die mit der Steggeometrie in nachfolgender Tabelle 2.8 dargestellt sind.

Tabelle 2.8: Steggeometrie mit Imperfektionen der Versuchsreihe CW [48]

Versuchsreihe CW							
Versuche	a_1 [mm]	a_2 [mm]	a_3 [mm]	γ [°]	t [mm]	Δu [mm]	Δv [mm]
CW1	180	63,6	45,0	45	3,06	1,7	0,3
CW2	180	63,6	45,0	45	3,29	2,0	0,3
CW3	250	63,6	45,0	45	3,26	1,9	1,8
CW4	250	63,6	45,0	45	2,97	3,1	3,0
CW5	250	90,0	63,6	45	2,97	3,5	2,6

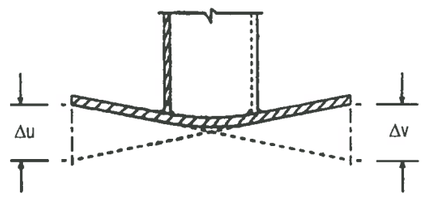

Bild 2.9: Imperfektionsmessungen des Steges

Es wurden die vertikalen Verschiebungen des Flansches über die gesamte Trägerlänge aufgenommen. Dabei sind die Größen Δu und Δv die Differenz der maximalen Imperfektion (Tabelle 2.8).
In der zweiten Arbeit von Johnson und Cafolla [49] werden die Querkrafttragfähigkeit und die Schubsteifigkeit trapezförmig gefalteter Bleche untersucht. Bei den Untersuchungen über die Querkrafttragfähigkeit kann, wie in den vorhergehenden Arbeiten beschrieben, zwischen lokalem, globalem und gemischtem Beulen unterschieden werden. Zur Erfassung der Schubsteifigkeit werden die gemessenen Werte mit dem um die abgewickelte Blechlänge reduzierten G-Modul verglichen (Gl. 2.33).

$$G_{Blech} = G_{mat} \cdot \frac{a_1 + a_3}{a_1 + a_2} \qquad (2.33)$$

Die Vergleiche zeigen jedoch, daß die Abnahme des G-Moduls wesentlich größer ist als der Wert aus der Gleichung 2.33. Die ermittelten Schubmoduli durch Messungen über die Trägerdiagonale (ähnlich Bild 2.8) und aus der Verschiebung der Flansche in Trägerlängsrichtung ergeben eine maximale Reduktion des G-Moduls von 38 %. Es wird darauf hingewiesen, daß die Biegesteifigkeit des Flansches und der Lasteinleitungssteifen diese Messungen erheblich beeinflußt. Detaillierte Meßwerte bzw. Lastverformungskurven liegen in dieser Arbeit jedoch nicht vor.

2.2.6.2 Beurteilung

Die Versuchsträger werden hauptsächlich unter dem Gesichtspunkt des Flanschbeulens untersucht. Das Flanschbeulen ist für den Brückenbau von untergeordnetem Interesse, da Gurte aus Konstruktionsbeton diese Problematik nicht kennen. Trotzdem gibt diese Arbeit einen interessanten Hinweis auf vorhandene Imperfektionen infolge Temperaturverzug bei stegfolgender Schweißnaht. Die Auswirkung dieser Imperfektionen auf das Tragverhalten wird von Johnson / Cafolla nicht weiter beschrieben. Die Größenordnungen dieser gemessenen Imperfektionen sollen jedoch bei den eigenen Untersuchungen als weitere Anhalts- und Richtwerte dienen.
In der zweiten Arbeit sind die bekannten Bemessungskriterien für lokales, globales und gemischtes Beulen des Steges detailliert erklärt. Für die Beurteilung des hybriden Trägers von größerem Interesse sind die Untersuchungen der Schubsteifigkeit des gefalteten Steges. Es wird, wie erwartet, ein reduzierter G-Modul bei den Messungen festgestellt. Die Abweichung von 38 % des G-Moduls

entspricht einem β-Faktor von 1,61. Das schubweiche Verhalten wird bei der Beurteilung von Johnson / Cafolla nur auf die geringe Biegesteifigkeit des Flansches und der Krafteinleitungssteifen zurückgeführt. Ein Bezug zu den beschriebenen und vorhandenen Imperfektionen wird dabei nicht gemacht. Bei dieser Arbeit beschränkten sich Johnson / Cafolla auf das Verhalten trapezförmig gefalteter Stege in Stahlträgern oder Plattenbalkenkonstruktionen als hybride Träger. Aussagen über einen hybriden Hohlkastenträger sind nicht Gegenstand dieser Arbeit.

2.2.7 Veröffentlichungen in Frankreich

2.2.7.1 Einleitung

Die in Frankreich veröffentlichten Arbeiten stehen in Zusammenhang mit den von der Firma Campenon-Bernard gebauten Brückenbauwerken und den Versuchsauswertungen eines Modellträgers. Aussagen über das Tragverhalten werden in der Beschreibung des Modellversuches [43] und den zugehörigen Arbeiten [2,6,13-16,u.a] beschrieben.

2.2.7.2 Versuchsdurchführung

2.2.7.2.1 Einleitung

1982 wurde von der Firma Campenon-Bernard in ihren Werkhallen ein Modellträger als hybride Konstruktion gebaut, um die bis dahin erzielten Rechenergebnisse verifizieren zu können. Bei dem Versuchsträger handelte es sich um einen Hohlkastenträger mit einer Stützweite von 12,70 m und einer Trägerhöhe von 1,55 m. Der Querschnitt wurde als Hohlkasten mit trapezförmig gefalteten Stegen mit Ober- und Untergurt aus Konstruktionsbeton ausgebildet. Der Obergurt ist 3,5 m breit und 0,11 m stark. Der Untergurt ist 1,32 m breit und 0,14 m stark. Die Stahlstege sind aus Baustahl St 37/2 mit einer Stärke von 3,0 mm und einer Höhe von 1,22 m ausgeführt worden. Die Faltengeometrie des Steges war gegeben mit: $a_1 = 15$ cm, $a_2 = 15$ cm, $t = 3{,}0$ mm, $t_s = 5$ cm, $\gamma = 18{,}4°$. Es wurden je zwei Stahlflansche an die Stege geschweißt. Der Verbund mit dem Beton wurde mit Kopfbolzendübeln erreicht. Die Beanspruchung wurde jeweils mit umgelenkten und gerade geführten Spanngliedern in Längsrichtung und einem diagonal verlaufenden Spannstab in Querrichtung aufgebracht. Dabei wurden die folgenden Lastfälle untersucht: Reine Biegung, Biegung mit Querkraft symmetrisch, Biegung mit Querkraft und Torsion, sowie Anspannen des Diagonalstabes.

2.2.7.2.2 Ergebnisse

Lastfall 1 - Konstantes Biegemoment

Bei einer Vorspannkraft von 2,92 MN, welche einem konstanten Moment von 1,1 MNm entspricht, wurde eine Durchbiegung des Ober- und Untergurtes von 2,44 mm festgestellt. Ein Vergleich mit der elastischen Biegetheorie des Biegebalkens ergab eine geringfügige Abweichung von 2,5 %. Die Verformungslinie entsprach einer konstanten Krümmung des Trägers. Der Versuch zeigte, daß das Biegemoment durch die Gurte aufgenommen wurde. Der gefaltete Steg entzog sich den Längskräften.

Lastfall 2 - Biegung mit Querkraft

Bei Lastfall 2 wurden die gerade geführten Spannglieder und die umgelenkten Spannglieder angespannt. Daraus resultierten eine Druckkraft von 2,41 MN und ein Biegemoment von 1,04 MNm. Die Verformungslinie über die Trägerlänge verlief annähernd dreiecksförmig. Eine Überschlagsrechnung zeigte auf, daß der Anteil aus Querkraft 55 % der Gesamtverformungen betrug. Dieser hohe Prozentsatz ließ sich einerseits mit dem Größenverhältnis aus Höhe und Spannweite des Modells von h/L = 0,12 begründen, andererseits mit dem Verformungsverhalten der gefalteten Stahlstege. Für den hybriden Brückenträger sollten die Durchbiegungen aufgrund der Querkräfte

nicht vernachlässigt werden. Im Gegensatz zur reinen Biegung zeigte die Dehnungsverteilung, daß bei hohen Einzellasten die Dehnungen des Ober- und Untergurtes nicht auf einer Geraden lagen. Dies bedeutet, daß das Ebenbleiben des Querschnitts nach der Hypothese von Bernoulli nicht erfüllt war. Weiterhin waren sekundäre Biegemomente in den Gurten festzustellen. Integriert man die gemessenen Schubspannungen über die Höhe des trapezförmig gefalteten Steges, entspricht die resultierende Querkraft 87 % der äußeren Last; d.h. 13 % der Querkraft wird bei diesem Versuch von den Gurten abgetragen.

Lastfall 3 - Biegung mit Querkraft und Torsion

Der Lastfall 3 wurde durch zusätzliches, asymmetrisches Anspannen der Spannglieder erzeugt. Ober- und Untergurt verdrehten sich, wobei sich der Untergurt nicht parallel zum Obergurt verdrehte, sondern einen 2,5-mal größeren Drehwinkel einnahm. Die beiden Gurte wiesen dieselbe vertikale Druchbiegung in Gurtmitte auf. Sie verschoben sich jedoch horizontal in Querrichtung, wobei sich der untere Gurt um den dreifachen Wert im Vergleich zum Obergurt verschob. Der Querschnitt verzerrte sich, Ober- und Untergurt verbogen sich um die vertikale Achse. Es entstanden Wölbnormalspannungen. Aus der Rahmenwirkung traten vertikale Kräfte für die trapezförmig gefalteten Stege auf. So konnten zusätzliche Längsdruck- und Längszugspannungen gemessen werden. Dabei wirkten die längsparallelen Stegbleche als Flansche. Das schräge Blech entsprach dem Steg.

Lastfall 4 - Anspannen des Diagonalstabes

Ein Diagonalstab wurde angespannt. Der Zweck des Diagonalstabes lag darin, die Profilverzerrung soweit rückgängig zu machen, daß der Hohlkasten als formtreuer Hohlkastkasten wirkt. Die Rückdrehungen der Unter- und Obergurte in Feldmitte bewirkten bei maximaler Anspannung des Stabes ebenfalls erhebliche Verdrehungen. Dabei war die Verdrehung des Untergurtes 3-mal größer als die des Obergurtes.

2.2.7.2.3 Beurteilung

Das Tragverhalten des hybriden Modellversuches infolge Biegebeanspruchung widerspiegelt die Ergebnisse bei reinen Stahlträgern. Die Biegung wird nur von den Gurten aufgenommen. Dies zeigt auch der rechnerische Vergleich mit der elastischen Balkentheorie unter Berücksichtigung der Biegesteifigkeit mit dem Ansatz der Gurte unter Vernachlässigung des Steges.
Die annähernd dreiecksförmige Verformungslinie des Trägers unter Biegung mit Querkraft widerspiegelt den erheblichen Verformungsanteil der Querkraft. Ein großer Anteil resultiert jedoch nicht nur aus dem gedrungenen Schlankheitsverhältnis ($h/L = 0{,}12$), sondern auch aus der geringen Schubsteifigkeit des gefalteten Steges. Analog zu den vorhergehend beschriebenen Arbeiten widerspiegelt dieses Verformungsverhalten den erwarteten Verformungszuwachs infolge Querkrafteinwirkung bei gefalteten Stegen. Die Dehnungsverteilung zeigt deutlich, daß das Ebenbleiben des Querschnittes nicht mehr erfüllt ist. Ein solcher Verlauf der Dehnungsverteilung erinnert an die Verformungs- und Verzerrungseigenschaften eines „Sandwich"-Trägers. Die Modellierung des hybriden Trägers als „Sandwich"-Träger wird in Kapitel 4 beschrieben. Eine Modellbildung zur Erfassung der einzelnen Bauteilsteifigkeiten, wie dies beim „Sandwich"-Träger möglich ist, wird in den vorhergehenden Arbeiten nicht erwähnt. Die Abhängigkeit der Verformungen von der Faltengeometrie wird nicht betrachtet.
Bei exzentrischer Krafteinwirkung verzerrt und verwölbt sich der Querschnitt erheblich. Die verschiedenen Auswirkungen aus dem Verdrehen des Querschnitts infolge der St. Venant-Torsion, der Profilverzerrung und der Querschnittsverwölbung überlagern sich. Die rechnerische Erfassung dieser Effekte wird in dieser Arbeit nicht beschrieben. Die große Verwölbung resultiert aus den sehr dicken Endscheiben und der kurzen Trägerlänge. Weiter begründen sich die erheblichen Verformungen infolge Querschnittsverzerrung und Verwölbung des untersuchten Modells aus der geringen Rahmensteifigkeit, die aus den kleinen Faltenamplituden resultiert. Bei einer größeren

Amplitude der Stegfalten kann ein erheblicher Anteil der Torsion durch die St. Venant-Torsion abgetragen werden. Das Tragverhalten des Hohlkastenquerschnitts wird in Kapitel 5 detailliert untersucht.
Das Anspannen des Diagonalstabes verzerrt den Querschnitt erheblich. Dies ist ebenfalls auf die geringfügige Rahmensteifigkeit zurückzuführen. Für den Einsatz in der Praxis wird der Diagonalstab kaum von Bedeutung sein. Der Erhalt des Querschnittes wird sich einfacher durch massive Querscheiben erreichen lassen.

2.2.7.2.4 Weitere Arbeiten

Weitere Arbeiten im Zusammenhang mit den Versuchsergebnissen und Vergleichsrechnungen durch die Finite-Element-Methode sind von Calgaro [13] und Cheyrezy [15] bekannt. Die Finite-Element-Rechnungen von Calgaro beschreiben den Schubanteil infolge Querkräften in den Stegen. Sie untersuchen weiter die Auswirkungen infolge Torsionseinwirkungen. Dabei kann, wie beim Versuch [43], eine St. Venant-Torsion und Wölbkrafttorsion beobachtet werden. Es zeigt sich, daß bei exzentrischen Krafteinwirkungen der Unter- und Obergurt, wie beobachtet, unterschiedlich verdreht und in Querrichtung verschoben werden. Dieses Verdrehen und Verzerren stellt Cheyrezy in seiner Arbeit ebenfalls fest. Er beschreibt das Tragverhalten bei exzentrischer Lasteinwirkung. In dieser Arbeit wird weiter der Einfluß der Faltenamplitude auf das Stabilitätsversagen Beulen untersucht. Dabei kann zwischen lokalem, globalem oder gemischtem Beulen unterschieden werden.

2.2.7.2.5 Beurteilung

Die zwei ergänzenden theoretischen Arbeiten mit dem Einsatz der Finite-Element-Methode bei den Vergleichsrechnungen bestätigen die in Versuchen erfaßten Messungen und beschreiben das beobachtete Tragverhalten gut. Bemessungsvorschläge oder eine detaillierte Beschreibung der Auswirkungen der gewählten Geometrie auf das Tragverhalten werden in diesen Arbeiten nicht gegeben. Die Beschreibung beschränkt sich meist auf qualitative Aussagen. Sie zeigt somit Problematiken des Tragverhaltens auf. Sie dient jedoch nicht als Grundlage zur Bemessung von hybriden Brückenträgern.

2.2.8 Tatagami, H., et al. [90]

2.2.8.1 Einleitung

Messungen und Untersuchungen des dynamischen Tragverhaltens wurden an der Mazunoki-Brücke Nr. 7 in Japan durchgeführt. Dabei sollten die Fragen des charakteristischen dynamischen Verhaltens trapezförmig gefalteter Stahlstege, die Vibrationen extern geführter Spannglieder unter Verkehrseinwirkungen und die Eigenschwingung und Resonanz der extern geführten Spannglieder unter Verkehrslasten, sowie der dynamische Schwingbeiwert ermittelt werden.

2.2.8.2 Ergebnisse

Aufgrund der gemessenen Werte der Untersuchungen bestätigte sich die Möglichkeit, anhand von Eigenwertanalysen die Torsion- und Schubsteifigkeit zu bestimmen. Dies wurde durch statische Analysen bestätigt. Der bei den Messungen ermittelte Schwingbeiwert der hybriden Konstruktion erwies sich als größer als bei Spannbetonbrücken.

2.2.8.3 Beurteilung

Die Untersuchungen an der Mazunoki-Brücke zeigen das grundlegende dynamische Verhalten einer hybriden Konstruktion mit trapezförmig gefalteten Stahlstegen. Aussagen und Schlußfolgerungen für Bemessungskriterien infolge dynamischer Einwirkungen werden in dieser Veröffentlichung nicht erläutert. Die gemessenen dynamischen Größen lassen eine Bestimmung der Steifigkeitsverhältnisse zu. Deshalb wäre es wünschenswert, weitere Messungen an hybriden Brücken durchzuführen, um die Trägersteifigkeit besser beurteilen und die rechnerische Erfassung verifizieren zu können. Es bedarf weiterer Untersuchungen, wie zum Beispiel Messungen der Spannungsschwankungen infolge Verkehrslasten, zur Beurteilung der Ermüdungsgefährdung.

Kapitel 3

Steifigkeitsermittlung trapezförmig gefalteter Stahlstege

3.1 Einleitung

3.1.1 Einführung

Im Brückenbau ist die Dauerhaftigkeit ein wesentliches Entwurfskriterium. Zur Erfüllung der Dauerhaftigkeitsansprüche an das Tragwerk sind Gebrauchstauglichkeitskriterien und die konstruktive Ausbildung von Bedeutung. Die Beurteilung des Brückenträgers nach Gebrauchstauglichkeitskriterien erfordert das Erfassen der auftretenden Beanspruchungen. Voraussetzung dafür ist die realitätsnahe Abbildung der Steifigkeitsverhältnisse. Dies gilt vor allem bei der Ermittlung der Schnittkräfte am mehrfach statisch unbestimmten Tragwerk, wie dem als Hohlkasten ausgebildeten, durchlaufenden Brückenträger.
Querkraftverformungen bzw. die Schubsteifigkeit der Stege werden in statischen Berechnungen von Massivbrücken üblicherweise vernachlässigt. Bei Doppelverbundbrücken ist diese Vereinfachung, wie Nather [69] beschreibt, nicht mehr zulässig. Die unterschiedliche Biege- und Schubsteifigkeit von Stahlhohlkasten und Bodenplatte aus Konstruktionsbeton beeinflußt die Schnittkraftverteilung innerhalb des Querschnitts und am statisch unbestimmten Gesamtsystem. Dieses Verhalten kann auf den hybriden Hohlkastenquerschnitt übertragen werden. Das Tragverhalten wird im Wesentlichen von der Steifigkeit der gefalteten Stahlstege bestimmt. Dabei unterscheidet sich der hybride Hohlkastenträger mit trapezförmig gefalteten Stahlstegen vom üblichen Verbundträger durch die richtungsabhängige Steifigkeit des gefalteten Stahlsteges.

3.1.2 Erfassung der Schubsteifigkeit

Zur Erfassung des Einflusses der Schubsteifigkeit auf das komplexe Tragverhalten ist eine detaillierte rechnerische Untersuchung des trapezförmig gefalteten Stegbleches durchzuführen. Dabei sollten die Auswirkung der Steghöhe, die Abmessungen der einzelnen trapezförmigen Falten, die Faltentiefe (Amplitude) und der Faltenwinkel als geometrische Einflußfaktoren erfaßt werden. Aufgrund des Verformungsverhaltens wird bei gegebener Steggeometrie ein ideeller G-Modul (G_{id}) errechnet. Der materialabhängige G-Modul von Stahl wird um den Faktor β reduziert (Gl. 3.1). Der Faktor β ergibt sich aus dem Verhältnis der rechnerischen zu der experimentell ermittelten Durchbiegung (Gl. 3.2). Dabei werden nur die Anteile aus der Querkrafteinwirkung berücksichtigt. Rechnerisch wird die Durchbiegung $w_{Q,el}$ nach der elastischen Balkentheorie ermittelt. Der Durchbiegungsanteil infolge Schub aus den Versuchen ergibt sich, indem von der gesamten Verformung w_{exp} der rechnerische Biegeanteil $w_{M,el}$ subtrahiert wird.

$$G_{id} = \frac{1}{\beta} \cdot G_{mat} \tag{3.1}$$

$$\beta = \frac{w_{exp} - w_{M,el}}{w_{Q,el}} \tag{3.2}$$

Ziel der hauptsächlich durch Stahlbauinstitute durchgeführten Untersuchungen [11,59,79,80,81], die in Kapitel 2 beschrieben sind, war die Erfassung der Traglast und das Verhalten des Trägers im überkritischen Bereich. Das elastische Verformungsverhalten war dabei von untergeordnetem Interesse. Berechnungsansätze zur Erfassung der elastischen Schubsteifigkeit des Stahlbleches in Abhängigkeit der Geometrie sind deshalb nur ansatzweise vorhanden.

3.2 Eigene Vergleichsrechnungen

3.2.1 Einleitung

Die in Kapitel 2 beschriebenen Versuchsreihen mit trapezförmig gefalteten Stegträgern zeichnen sich durch größere Verformungen im Vergleich zu ebenen Stegträgern aus. Rechnerische empirische Ansätze zur Erfassung des Verformungsverhaltens sind in [11] und in [80] vorgestellt. Ein theoretischer Ansatz wird von Aschinger in [4] beschrieben. Nach Aschinger begründet sich die zusätzlich zur elastischen Biegetheorie auftretende Verformung durch die Profilverwölbung trapezförmig gefalteter Stahlstege [4 unter 5.26]. Die Größe der Profilverformung kann anhand von Profilkonstanten ermittelt werden. Bei der Profilkonstante handelt es sich um eine dimensionsgebunde Konstante in Abhängigkeit der Faltengeometrie. Zur Beschreibung weiterer Profilkonstanten anhand sich ändernder geometrischer Verhältnisse empfiehlt Aschinger zwischen den einzelnen Werten zu interpolieren. Da sich die Profilkonstanten auf Versuchsreihen von Stahlträgern beschränken, können sie nicht auf die im Brückenbau üblichen geometrischen Verhältnisse angepaßt werden. Eine allgemeingültige Bestimmung des Profilfaktors infolge der Faltengeometrie wird nicht beschrieben. Deshalb soll die Verformung des gefalteten Stegträgers anhand der Finite-Element-Methode realistisch modelliert und rechnerisch erfaßt werden. Nachrechnungen der Versuche dienen zur Übertragung der Vergleichsrechnungen auf die im Brückenbau üblichen geometrischen Abmessungen. Dies erwies sich für die im Brückenbau vorhandenen Rahmenbedingungen bei der Finite-Element-Modellierung als äußerst schwierig, was vor allem die ersten Vergleichsrechnungen zeigten (vgl. 3.2.3.3).
Deshalb wurden, aufbauend auf die in Kapitel 2 vorgestellten Versuchsreihen, Vergleichsrechnungen durchgeführt, um so eigene Lösungsvorschläge formulieren zu können. Anhand von rechnerischen Vergleichen mit der Balkentheorie konnten das grundsätzliche Verformungsverhalten festgestellt werden. Es folgten Vergleichsrechnungen mit der Finite-Element-Methode, die zu einem eigenen Konzept der Beschreibung des Verformungsverhaltens bei gefalteten Stegblechen führten.

3.2.2 Rechnerischer Vergleich mit der elastischen Balkentheorie

Um das Verformungsverhalten eines Trägers mit gefalteten Stahlstegen mit konventionellen Trägern vergleichen zu können, wurden zuerst die Durchbiegungen aller Stahlträger der Versuchsreihen B [11], V [81], E [80] und VK [79] nach der Balkentheorie unter Berücksichtigung der Schubsteifigkeit berechnet (Gl. 3.3):

$$w_{z,el} = \int_L \frac{M_y \cdot \overline{M}_y}{E \cdot I_y} dx + \int_{L'} \frac{Q \cdot \overline{Q}}{G \cdot A_Q} dx \tag{3.3}$$

Für die Durchbiegungsberechnung infolge Biegemoment ist die Länge L der Stützweite einzusetzen. Dabei ist für die Berechnung des Trägheitsmomentes I_y vom reinen Zweipunktquerschnitt auszugehen (Gl. 3.5), d.h. für die statisch wirksame Fläche zur Aufnahme der Biegebeanspruchung des Querschnitts sind nur die Gurte zu berücksichtigen. Der gefaltete Steg entzieht sich durch seine geringe Längssteifigkeit allen Längskräften. Die Durchbiegung infolge Biegemoment ergibt sich wie folgt (Gl. 3.4):

$$w_{M,el} = \frac{PL^3}{48\,EI_y} \tag{3.4}$$

wobei

$$I_y = A_o \cdot d_o^{\,2} + A_u \cdot d_u^{\,2} \tag{3.5}$$

Die Berechnung der Schubverformung erfolgt mit der abgewickelten Steglänge L'. L' ergibt sich nach der Gleichung 3.6:

$$L' = L \cdot \frac{a_1 + a_2}{a_1 + a_3} \tag{3.6}$$

Der Schubfluß wird in guter Näherung (Gl. 2.1) als konstant über die Höhe des Bleches angenommen. Er wird, der Schubfläche (A_Q) entsprechend, von den geraden und den schrägen Flächen der Faltung aufgenommen. So ergibt sich der Verformungsanteil aus der Querkraft nach folgender Gleichung 3.7:

$$w_{Q,el} = \frac{PL'}{4\,GA_Q} \tag{3.7}$$

Als erste Vergleichsgrößen dienen die einzelnen Verformungsgrößen w_{exp}, w_{ges}, $w_{M,el}$, und $w_{Q,el}$. Die Anpassung der Durchbiegungsberechnung an die experimentell ermittelten Verformungen erfolgt über die Vergrößerungsfaktoren α für den Anteil der Biegeverformung bzw. β für die Schubverformungen (Gl. 3.8).

$$w_{ges,exp} = \alpha \cdot w_{M,el} + \beta \cdot w_{Q,el} \tag{3.8}$$

In den nachfolgenden Tabellen 3.1a bis 3.1d und 3.2a bis 3.2d sind die eigenen Auswertungen der verschiedenen Versuchsreihen dargestellt. Es handelt sich dabei um die Versuchsreihe B von Bergfelt [11], die Versuchsreihen V1 bis V3 von Scheer [81] und die Versuchsreihen VK [79] und E von Scheer / Pasternak [80]. In den ersten vier Tabellen 3.1a bis 3.1d sind die Abmessungen der Versuchsträger und die ermittelten Vergrößerungsfaktoren (α bzw. β) zusammengefaßt. Dabei ist erkennbar, daß die gemessenen Durchbiegungen um den Faktor 1,1 bis 3,2 von den berechneten Durchbiegungen der Balkentheorie abweichen. Der große Verformungsunterschied begründet sich teilweise damit, daß der Durchbiegungsanteil aus dem Biegemoment an der Gesamtverformung bei den kurzen Versuchsträgern (Versuchsreihen B, VK und E) einen geringeren Anteil als aus der Querkraft beträgt (Gl. 3.4, Gl. 3.5). Ein weiterer Grund für den Verformungsunterschied kann auf das Verformungsverhalten gefalteter Stahlstege zurückgeführt werden.
In den Tabellen 3.1a bis 3.1d werden die Faktoren α und β der Gleichung 3.8 der untersuchten Versuchsreihen dargestellt. Der aufgeführte Faktor α dient zur Beurteilung des Biegeeinflusses auf die Gesamtverformung. α stellt in den nachfolgenden Tabellen die Vergrößerung der rechnerischen Durchbiegung infolge Biegemomente zur Berücksichtigung der Gesamtverformung (die Verformung aus der Querkraft ist darin enthalten) gemäß Gleichung 3.9 dar. Der Wert β wird dabei zu Null gesetzt.

$$w_{ges,exp} = \alpha \cdot w_M \tag{3.9}$$

Der Vergrößerungsfaktor β zeigt in den vier nachfolgenden Tabellen 3.1a bis 3.1d auf, wie die Durchbiegung aus der rechnerischen Querkraftverformung vervielfacht werden muß, um zusammen mit dem Biegeanteil den experimentell ermittelten Wert zu erreichen, d.h. $\alpha = 1$, β wird nach Gleichungungen 3.10 bzw. 3.2 ermittelt.

$$w_{ges,exp} = w_M + \beta \cdot w_Q \tag{3.10}$$

Tabelle3.1a: Experimentell und rechnerisch ermittelte Durchbiegungen w der Versuchsreihe B1 - B4

Versuchsreihe B1 -B4									
	P_{exp}	L	$w_{ges,exp}$	$w_{M,rech}$	$w_{Q,rech}$	$w_{ges,rech}$	$w_{ges,exp}/w_{ges,rech}$	α	β
	[kN]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	-	-	-
B1	208	1800	3,50	0,277	1,004	1,281	2,73	12,64	3,21
B2	136,5	1800	4,20	0,380	0,950	1,330	3,15	11,05	4,02
B3	246	1800	3,76	0,327	0,951	1,278	2,94	11,50	3,61
B4	183	1800	2,94	0,254	0,791	1,045	2,81	11,57	3,40

Tabelle 3.1b: Experimentell und rechnerisch ermittelte Durchbiegungen w der Versuchsreihe V1 - V3

Versuchsreihe V1 - V3									
	P_{exp}	L	$w_{ges,exp}$	$w_{M,rech}$	$w_{Q,rech}$	$w_{ges,rech}$	$w_{ges,exp}/w_{ges,rech}$	α	β
	[kN]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	-	-	-
V1/1	64,5	5640	15,67	12,48	2,16	14,64	1,07	1,26	1,47
V1/2	65,8	4000	6,58	4,54	1,53	6,07	1,08	1,45	1,33
V1/3	77,0	2000	1,91	0,67	0,94	1,61	1,19	2,85	1,32
V2/1	96,7	7280	13,5	10,35	1,31	11,66	1,16	1,30	2,40
V2/2	117,0	7280	15,95	12,53	1,72	14,25	1,12	1,27	1,99
V2/3	184,5	3300	3,98	1,83	1,22	3,05	1,30	2,18	1,76
V3/1	110,2	8250	9,17	7,71	0,72	8,43	1,09	1,19	2,03
V3/2	151,5	8250	13,34	10,62	1,01	11,63	1,15	1,26	2,69
V3/3	404,5	3800	4,97	2,74	1,24	3,98	1,25	1,81	1,80

Tabelle 3.1c: Experimentell und rechnerisch ermittelte Durchbiegungen w der Versuchsreihe VK

Versuchsreihe VK 1 - 3									
	P_{exp}	L	$w_{ges,exp}$	$w_{M,rech}$	$w_{Q,rech}$	$w_{ges,rech}$	$w_{ges,exp}/w_{ges,rech}$	α	β
	[kN]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	-	-	-
VK1	20	1264	1,5	0,24	0,56	0,80	1,875	6,25	2,25
VK2	30	1270	2,5	0,36	0,85	1,21	2,066	6,94	2,52
VK3	40	1274	3,65	0,48	1,12	1,60	2,281	7,60	2,83

Tabelle 3.1d: Experimentell und rechnerisch ermittelte Durchbiegungen w der Versuchsreihe E

Versuchsreihe E1 - E7									
	P_{exp}	L	$w_{ges,exp}$	$w_{M,rech}$	$w_{Q,rech}$	$w_{ges,rech}$	$w_{ges,exp}/w_{ges,rech}$	α	β
	[kN]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	-	-	-
E1	55,46	904	0,973	0,033	0,414	0,447	2,18	29,48	2,27
E2	43,56	722	0,841	0,014	0,260	0,274	3,07	60,07	3,18
E3	52,23	1506	1,446	0,147	0,649	0,796	1,82	9,84	2,00

E4	44,01	1445	1,868	0,107	0,525	0,632	2,96	17,46	3,35
E5	28,88	3370	2,270	0,891	0,804	1,695	1,34	2,55	1,72
E6	80,50	2410	2,651	0,409	1,052	1,461	1,82	6,48	2,13
E7	62,94	2529	2,179	0,370	0,863	1,233	1,77	5,89	2,10

Die großen Schwankungen der α-Faktoren zeigen auf, daß der Ansatz zur Erfassung der Gesamtverformung nur durch einen vergrößerten Biegeanteil sich nicht eignet (Gl. 3.9). Dies ist insbesondere bei den Versuchsreihen B1 bis B4 und E1 bis E7 ersichtlich. Die Schwankungen der β-Faktoren nach Gleichung 3.10 fallen wesentlich geringer aus. Deshalb wird dieser Ansatz weiter untersucht. In den nachfolgenden Tabellen 3.2a bis 3.2d sind die β-Faktoren bei ähnlichen geometrischen Stegfalten zu Gruppen zusammengefaßt. Dabei ist der Zuwachs der Schubverformung durch den Faktor β ausgedrückt. β weicht innerhalb einer Gruppe nur geringfügig vom Mittelwert β_m ab.

Tabelle 3.2a: β-Faktoren der Versuchsreihe B1 bis B4 nach der Faltengeometrie geordnet

Versuchsreihe B1 -B4								
	h	t	a_1	a_2	a_3	γ	β	β_m
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	-	-	-
B1	600	2,10	140	70,7	50	45	3,21	
B4	600	2,10	140	70,7	50	45	3,40	3,31
B2	600	2,62	140	70,7	50	45	4,02	
B3	600	2,62	140	70,7	50	45	3,61	3,82

Tabelle 3.2b: β-Faktoren der Versuchsreihe V1 bis V3 nach der Faltengeometrie geordnet

Versuchsreihe V1/1 - V3/3								
	h	t	a_1	a_2	a_3	γ	β	β_m
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	-	-	-
V1/1	298,0	2,05	145	145	102,5	45	1,47	
V1/2	297,9	2,10	145	145	102,5	45	1,34	
V1/3	298,5	2,00	145	145	102,5	45	1,33	1,38
V2/1	598,2	3,25	145	145	102,5	45	2,39	
V2/2	598,4	3,00	145	145	102,5	45	1,99	
V2/3	599,7	3,00	145	145	102,5	45	1,75	2,04
V3/1	898,6	5,10	145	145	102,5	45	2,03	
V3/2	898,6	5,05	145	145	102,5	45	2,69	
V3/3	898,1	5,00	145	145	102,5	45	1,79	2,04

Tabelle 3.2c: β-Faktoren der Versuchsreihe VK1 und VK3 nach der Faltengeometrie geordnet

Versuchsreihe VK1 -VK3								
	h	t	a_1	a_2	a_3	γ	β	β_m
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	-	-	-
VK1	600	0,95	120	70	60,6	30	2,25	-
VK2	600	0,95	120	60	42,4	45	2,52	-
VK3	600	0,96	150	70	60,6	30	2,83	-

Tabelle 3.2d: β-Faktoren der Versuchsreihe E1 und E7 nach der Faltengeometrie geordnet

Versuchsreihe E1 - E7								
	h	t	a_1	a_2	a_3	γ	β	β_m
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	-	-	-
E1	400	0,96	90	60,3	70,0	30	2,14	
E3	400	0,96	90	60,3	70,0	30	1,89	2,02
E6	600	0,98	90	60,3	70,0	30	2,02	-
E2	400	0,96	120	60,3	70,0	30	3,03	
E4	400	0,96	120	60,3	70,0	30	3,18	3,11
E7	600	0,96	120	60,3	70,0	30	2,00	-
E5	400	0,98	150	60,3	70,0	30	1,64	-

Die vorangehenden Tabellen 3.2a bis 3.2d zeigen deutlich, daß der zusätzliche Verformungsanteil von der Faltengeometrie und der Größe der Schubbeanspruchung abhängt.

3.2.3 Rechnerische Erfassung des Tragverhaltens gefalteter Stegträger mit der Finite-Element-Methode

3.2.3.1 Einleitung

Der Einfluß der geometrischen Falten auf die Vergrößerung der Trägerverformungen infolge Querkrafteinwirkung konnte deutlich anhand der rechnerischen Vergleiche der Versuche mit der Balkentheorie aufgezeigt werden. Die Auswertung der vorbeschriebenen rechnerischen Ermittlungen erlauben wegen der geringen Zahl von Versuchsreihen mit z.T. sehr unterschiedlichen Stegprofilierungen der Stege keine allgemeingültige Darstellung von Formfaktoren. Deshalb werden zusätzliche Vergleichsrechnungen mit der Finite-Element-Methode am Computer erforderlich. Die Berechnung erfolgt an Ausschnitten eines gefalteten SchubBleches bzw. am gesamten Träger.
Auf der Grundlage einer Parameterstudie mit der Finite-Element-Methode sollen die geometrischen Einflußfaktoren anhand von Diagrammen dargestellt werden. Als Vergleichsgröße dient der ideelle G-Modul (Gl. 3.1), bzw. der β-Faktor. Diese detaillierte Studie soll dazu dienen, das Verformungsverhalten von gefalteten Stahlstegen mit im Brückenbau üblichen geometrischen Abmessungen beurteilen zu können. Bei den Vergleichsrechnungen mit der Finite-Element-Methode wurden die in der Literatur beschriebenen Lösungsansätze überprüft und weiterführende Vorschläge gemacht. Dabei wurden nicht nur die Versuchsreihen B, V, VK und E [11,81,79,81] zur Berechnung der Stahlträger betrachtet, sondern auch die in der DIN 18807 [30,31] dargestellten Schubscheiben nach dem Ansatz von Schardt / Strehl [75] im Hinblick auf die zusätzliche Verwölbungsverformung untersucht.

3.2.3.2 Grundlagen der Finite-Element-Untersuchung

Für die Finite-Element-Untersuchungen werden zwei verschiedene Programmpakete eingesetzt. Dies sind die Pakete von SOFISTIK [86] und MARC / MENTAT [62,63,64].
Bei den eingesetzten Programmen SOFISTIK handelt es sich um GENF, ASE, GRAF, STAR2 und NEGER.
Das Programm GENF bereitet die eingegebenen Knotenkoordinaten und Elemente zu einem Finite-Element-Netz und in ein für das Programm ASE lesbares Format vor.
Mit dem Programm GRAF können die Struktur und die Element- und Knotenwerte visualisiert werden.
Das Programm NEGER ermöglicht eine interaktive Netzgenerierung. Das graphische Finite-Element-Netz kann vom Programm GENF gelesen werden. NEGER baut auf der Basis eines CAD-Programms auf. Es können mit dem Programm räumliche Strukturen abgebildet werden.

Bei dem Programm STAR2 handelt es sich um ein gewöhnliches Stabwerksprogramm mit der Möglichkeit zur Berechnung nach II. Ordnung.
Bei dem Programm ASE handelt es sich um ein räumliches Finite-Element-Programm. In diesem Programmteil werden die unbekannten Größen (Freiheitsgrade) anhand eines linearen Gleichungssystems gelöst.
Für die Parameterstudie der untersuchten ebenen und gefalteten Blechstrukturen wurden ebene Vier-Knoten-Schalenelemente eingesetzt. Jeder Knoten besitzt drei Verschiebungsfreiheitsgrade und drei Verdrehungsfreiheitsgrade. Abweichungen aus der Ebene (Verwindung) werden mit zusätzlichen Exzentrizitäten berücksichtigt. Membran und Biegetragwirkung sind entkoppelt.
Die Biegetragwirkung basiert auf der Mindlin'schen [17,1] Plattentheorie. Im Gegensatz zur Kirchhoff'schen [1] Annahme, daß die verformten Querschnitte senkrecht zur Plattenmittelfläche bleiben und somit die Schubverformungen wegfallen, wird nach dem Mindlin'schen Ansatz die Schubverformung berücksichtigt. Zur Berücksichtigung der Rotationsfreiheitsgrade $\theta_{x,y}$ und der Plattendurchsenkung (w) können voneinander unabhängige Ansatzfunktionen gewählt werden. Werden dafür gleiche Verschiebungsansätze der Elemente (nachfolgend Elementansatz genannt) gewählt, ergeben sich parasitäre Schubverformungen. Die Biegesteifigkeit ist zur dritten Potenz der Plattendicke, die Schubsteifigkeit nur zur Plattendicke selbst proportional. Bei dünnen Platten bewirken die parasitären Schubverformungen eine versteifende Wirkung. Dieser Effekt wird „Shear-Lock-Effekt" [1] genannt. Der „Shear-Lock-Effekt" kann durch eine reduzierte Integration verhindert werden, d.h. die Schubverformungsanteile werden in einem einzigen Integrationsknoten in der Elementmitte integriert. Dies führt zu einem besseren Konvergenzverhalten.
Die Scheibentragwirkung [1] erfolgt nach einem isoparametrischen Elementansatz. Es lassen sich damit bei jeder gewählten Elementgeometrie die Elementsteifigkeitsmatrizen bestimmen. Bei der Wahl der Scheibentragwirkung kann zwischen einem konformen bzw. einen nicht-konformen Elementansatz unterschieden werden. Konforme Elemente erfüllen im Gegensatz zu nicht-konformen Elementen die Kontinuitätsbedingungen entlang der Elementränder. Das Einhalten der Kontinuitätsbedingungen kann das Schubverformungsverhalten versteifend beeinflussen.

Zur Modellierung größerer Finite-Element-Strukturen, wie zum Beispiel ganze Versuchsträger oder Brückenträger, eignet sich das Programmpaket MARC / MENTAT. Bei dem Programm MARC handelt es sich um ein universell einsetzbares Finite-Element-Programm mit einer Vielzahl von verschiedenen Elementen. Neben den Möglichkeiten der Strukturmechanik (linear und nichtlinear) kann das Programm auch für Feldprobleme eingesetzt werden.
Die eingesetzten Elemente werden der Vollständigkeit halber kurz beschrieben. Eine detailliertere Beschreibung der einzelnen Elemente ist in der Elementbibliothek Volume B [64] enthalten.
Zur Modellierung der Stahlträger bzw. der hybriden Konstruktion mit gefalteten Stegen werden Schalen- und Volumenelemente verwendet. Dabei unterscheiden sich die Elemente in ihrer Knotenzahl und den Ansatzfunktionen.

Schalenelemente nach [64]:

Typ 75: Vier-Knoten-Schalenelement mit drei Verschiebungs- und drei Rotationsfreiheitsgraden je Knoten. Dabei wird die Schubverformung der Plattentragwirkung (Mindlin'scher Ansatz) durch eine reduzierte Integration berücksichtigt. Als Ansatzfunktion ergibt sich eine bilineare Interpolation für die Verschiebungen und die Rotationen.

Typ 72: Vier-plus-Vier-Schalenelement mit drei Verschiebungsfreiheitsgraden an den Eckknoten und einem Rotationsfreiheitsgrad parallel zu den Elementrändern der Randmittelknoten. Eine Schubverformung der Plattentragwirkung ist nicht berücksichtigt. Als Ansatzfunktion ergibt sich eine bilineare Interpolation für die Verschiebungen und die Rotationen.

Typ 22: Acht-Knoten-Schalenelement mit drei Verschiebungs- und drei Rotationsfreiheitsgraden je Knoten. Eine Schubverformung der Plattentragwirkung wird berücksichtigt. Als Ansatzfunktion ergibt sich eine quadratische Interpolation für die Verschiebungen und die Rotationen.

Volumenelemente nach [64]:

Typ 7: Acht-Knoten-Volumenelement mit drei Verschiebungsfreiheitsgraden je Knoten. Die Geometrie entspricht einem Quader. Nach dem Elementansatz erfolgt die Interpolation trilinear für die Knotenverschiebungen.

Typ 21: 20-Knoten-Volumenelement mit drei Verschiebungsfreiheitsgraden je Knoten. Die Geometrie entspricht einem Quader. Nach dem Elementansatz erfolgt die Interpolation quadratisch für die Knotenverschiebungen.

Die Generierung erfolgt für größere Strukturen hauptsächlich mit dem graphischen Preprocessor MENTAT [63]. Mittels der komfortablen graphischen Oberfläche können komplizierte räumliche Strukturen erzeugt werden. Über eine Schnittstelle wird die Finite-Element-Struktur in Form einer ASCII-Datei für das Programm MARC ausgegeben. Der MENTAT ermöglicht durch dieselbe Schnittstelle das Einlesen räumlich komplizierter Strukturen, die durch eigene programmierte Preprocessoren erzeugt werden. Sie können nachfolgend mit MENTAT verändert und bearbeitet werden.
Das Postprocessing von MENTAT ermöglicht die visuelle Darstellung und Bearbeitung berechneter Finite-Element-Strukturen. Dies macht das Auswerten großer Strukturen überhaupt möglich.

3.2.3.3 Erste Vergleichsrechnungen mit Finite-Element-Methode

In einem ersten Schritt wurden gefaltete Stahlstege, die mit dem Flansch kontinuierlich verschweißt sind, durch eine Finite-Element-Rechnung modelliert. Die statischen Randbedingungen wurden durch starre Festhaltungen in x,y-Richtung idealisiert. Dabei kam das Programmpaket SOFISTIK [86] zum Einsatz. Zur Abbildung wurden Vier-Knoten-Schalenelemente verwendet. Die errechnete Durchbiegung konnte aufgrund der abgewickelten Blechlänge und dem Gleitmodul des Stahls mit einer Handrechnung einfach überprüft werden. Eine Profilverwölbung konnte mit dieser Modellierung, die sich durch Verformungen aus der Ebene zeigt, nicht erfaßt werden.
Es wurde angenommen, daß die modellierten Randbedingungen zu starr idealisiert wurden. Deshalb wurde ein gesamter Träger unter realistischen Bedingungen mit der Finiten-Elemente-Methode durchgerechnet. Die Berechnung erfolgte am Stahlträger E3 der Versuchsreihe [79]. Er wurde interaktiv mit dem Preprozessor NEGER [86] erzeugt. Der Träger wurde in die Elementgruppen Obergurt, Untergurt und Steg aufgeteilt. Sämtliche Elementgruppen wurden durch Vier-Knoten-Schalenelemente modelliert. Das so diskretisierte System wurde einmal durch einen nicht-konformen und einmal durch einen konformen Elementansatz berechnet. Als Lastgröße wurde 52,23 kN wie bei der Versuchsdurchführung gewählt. Die Ermittlung der resultierenden maximalen Durchbiegung in Trägermitte erfolgte über die Berechnung des arithmetischen Mittels der einzelnen Knotenverschiebungen.

Die maximale Durchbiegung in Trägermitte betrug für

- nicht-konforme Elemente: $w_{z,max} = 0{,}824$ mm
- konforme Elemente: $w_{z,max} = 0{,}823$ mm

Ein versteifender Effekt im Vergleich einer der beiden Elementansätze untereinander konnte nicht festgestellt werden. Ein Vergleich der maximalen Durchbiegungen der Finite-Element-Rechnung mit der balkentheoretischen Lösung des schubweichen Balkens (Tabelle 3.1d) ergibt eine geringfügige Abweichung von 3,3%. Ein Vergleich mit dem experimentell ermittelten Wert ergibt jedoch ein erheblich zu steifes Verhalten.
Die Verformungen des Trägers zeigen senkrecht zur Stegebene deutliche Verformungen auf. Bei einer genaueren Analyse der horizontalen Verformungen w_y lassen sich Unstimmigkeiten feststellen. Bei einem symmetrisch gelagerten und belasteten System sollten keine asymmetrischen Verformungen auftreten. Diese Abweichung konnte nach unabhängiger Gegenrechnung nur durch numerische Ungenauigkeiten erklärt werden.

Weitere Finite-Element-Untersuchungen großer Strukturen wurden mit dem Programmpaket MARC / MENTAT [63] durchgeführt. Die folgenden Finite-Element-Berechnungen bieten eine verbesserte Diskretisierung der Stahlversuchsträger und eine realistische Abbildung der Randbedingungen. Es wurde ein Trägerausschnitt des Trägers V1/1 der Versuchsreihe V [81] modelliert. Der Steg besteht aus zwei Trapezfalten. Die geometrischen Abmessungen können aus den Beschreibungen in Kapitel 2 der Versuche aus Tabelle 2.4 entnommen werden.
Die Abbildung des Steges erfolgt mit verschiedenen Elementansätzen. In dieser Vorstudie wurden die Elemente auf ihre Eignung geprüft. Dabei wurden Vier- und Acht-Knoten-Schalenelemente (Elemente Typ 72, 75, 22), sowie Acht- und Zwanzig-Knoten-Volumenelemente (Typ 7, 21) getestet (vgl. 3.2.3.2). Die Gurte wurden durch Volumenelemente modelliert. Die Anzahl der Knoten der Gurtelemente wurden durch die anzuschließenden Knoten der Stegelemente bestimmt. Bei der Inkomptabilität der Rotations-Freiheitsgrade und der Kombination von Schalenelementen mit Volumenelementen wird die Rotation festgehalten. Rechnerisch programmintern wird der Knoten als eingespannt betrachtet.
Bei den Vergleichsrechnungen eines Trapezstegträgers (Bild 3.1) kann eine Verwölbung des gesamten Trägers durch horizontales Ausweichen der Gurte senkrecht zur Stegebene festgestellt werden. Eine Blechendverwölbung des mit dem Flansch verschweißten Steges, bzw. eine Verwölbung innerhalb des Steges, wird rechnerisch mit der Finite-Element-Methode nicht festgestellt.

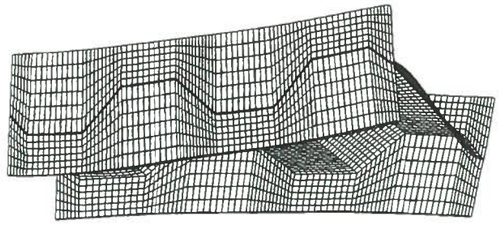

Bild 3.1: Verformungsfigur zeigt die Verwölbung des gesamten Trägers

Die geringfügige, gegenseitige horizontale Verschiebung der Gurte kann bei weiterer Lasterhöhung einen Einfluß II. Ordnung haben. Der Einfluß der Verformungen II. Ordnung wurde durch Aufbringen inkrementeller Lastschritte bei der Finite-Element-Berechnung überprüft. Es wurden Lasten unter Betrachtung der Lastverformungsdiagramme der Versuchsauswertungen im Bereich des linearen Verlaufs der Lastverformungskurve gewählt. Der Zuwachs der Verformungen infolge der geometrischen Nichtlinearität ist im unterkritischen Lastbereich äußerst gering. Er wird deshalb nicht weiter verfolgt und ist nicht Teil dieser Betrachtungen.

3.2.3.4 Erfassung der Profilverwölbung mit der Finite-Element-Methode

3.2.3.4.1 Grundlagen

Die bisherigen eigenen Finite-Element-Untersuchungen zeigen keine Profilverwölbung des gefalteten Steges auf. Deshalb werden in den nachfolgenden Vergleichsrechnungen die in [4] genannten Veröffentlichungen [8,75] bezüglich der Profilverwölbung und ihre Übertragbarkeit auf die bei den Versuchsträgern vorhandenen Randbedingungen untersucht. Es wird überprüft, ob die erfolgte Finite-Element-Modellierung die Verwölbung rechnerisch erfassen kann. In der Veröffentlichung [8] wird auf die Arbeiten von Schardt / Strehl [75], bzw. Davis [20] hingewiesen, die das Verformungsverhalten trapezförmig gefalteter Schubbleche erläutern. In den genannten Arbeiten werden unterschiedliche Ansätze zur Beschreibung des Verformungsverhaltens vorgestellt. Die Vorschläge von Schardt / Strehl dienen als Grundlage des in der deutschen Norm DIN 18807 [30,31]

aufgenommenen Berechnungsverfahrens für trapezförmig gefaltete Schubscheiben. Die Ansätze von Davis finden hauptsächlich in den angelsächsischen Ländern Anwendung.
Die eigenen Vergleichsrechnungen mit der Finite-Element-Methode beschränken sich auf die in Deutschland angewandte Theorie von Schardt / Strehl [75], bzw. [30,31] und auf die in [88] beschriebenen Versuchsreihen. Es gilt u.a. zu prüfen, ob sich die in der Finite-Element-Rechnung eingesetzten Elemente (vgl. 3.2.3.2), bzw. die erfolgte Netzgenerierung für die Modellierung der trapezförmig gefalteten Struktur eignen. Die Finite-Element-Untersuchung erfolgt mit dem Programm MARC / Mentat. Für die Schubscheiben werden Vier-Knoten-Schalenelemente (Elemente Typ 21) eingesetzt.

Wird eine gute Übereinstimmung der Versuchsresultate der Finite-Element-Rechnung mit den theoretischen Ansätzen erreicht, so sollen die Erkenntnisse als Grundlage für weitere Vergleichsrechnungen dienen. Die in [88] beschriebene Profilendverwölbung der Schubscheiben (Bild 3.4) erhöht die Durchbiegung erheblich. Können die Verwölbungen realistisch erfaßt werden, so beweist dies eine erfolgreiche Modellierung der gefalteten Schubscheiben durch die Computerrechnung.

Die Untersuchungen beschränken sich auf zwei in [88] dargestellte Lastverformungsdiagramme (Bild 3.2, 3.3). Die Diagramme basieren auf der Theorie von Schardt / Strehl und den Versuchsreihen vom Institut für Statik und Stahlbau der Technische Hochschule Darmstadt [46]. Die Bleche mit der Höhe 1800 mm und der Länge 4200 mm werden nachgerechnet. Die Bleche erfordern eine feine Netzeinteilung, um die Profilendverwölbung abbilden zu können. Bei der Finite-Element-Rechnung ist die Rechnerkapazität begrenzt. Deshalb wird auf die Nachrechnung der Bleche mit 6000 mm verzichtet. Den Randbedingungen der Finite-Element-Rechnung wird wie in den Versuchen und theoretischen Berechnungen die technische Befestigungsart Nr. 2 [88] zugrunde gelegt. Dies entspricht der technischen Befestigungsart einer Schraube mit Unterlegscheibe. Diese Befestigung wird in der DIN 18807 Teil 3 [31], unter Abschnitt 3.6.2.4 als Sonderausführung bezeichnet. Die Finite-Element-Rechnung erfolgt anhand einer linearelastischen Betrachtung. Nichtlinearitäten aus der Geometrie und dem Werkstoff werden nicht berücksichtigt.

3.2.3.4.2 Ergebnisse

Die in Bild 3.2 dargestellten drei Lastverformungskurven zeigen einen Vergleich der Versuchsdurchführung [46], der Theorie von Schardt / Strehl [75] und der eigenen Finite-Element-Rechnung. Dem Vergleich wird nach [88 (Bild 4.40)] eine Diagonalkraft P von 40 kN (mit 4000 kp in der Versuchsanordnung angegeben) zugrunde gelegt. Die Verkürzung der Diagonale Δs ergibt für den Versuch Δs_{exp} = 10,4 mm, für die Theorie $\Delta s_{Schardt}$ = 10,0 mm und für die Finite-Element-Rechnung nach der Umformung von $w_{z,FEM}$ in Δs_{FEM} = 8,8 mm.

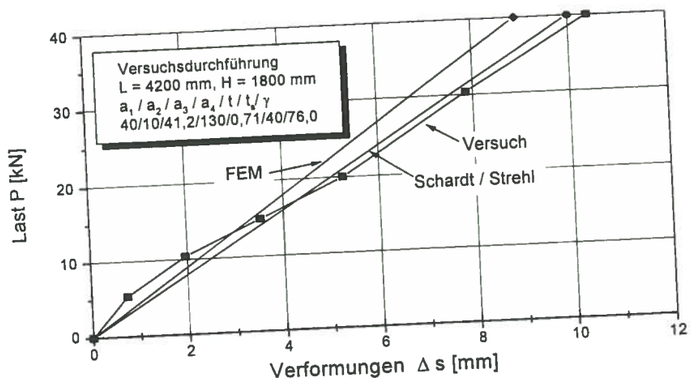

Bild 3.2: Vergleich: Versuch, Schardt/Strehl und Finite-Element-Rechnung

Die in Bild 3.3 dargestellten Lastverformungskurven ergeben bei einer Diagonalkraft von 10 kN nach [88 (Bild 4.42)] im Vergleich eine Verkürzung der Diagonale von Δs_{Vers} = 7,5 mm für den Versuch, $\Delta s_{Schardt}$ = 11,7 mm nach Schardt/Strehl und bei der Finite-Element-Rechnung ergibt sich Δs_{FEM} = 10,8 mm.

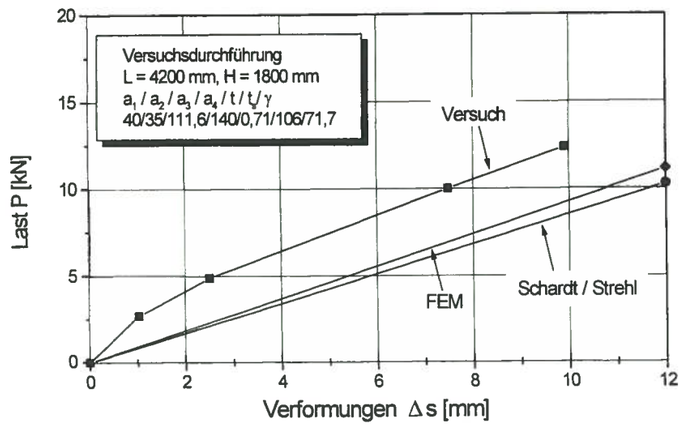

Bild 3.3: Vergleich: Versuch, Schardt/Strehl und eigene Finite-Element-Rechnung

Wesentlich interessanter als die absoluten Verformungsgrößen ist der Vergleich der ideellen Schubmoduli. Der ideelle Schubmodul berechnet sich nach Gleichung 3.1, bzw. für Schubscheiben nach Gleichung 2.32 (vgl. Kapitel 2). Dabei wird der ideelle Schubmodul beim Versuch aus dem linearen Bereich der Lastverformungskurve ermittelt. Die Einflüsse aus der Versuchsanordnung, wie zum Beispiel die Befestigung, der Schlupf oder die Meßgeräte werden dadurch reduziert. In den beiden nachfolgenden Tabellen 3.3 und 3.4 sind die ermittelten ideellen G-Moduli dargestellt. Es zeigt sich eine Übereinstimmung der Finite-Element-Rechnung zu den Versuchen. Die Bezeichnungen sind aus Bild 2.8 (vgl. Kapitel 2) zu entnehmen.

Tabelle 3.3: Vergleich der ideellen Schubmoduli gemäß Bild 3.2

Bezeichnung	$G_{S,id}$	Abweichung zum Versuch
	[MN/m²]	%
Versuch	1978,9	-
Schardt /Strehl	2056,0	+ 3,8
FEM	2333,7	+ 17,9

Tabelle 3.4: Vergleich der ideellen Schubmoduli gemäß Bild 3.3

Bezeichnung	$G_{S,id}$	Abweichung zum Versuch
	[kN/m]	%
Versuch	497,4	-
Schardt /Strehl	435,7	- 14,2
FEM	472,6	- 5,2

Der Vergleich der G-Moduli der Finite-Element-Rechnung mit der Theorie von Schardt / Strehl ergibt ebenfalls eine Übereinstimmung. Besonders die Verformungsfigur der Versuchsreihe (Bild 3.4) und die Finite-Element-Berechnung (Bild 3.5) zeigen eine gute Erfassung der Blechendverwölbung auf.

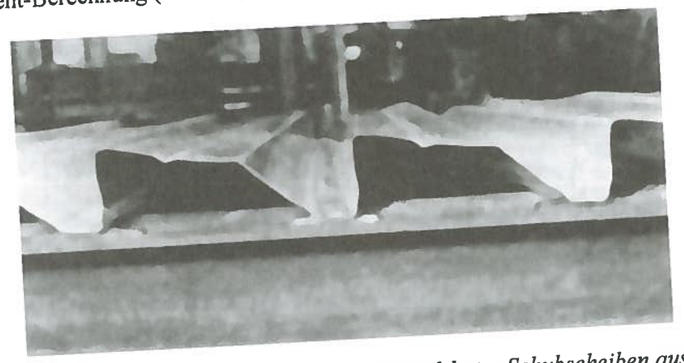

Bild 3.4: Blechendverwölbung trapezförmig gefalteter Schubscheiben aus [88]

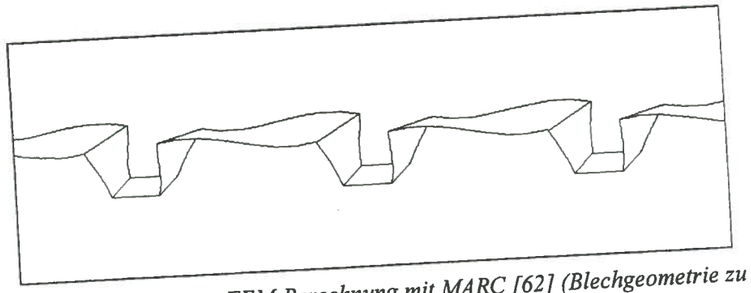

Bild 3.5: Blechendverwölbung, FEM-Berechnung mit MARC [62] (Blechgeometrie zu Bild 3.2)

3.2.3.4.3 Beurteilung

Die gewählte Finite-Element-Modellierung erlaubt eine genügend genaue Nachrechnung der gefalteten Trapezbleche. Das Bild 3.6 zeigt, daß durch die konzentrierte Schubkrafteinleitung der Befestigungspunkte örtlich erhöhte Spannungen und Querbiegungen auftreten. Dies hat zur Folge, daß in den Sickentiefen kein konstanter Schubspannungsverlauf herrscht. Die im Vergleich zum Schubmodul des Materials erheblich geringeren ideellen Schubmoduli der untersuchten Schubfelder, in Tabelle 3.3 und 3.4 ersichtlich, resultieren aus den großen unbehinderten Verformungen der Sickenhöhen (Trapezblech-Obergurt). Der nicht konstante Schubfluß und die damit zusammenhängende Blechendverwölbung erklären die großen Verformungen.

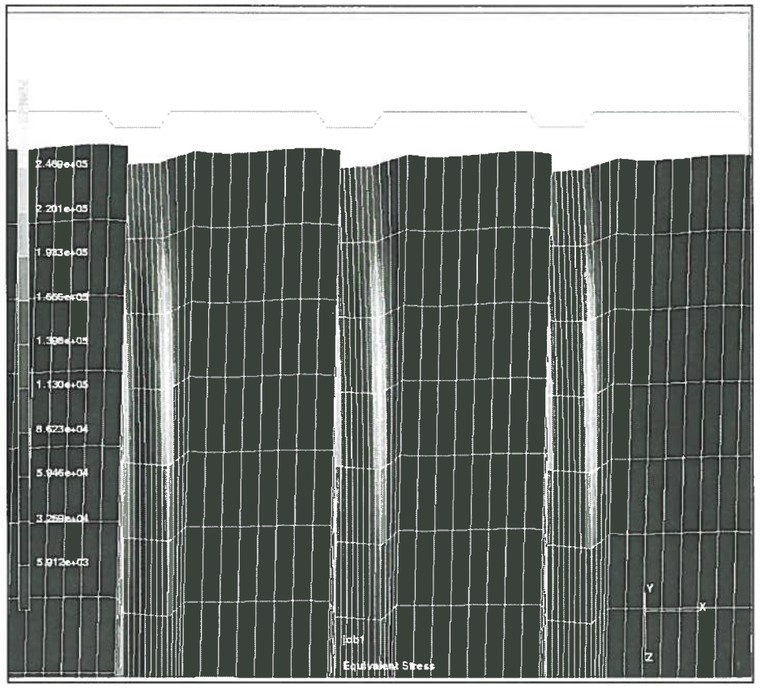

Bild 3.6: Spannungsspitzen bei der Krafteinleitung in den Sickentiefen

Mit der erreichten Übereinstimmung der Finite-Element-Untersuchung zu den Versuchen und zum theoretischen Ansatz von Schardt / Strehl kann von einer rechnerischen Erfassung der Profilverwölbung ausgegangen werden. Da jedoch alle Untersuchungen der mittels Finite-Element-Methode modellierten trapezförmig gefalteten und kontinuierlich verschweißten Stegbleche scheiterten, müssen neue Lösungsansätze gesucht werden.

3.2.3.5 Auswirkungen von Imperfektionen auf das Verformungsverhalten

3.2.3.5.1 Imperfektionen der Versuchsreihen

Trotz genauer und feinmaschiger Elementnetzgenerierung, Wahl geeigneter Elemente (vgl. 3.2.3.3) und wirklichkeitsnaher Abbildung der Randbedingungen konnte die in den Versuchen gemessene Trägerdurchbiegung mit dem Computer nicht ermittelt werden.
Deshalb wurde nach einer weitergehenden Erklärung für die erheblich größeren Durchbiegungen der Träger im Vergleich zur elastischen Balkentheorie und Finite-Element-Rechnung gesucht. Erste Anhaltspunkte konnten in dem Untersuchungsbericht von Bergfelt / Leiva [11] gefunden werden. Bergfelt führte Imperfektions-Messungen der trapezförmig gefalteten Stege durch. Dabei zeigten sich, wie im nachfolgenden Bild 3.7a, b leicht zu erkennen ist, erhebliche Abweichungen der tatsächlich vorhandenen Faltengeometrie zur idealen Faltengeometrie. Als Beispiel führte Bergfelt [11] einen Vergleich des Trägers B4 zu den ideellen Abmessungen der Stegfalten auf:

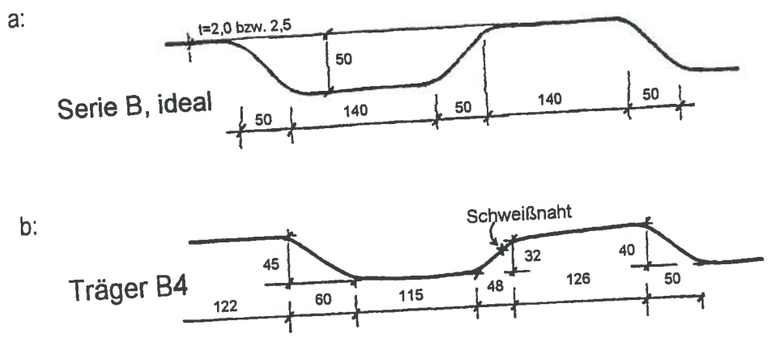

Bild 3.7a,b: Ideale und gemessene Trägergeometrie [11]

Bergfelt stellte bei der experimentell ermittelten Versagenslast des Trägers B4 eine geringere Tragfähigkeit im Vergleich zu der rechnerisch ermittelten fest. Er führte dies auf die erheblichen Imperfektionen des Versuchsträgers zurück (Bild 3.7a,b). Der Einfluß der Faltengeometrie, insbesondere bei vorhandenen Imperfektionen auf das elastische Verformungsverhalten, wurde nicht beurteilt. Dies war nicht Gegenstand seiner Untersuchungen. Bei den in Kapitel 2 beschriebenen Versuchen ging es hauptsächlich darum, die Traglast zu erfassen und das Verhalten des Trägers im überkritischen Bereich zu beschreiben.

Weitere Imperfektionsmessungen sind in [81] beschrieben. Wie die nachfolgende Tabelle 3.5 zeigt, weicht die gemessene Profilgeometrie erheblich von der idealen Struktur ab.

Tabelle 3.5: Profilabmessungen mit gemessenen Imperfektionen der Versuchsreihe V nach [81]

Profilabmessungen V1/1 bis V3/3							
Träger	a_1 ideal [mm]	a_2 ideal [mm]	a_3 ideal [mm]	Δa gemessen [mm]	γ ideal [°]	$t_{s,min/max}$ gemessen [mm]	Δt_s gerechnet [mm]
V1/1	146	146	103	+18	45	92,0	-11,0
V1/2	146	146	103	-6	45	101,5	-1,5
V1/3	146	146	103	-21	45	102,5	-0,5
V2/1	146	146	103	+1	45	94,0	-9,0
V2/2	146	146	103	+1	45	99,4	-3,6
V2/3	146	146	103	-1	45	98,0	-5,0
V3/1	146	146	103	+2	45	102,5	-0,5
V3/2	146	146	103	-4	45	88,5	-14,5
V3/3	146	146	103	-3	45	99,5	-3,5

In den Versuchsberichten der Versuchsreihen VK und E [79,80] sind keine Imperfektionsmessungen veröffentlicht.

3.2.3.5.2 Voruntersuchung der Einflußgröße von Imperfektionen auf das Verformungsverhalten

Es können verschiedene Ursachen der Vorverformungen festgestellt werden. Dabei sind u.a. ungenaues Biegen der Stegfalten, abweichendes Anschweißen des Steges an die Gurte und Blechverkrümmungen infolge Temperaturverzug, der beim Schweißen auftritt, zu nennen.

Die gemessenen geometrischen Abweichungen der oben aufgeführten Träger (Tabelle 3.5) von der idealen Faltenstruktur sollen bei den nachfolgenden rechnerischen Untersuchungen am Computer mit Finite-Element-Methode als Größenordnung der Vorverformungen dienen. Als erstes wurde ein ebenes Blech des Steges herausgelöst und rechnerisch untersucht. Die Finite-Element-Rechnung erfolgte mit dem Programmpaket SOFISTIK [84]. Dabei wurden Vier-Knoten-Schalenelemente eingesetzt. Diese Untersuchung läßt eine qualitative Aussage über den Einfluß der Imperfektion auf das Verformungsverhalten zu. Als Vorverformung wurde bei dieser Vorstudie eine Ecke eines Bleches aus seiner Ebene um Δv_i verschoben. Die abgebildete Struktur wird durch ein Finite-Element-Netz modelliert. Bei dem berechneten System sind an den drei Rändern die Verschiebungen in x,y-Richtung und am linken Rand die x,y,z-Richtungen festgehalten (Bild 3.8). Das Blech wird durch eine Randlast Q beansprucht und erfährt durch die gewählten Randbedingungen eine reine Schubverzerrung.

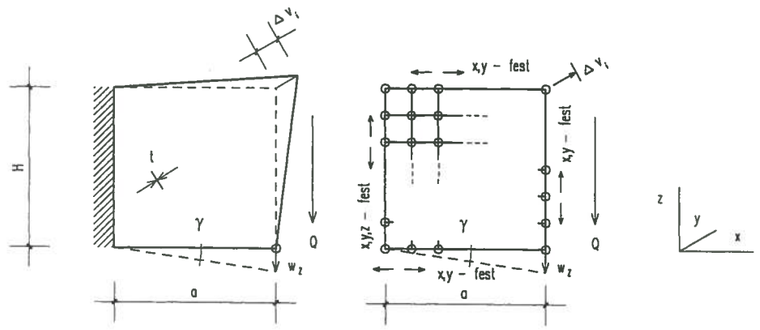

Bild 3.8: Ebenes Blech mit Vorverformung v_i

Als Vergleichsgröße dient der ideelle Schubmodul G_{id} (Gl. 3.15). Die Berechnung des ideellen Schubmoduls erfolgt auf der Annahme eines konstanten Schubflusses des berechneten Bleches und der ermittelten Verformungsgröße w_z (Bild 3.8).

$$\tau = \frac{Q}{A_Q} \tag{3.11}$$

$$A_Q = H \cdot t \tag{3.12}$$

$$\gamma \cong \frac{w_z}{a} \tag{3.13}$$

$$G_{id} = \frac{\tau}{\gamma} \tag{3.14}$$

$$G_{id} = \frac{Q \cdot a}{w_z \cdot A_Q} \tag{3.15}$$

Das Rechenbeispiel zeigt, daß sich bei einer Vergrößerung der Vorverformung (Δv_i) der ideelle G-Modul (G_{id}) aus der Finite-Element-Rechnung im Vergleich zum G-Modul von Stahl (G_{mat} = 80770 MN/m^2) erheblich reduziert (vgl. Tabelle 3.6):

Tabelle 3.6: Ideelle G-Moduli infolge Vorverformungen Δv_i (Blech 150/410 mm):

Vorverformung Δv_i	G-Modul
[mm]	[MN/mm²]
1	76731
3	70666
6	60351

Die Ergebnisse der Finite-Element-Rechnung zeigen, daß der Einfluß von Vorverformungen relevant ist für das Verformungsverhalten und somit für das Erfassen der Trägersteifigkeit.

In dieser Voruntersuchung an dem oben beschriebenen Blech (Tabelle 3.6) mit Vorverformungen wird weiter die Abweichung der Ergebnisse infolge der Finite-Element-Modellierung, d.h. Art und Maschengröße des Netzes, beurteilt. Dabei wurden Rechenläufe mit quadratischen Elementen, die eine Seitenlänge von 1/80, 1/40 und 1/26,6 der Blechhöhe aufweisen, durchgeführt. Die Überprüfung des ideellen G-Moduls durch die unterschiedliche Modellierung des Finite-Element-Netzes ergab maximal abweichende Werte von unter 1 %. Dies erlaubte die größeren Elemente zu wählen und trotzdem eine genügend genaue Berechnung zu erreichen. Dies schont die Ressourcen des Rechners und reduziert die Rechenzeit.
Es wurden weitere Berechnungen an ebenen Blechen mit verschiedenen Vorverformungen durchgeführt. An den Beulformen des Bleches orientierend wurden weitere Vorverformungen als Verkrümmung des Bleches aufgebracht und untersucht. So wurden die Bleche mit in der Höhe und Breite einfach und doppelt gekrümmten sinusförmigen Vorverformungen, wie sie bei Temperaturverzug durch Schweißen auftreten können, berechnet. Bei gleicher Größenordnung der Vorverfomung des rechnerisch modellierten Bleches zu den gemessenen Vorverformungen der Versuchsreihen (Tabelle 3.5), ergibt sich eine gute Übereinstimmung der Trägerdurchbiegung. Die besten Resultate wurden bei der doppelt sinusförmigen Vorverformung erzielt. Sie soll exemplarisch als Ersatzvorverformung für die wirklich in den Versuchsdurchführungen auftretenden Imperfektionen verstanden werden. Bei den folgenden rechnerischen Untersuchungen wird sie zugrunde gelegt.

3.2.3.5.3 Parameterstudie der Formfaktoren ebener Bleche

In den nachfolgenden Untersuchungen sollen die verschiedenen Einflußfaktoren infolge der komplexen Geometrie entkoppelt betrachtet werden. Deshalb wird eine ebene Fläche aus dem gefalteten Steg herausgelöst und mit Finite-Element-Methode berechnet. Die Betrachtung eines ebenen Feldes als Vereinfachung ist notwendig, da sich bei der gefalteten räumlichen Struktur die Anzahl der möglichen Parameter und der sich gegenseitig beeinflussenden Faktoren keine eindeutige Identifikation ermöglichen würden.
Aufbauend auf der exemplarischen Vorverformung des doppelt sinusförmig gekrümmten ebenen Bleches wird der Einfluß der geometrischen Formfaktoren wie Höhe, Breite und Blechstärke anhand einer Parmeterstudie quantifiziert.

Die Randbedingungen der Bleche sind so gewählt, daß die modellierten Bleche wie in den Vorversuchen durch eine reine Schubverzerrung beansprucht werden (Bild 3.8). Die Gesamtverschiebung wurde durch ein arithmetisches Mittel der einzelnen Knotenverschiebungen gebildet. Dabei wurde der ideelle Schubmodul G_{id} nach Gleichung 3.15 errechnet. In den nachfolgenden Diagrammen (Bild 3.9 bis 3.13) wird aufgrund einer Parameterstudie in Abhängigkeit sich ändernder geometrischer Größen, wie z.B. die Blechhöhe H, die Blechlänge a und die Blechdicke t die Empfindlichkeit der Struktur bei einer Vorverformung dargestellt. Als Vergleichsgröße dient der ideelle Schubmodul. Die untersuchten Blechgrößen beginnen mit den geometrischen Abmessungen

im Bereich der Versuchsträger (H = 400 mm, t = 1,0 mm, a = 40 mm) bis hin zu den Blechscheiben, die im Brückenbau eingesetzt werden (H = 3000 mm, t = 10,0 mm, a = 400 mm).
Die Diagramme zeigen aufgrund einer rechnerischen Parameterstudie die Abhängigkeit des ideellen Schubmoduls, ausgedrückt durch den Schubkorrekturfaktor β (Gl. 3.1), von den geometrischen Abmessungen auf. In der Parameterstudie werden die Größen der Blechlänge, Blechstärke, Blechhöhe und die Vorverformung variiert. Der Faktor f beschreibt das Verhältnis Blechlänge zu Höhe.

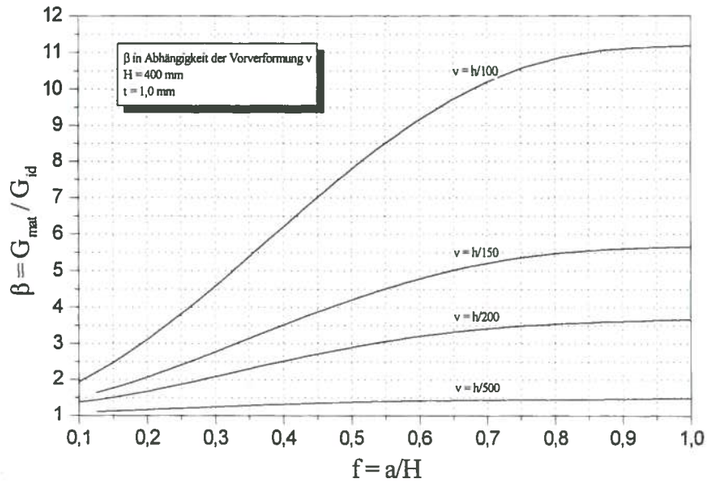

Bild 3.9: Schubkorrekturfaktor β in Abhängigkeit des Verhältnisses f und der Vorverformung v bei gegebener Blechhöhe H = 400 mm und Blechstärke t = 1 mm

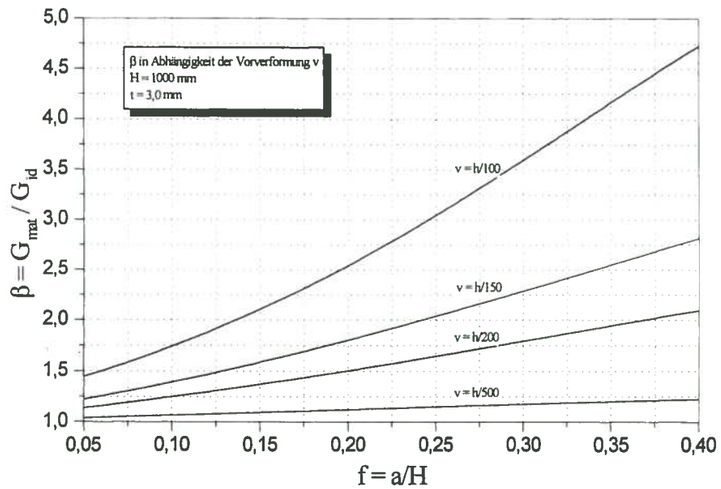

Bild 3.10: Schubkorrekturfaktor β in Abhängigkeit des Verhältnisses f und der Vorverformung v bei gegebener Blechhöhe H = 1000 mm und Blechstärke t = 3 mm

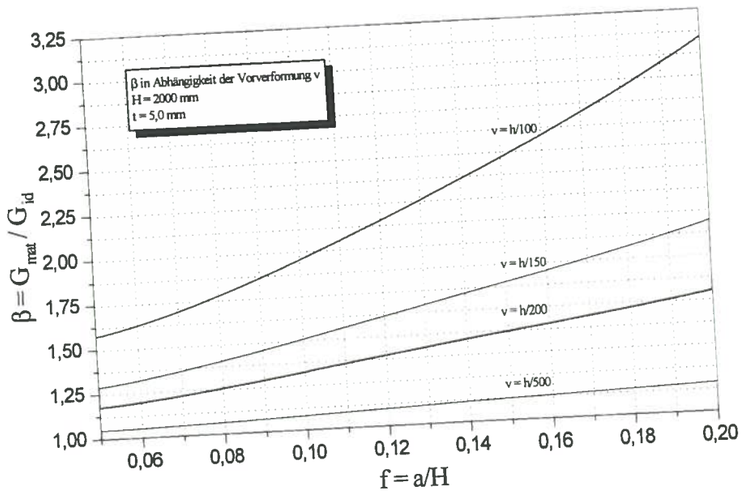

Bild 3.11: Schubkorrekturfaktor β in Abhängigkeit des Verhältnisses f und der Vorverformung v bei gegebener Blechhöhe H = 2000 mm und Blechstärke t = 5 mm

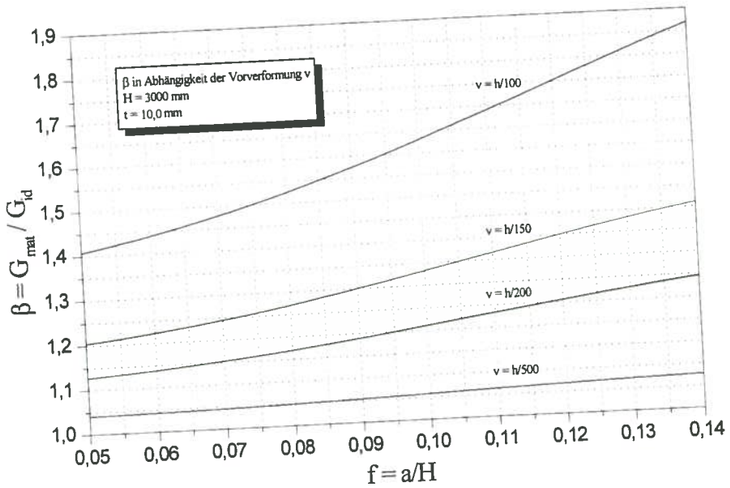

Bild 3.12: Schubkorrekturfaktor β in Abhängigkeit des Verhältnisses f und der Vorverformung v bei gegebener Blechhöhe H = 3000 mm und Blechstärke t = 10 mm

Werden die vier Diagramme miteinander verglichen, kann bei einer Vergrößerung der Blechhöhe und der Blechstärke eine Reduktion des Schubkorrekturfaktors β festgestellt werden.

Es ergibt sich beim ebenen Blech bei gleichbleibender Vorverformung in Abhängigkeit des geometrischen Verhältnisses f und variierender Blechstärke t bei gegebenen geometrischen Abmessungen (Blechhöhe H = 1000 mm, v = 5 mm), eine erhebliche Reduzierung des Schubkorrekturfaktors mit zunehmender Blechstärke t (Bild 3.13).

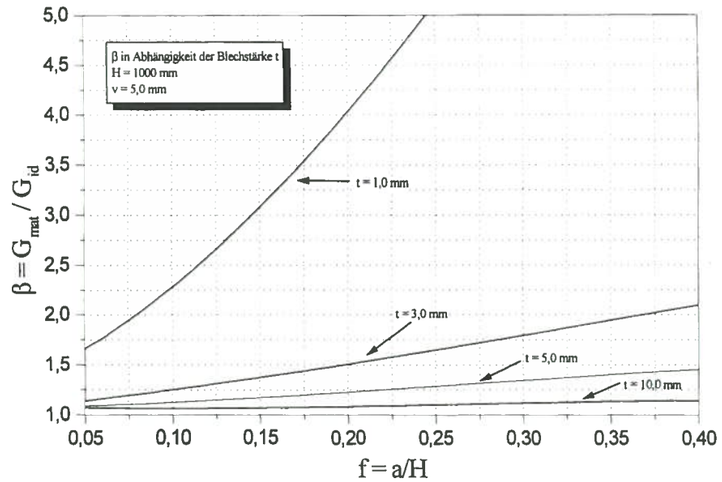

Bild 3.13: Schubkorrekturfaktor β in Abhängigkeit der Blechstärke t

3.2.3.6 Übertragung der Erkenntnisse aus ebenen Blechen auf gefaltete Stegstrukturen

3.2.3.6.1 Grundlagen

Die gewonnenen Erkenntnisse an ebenen Blechen sind auf die Verhältnisse gefalteter Stegstrukturen abzuleiten. Die räumliche Geometrie wird mittels eines eigenen Preprozessors erstellt. Dazu dient ein in Borland-PASCAL [12] geschriebenes Programm. Die nachfolgende Finite-Element-Berechnung erfolgt mit dem Programmpaket SOFISTIK [86]. Die Lagerbedingungen des rechnerisch modellierten Systems werden wie bei den Untersuchungen an ebenen Blechen festgelegt, so daß nur eine reine Schubverzerrung auftreten kann (Bild 3.14). Bei der konzentrierten Krafteinleitung werden die einzelnen Knoten miteinander gekoppelt, um so keine sekundären örtlichen Verformungen zuzulassen. Die Erfassung der Verformungen und die Berechnung der ideellen G-Moduli und der einzelnen Schubkorrekturfaktoren wird durch einen eigenen Postprozessor ausgewertet. Dazu dient ebenfalls ein in Borland-PASCAL geschriebenes Programm.

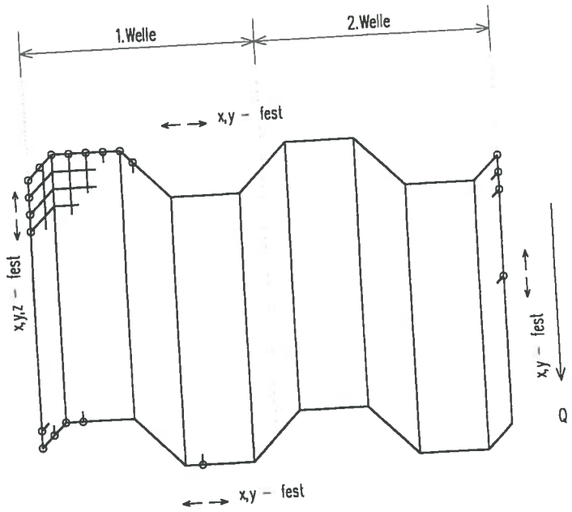

Bild 3.14: Finite-Element-Modellierung des gefalteten Steges

3.2.3.6.2 Einfluß der Gesamtlänge des Trägers auf den ideellen Schubmodul

Als erstes wurde überprüft, ob die Gesamtlänge des Steges einen Einfluß auf die Größe des ideellen G-Moduls hat und inwieweit Randstörungen die Ergebnisse beeinflussen. Die Geometrie des Steges wurde entsprechend dem Träger E4, Versuchsreihe [80] gewählt. Es wurden die Halbwellenzahlen 1,2,3,5,7 und 9 untersucht, d.h. Längen L im Bereich von 180,6 mm bis 1625,6 mm. Die Geometrie der einzelnen Halbwellen wurde nicht verändert. Die errechneten ideellen G-Moduli konvergierten mit jeder weiteren Halbwelle zum effektiven ideellen G-Modul. Es zeigt sich jedoch, werden die einzelnen Abweichungen vergliechen, daß sie auch bei wenigen Halbwellen klein sind. Wird der berechnete ideelle Schubmodul G_{id} einer Halbwelle zur Berechnung mit neun Halbwellen in Bezug gesetzt, weicht G_{id} nur um 1,8 % ab. Beim Vergleich mit zwei Halbwellen ergibt sich eine Differenz von nur 0,8 %. Aufgrund dieser Erkenntnisse wurden sämtliche Untersuchungen an den gefalteten Trägern mit nur zwei Halbwellen durchgeführt. Dies erlaubte eine Minimierung der erforderlichen Rechnerressourcen und Rechenzeiten. Die Werte sind in nachfolgender Tabelle 3.7 dargestellt.

Tabelle 3.7: Einfluß der Gesamtlänge L und Halbwellenzahl i auf den ideellen G-Modul

Halbwellenzahl	L	G-Modul	$G_{id,9}$ / $G_{id,i}$
i	[mm]	[MN/m²]	[%]
1	180,6	48032	0,982
2	361,2	47576	0,992
3	541,9	47419	0,995
5	903,1	47293	0,998
7	2364,4	47235	0,999
9	1625,6	47201	1,000

3.2.3.6.3 Einfluß der schrägen Blechlänge a_2 auf den ideellen G-Modul

Sind die Blechlängen a_1 und a_2 unterschiedlich lang, so ist der Einfluß auf den Schubkorrekturfaktor in Abhängigkeit des Verhältnisses a_1 zu a_2 zu sehen. Bei kleinem a_1 reduziert eine große Blechlänge a_2 die Steifigkeit. Dies resultiert vor allem aus der vergrößerten Faltenampitude t_s (Bild 3.15). Bei großen Blechlängen a_1 wirkt eine große Blechlänge a_2 durch ein ausgewogenes Verhältnis versteifend. Gleiche Blechlängen a_1 und a_2 erhöhen die Steifigkeit. Dies Abhängigkeit ist in den Untersuchungen an ebenen Blechen ersichtlich (Bild 3.9 bis 3.12). Diese gegenläufigen Auswirkungen sind bei der Wahl des gefalteten Bleches zu berücksichtigen. Das Verhältnis a_1 zu a_2 beeinflußt nicht nur die Steifigkeitsverhältnisse, sondern die aufnehmbare Traglast. Bei größerer Blechlänge a_2 wächst die Halbwellentiefe an. Deshalb ergibt sich ein erhöhter globaler Beulwiderstand. Der lokale Beulwiderstand wird jedoch reduziert. Diese gegenläufigen Effekte erfordern eine Optimierung, wie sie in [71] vorgeschlagen wird.

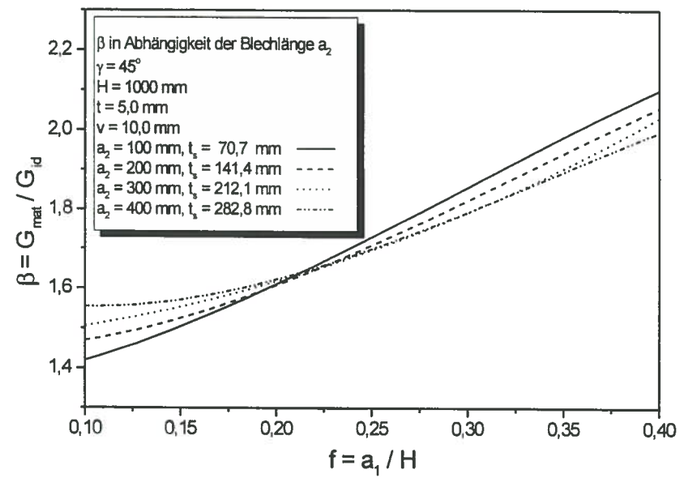

Bild 3.15: Schubkorrekturfaktor in Abhängigkeit der Blechlänge a_2

3.2.3.6.4 Einfluß des Faltenwinkels γ auf den ideellen G-Modul

In den Versuchsdurchführungen werden Stegträger mit Faltenwinkel 30° (Reihe E) bzw. 45° (Reihe B und V) beschrieben. Da die Versuchsträger bei gleichbleibender Blechlänge a_1 und a_2 nicht mit variierendem Faltenwinkel untersucht wurden, wird die Änderung des Verformungsverhaltens bzw. die Vergleichsgröße β als Verhältnis G_{mat}/G_{id} anhand einer Parameterstudie mit der Finite-Element-Methode am Computer erfaßt. Bei der Parameterstudie wurden die Faltenwinkel γ exemplarisch an Trägern der Höhe H = 1000 mm bis 3000 mm, einer Blechstärke von t = 5 mm und einer doppelt sinusförmigen Vorverformung mit maximalem Stich von v = 10 mm untersucht. Die in dem Diagramm (Bild 3.16) dargestellten Kurven zeigen die Veränderung des Schubkorrekturfaktors β in Abhänigkeit des Faktors f und des Faltenwinkels γ auf. Die schräge Blechlänge a_2 ist bei dieser Untersuchung gleich der geraden a_1 gewählt und mit $a_{1,2}$ bezeichnet ($a_1 = a_2 = a_{1,2}$). Die variierten Faltenwinkel γ = 30°, 45° und 60° entsprechen den in praktischen Anwendungen sinnvollen geometrischen Verhältnissen gefalteter Stege. Der geometrische Faktor f stellt das Verhältnis von Blechlänge $a_{1,2}$ zu Trägerhöhe H dar.

Die in nachfolgendem Diagramm dargestellten Kurven zeigen deutlich, daß mit der Zunahme des Faltenwinkels γ die Steifigkeit G_{id} ab- und der Schubkorrekturfaktor β zunimmt. Winkel, die zwischen den berechneten Werten liegen, können interpoliert werden. Wird der Faltenwinkel γ flach gewählt (z.B. 30°), reduziert sich der Materialbedarf bei gleichzeitiger Steigerung der Trägersteifigkeit. Große Faltenwinkel γ erhöhen im Gegensatz dazu den Widerstand für das

Stabilitätsversagen von globalem Beulen. Dies erfordert eine Optimierung der Geometrie im Bezug auf die statischen Erfordernisse.

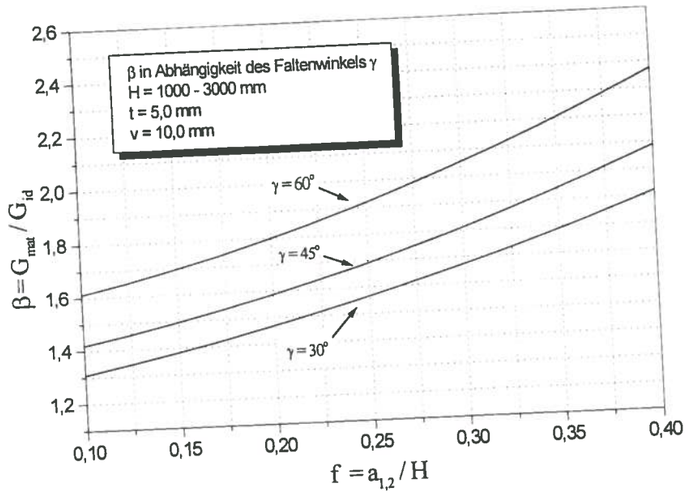

Bild 3.16: Diagramm: β in Abhängigkeit des Faltenwinkels γ und des geometrischen Faktors f

3.2.3.6.5 Auswirkungen des kontinuierlich verlaufenden Steges auf den ideellen G-Modul

In nachfolgendem Diagramm wird die mit der Finite-Element-Methode durchgeführte Parameterstudie des kontinuierlich verlaufenden, gefalteten Steges mit der herausgelösten ebenen Falte des Bleches verglichen. Es zeigt sich, daß der Schubkorrekturfaktor in Abhängigkeit der Geometrie (f) bei gegebener Blechstärke t, Faltenwinkel γ und Vorverformung v mit zunehmendem Faktor f beim ebenen Blech stärker anwächst als beim kontinuierlichen Stegblech. Dies läßt sich aus der Durchlaufwirkung des Bleches, vergleichbar mit dem Unterschied der Systemsteifigkeit des Einfeldträgers und des Durchlaufträgers, erklären.

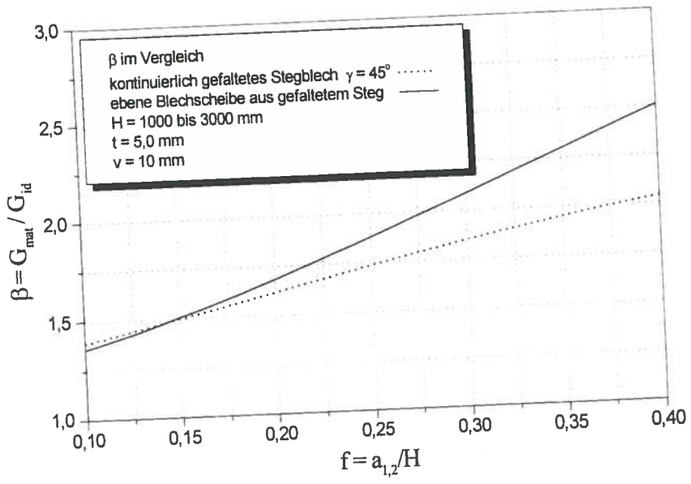

Bild 3.17: Vergleich des Schubkorrekturfaktors bei einem kontinuierlich verlaufenden gefalteten Steg und einer einzelnen herausgelösten ebenen Blechscheibe

3.2.3.6.6 Einfluß der Blechstärke auf den Schubkorrekturfaktor β bei kontinuierlich gefalteten Stahlstegen

Ähnlich wie bei der Parameterstudie des ebenen Bleches (Bild 3.9 bis 3.12) ergibt sich eine Abnahme des Schubkorrekturfaktors bei größeren Blechstärken. Dies zeigt nachfolgendes Diagramm (Bild 3.18) bei gegebenen Werten γ und v. Ist die Blechstärke t wesentlich größer als 10,0 mm, das Verhältnis f klein und die Fertigungsgenauigkeit hoch, so wird der Faktor β gegen eins gehen. Die unterschiedlichen Steifigkeitsverhältnisse des Steges zu den Gurten aus Konstruktionsbeton müssen bei der Berechnung berücksichtigt werden.

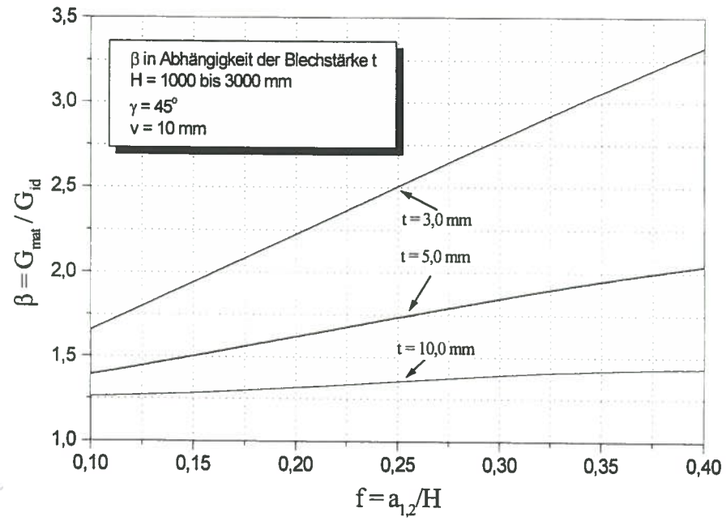

Bild 3.18: Schubkorrekturfaktor β bei kontinuierlich gefaltetem Blech in Abhängigkeit der Blechstärke t

3.2.3.7 Rechnerische Vergleiche der Finite-Element-Methode mit den Versuchen

3.2.3.7.1 Vergleich der Versuchsreihen anhand des G-Moduls ermittelt am gefalteten Stegblech

Die bisher beschriebenen rechnerischen Ergebnisse sind mit den Versuchsreihen zu vergleichen und zu verifizieren. Dabei gilt es zu überprüfen, ob die rechnerische Erfassung des ideellen G-Moduls mit dem der Versuchsergebnisse übereinstimmt. Die Träger der verschiedenen Versuchsreihen wurden nach unterschiedlichen Qualitätsanforderungen gefertigt. Wie groß die Fertigungstoleranzen ausgefallen sind, zeigen insbesondere die Imperfektionsmessungen der Trägerreihen B (Bild 3.7a,b) und V (Tabelle 3.5). Biegegenauigkeit, Größe der Schweißnaht oder nur einseitig geschweißte Nähte beeinflussen das Verformungsverhalten sowie die Grenztragfähigkeit. Die Unterschiede zwischen den einzelnen Versuchsreihen bei der ermittelten Grenztragfähigkeit sind auch in [59] beschrieben.

Die Streuungen der Ergebnisse innerhalb einer Versuchsreihe sind im Gegensatz dazu zwischen den Versuchsreihen gering. Dies bestätigt die Annahme, daß innerhalb einer Versuchsreihe der gleiche Qualitätsstandard vorhanden ist. Deshalb wird die Größe der Vorverformung bei der Vergleichsrechnung innerhalb einer Versuchsreihe gleich gewählt.

Die Versuchsreihen VK [79] und E [80] eignen sich besonders für die Vergleichsrechnung, da sie am gleichen Institut untersucht wurden. Zudem fällt das Verhältnis der rechnerisch nach der Richtlinie 015 [18] ermittelten und bei den Versuchen gemessenen Traglasten im Vergleich zu [11] höher aus. Dies läßt auf eine hohe Ausführungsgenauigkeit der untersuchten Profile und der Versuchsreihen VK

und E schließen. Es gilt zu beweisen, daß die Vergleichsrechnung mit der Finite-Element-Methode bei sich variierenden geometrischen Abmessungen des gefalteten Steges eine Übereinstimmung der G-Moduli erbringt. Eine variierende Faltengeometrie ist bei den Versuchsreihen VK und E vorhanden.

Nach einer Vorstudie wird die Größe der doppelt sinusförmigen Vorverformung auf den realistischen Wert von 3,0 mm festgelegt. Wie die nachfolgende Tabelle 3.8 zeigt, stimmen die gerechneten Vergleichsgrößen β der einzelnen Versuche zu den experimentell ermittelten, mit Ausnahme von E5, überein. Der Grund für die Differenz beim Träger E5 kann an einer zur Beschreibung abweichenden Geometrie des Versuchsträgers liegen. Diese Vermutung wird durch die widersprüchlichen geometrischen Angaben bei der Beschreibung des Trägers E5 nach [80] bzw. [4] bestätigt. E5 wird deshalb bei der Auswertung nicht berücksichtigt.

Tabelle 3.8: Vergleichsrechnung der Versuchsreihe E [80] und VK [79] mit der Finite-Element-Methode

Versuchsreihe E und VK						
Träger	a_1	H	t	G_{exp}	G_{FEM}	Abweichung
	[mm]	[mm]	[mm]	[MN/m²]	[MN/m²]	[%]
E1	90	400	0,96	34724	36324	+4
E2	120	400	0,96	24759	30180	+18
E3	90	400	0,96	39423	36324	-8,5
E4	120	400	0,96	23511	30180	+22
E5*	150	400	0,96	45949	25546	-80
E6	90	600	0,98	36791	46013	+20
E7	120	600	0,98	37411	39424	+5
V1	120	600	0,95	35200	37252	+6
V2**	120	600	0,95	31200	34920	+11
V3	150	600	0,95	27900	32380	+14
					mittlere Abweichung	12,1

* E5 wird nicht gewertet, ** γ = 45°

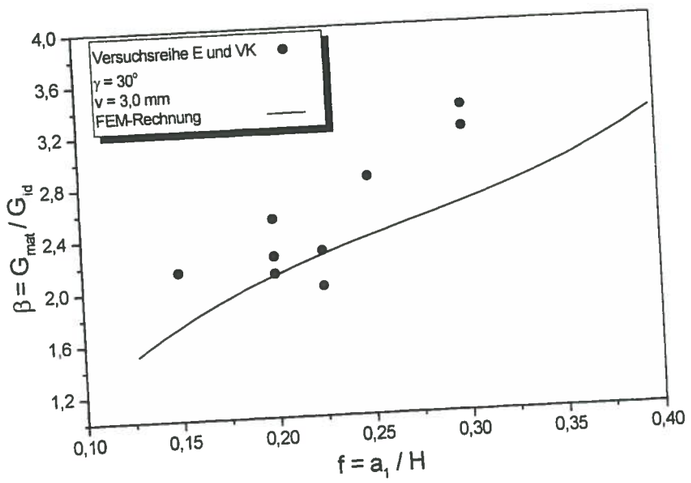

Bild 3.19: Versuchsreihe E und VK im Vergleich mit der Finite-Element-Rechnung

3.2.3.7.2 Vergleichsrechnung eines ganzen Trägers mit der Finite-Element-Methode

Abschließend wird der Versuchsträger E3 unter Berücksichtigung der Vorverformungen mit der Finite-Element-Methode berechnet. Die Vorverformung wird wie unter 3.2.3.7.1 als zweifache Sinuswelle mit einem maximalen Stich von v = 3,0 mm gewählt. Die Modellierung des vorverformten Stegbleches erforderte die Ausbildung eines feinen Elementnetzes. Die erforderliche große Elementzahl machte für die Berechnung ein leistungsfähiges Strukturprogramm erforderlich. Es wird das Programm MARC eingesetzt. Die Generierung des gefalteten Steges inklusive Vorverformung wird mit einem in Borland PASCAL [12] geschriebenen Preprozessor erzeugt. Die Elementierung erfolgt mit einem Vier-Knoten-Schalenelement Nr. 75 (vgl. 3.2.3.3), das sich besser, wie ein Optimierungsversuch zeigte, für die Darstellung der Vorverformungen eignet als das Vier-plus-Vier-Knoten-Element Nr. 72. Bei dem Element-Typ 72 ist eine viel feinere Elementierung erforderlich, um gleiche Resultate zu erhalten wie mit dem Element 75.
Der trapezförmig gefaltete Steg wurde mit je 8 Elementen über die gerade und schräge Blechlänge a_1 und a_2 modelliert. Über die Höhe wurde der Träger durch 15 Elementreihen diskretisiert.
Der verformte Träger ergibt bei einer dem Versuch entsprechenden Belastung von 52,23 kN eine Durchbiegung in Trägermitte von 1,39 mm. Dies entspricht im Vergleich mit der experimentell ermittelten Durchbiegung von 1,45 mm einer geringfügigen Abweichung von 4 %. Die Verformungsfigur zeigt deutlich einen annähernd dreiecksförmigen Verlauf. Dies entspricht dem Anteil der Verzerrung aus der Querkraftbeanspruchung.

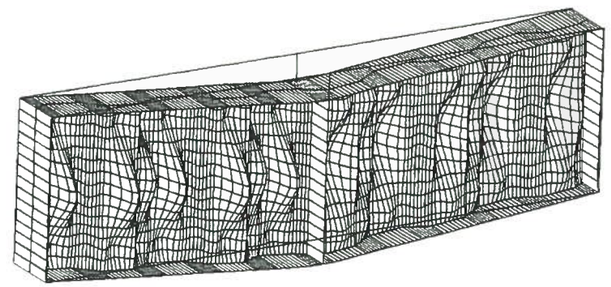

Bild 3.20: Verformungsfigur des mit der Finite-Element-Methode berechneten Trägers E3

Kapitel 4

Modellbildung und Tragverhalten eines hybriden Trägers

4.1 Tragverhalten

4.1.1 Einleitung

Der hybride Träger mit gefalteten Stahlstegen unterscheidet sich im Tragverhalten von herkömmlichen Trägern, die nach der elastischen Balkentheorie berechnet werden können. In diesem Abschnitt wird der hybride Träger unter symmetrischer Beanspruchung untersucht. Das Tragverhalten des hybriden Trägers wird durch die Biege- und Schubsteifigkeit der massiven Gurtplatten und den schubweichen Steg beeinflußt. Die geringe Steifigkeit in Längsrichtung des gefalteten Steges läßt eine Verzerrung des gesamten Querschnitts zu. Die Gurtplatten nehmen sekundäre Plattenmomente auf und verdrehen sich. Die Dehnungsverteilung des gesamten Querschnitts ist nicht mehr linear, d.h. das Ebenbleiben des Querschnitts nach der Hypothese von Bernoulli und Navier trifft nicht zu. Der gefaltete Steg besitzt in Trägerlängsrichtung eine geringe Steifigkeit und nimmt deshalb keine Längskräfte auf. Die Falten entziehen sich einwirkender Beanspruchung in Längsrichtung.

4.1.2 Biege- und Schubtragwirkung des hybriden Trägers

Der hybride Träger und der Stahlträger - beide mit gefalteten Stegen - unterscheiden sich in ihrem Tragverhalten. Beim Stahlträger können die Schnittkräfte eindeutig den einzelnen Querschnittselementen zugewiesen werden. Der Steg trägt die Querkräfte ab. Die Gurte nehmen die einwirkenden Normalkräfte bzw. das Kräftepaar aus dem Gesamtbiegemoment auf. Das Tragverhalten eines hybriden Trägers mit massiven Gurten und gefaltetem Stahlsteg wird durch die Steifigkeitsverhältnisse innerhalb des Querschnitts bestimmt. Eine eindeutige Zuweisung der Schnittkräfte kann nur unter Beachtung der Steifigkeitsverhältnisse erfolgen. Ober- und Untergurt nehmen, wie beim Stahlträger, Zug- und Druckkräfte infolge Biegemoment (Kräftepaar) und Normalkräften auf. Zudem tragen sie sekundäre Plattenmomente und zugehörige Querkräfte ab. Das Biegemoment, das durch das Kräftepaar der Gurte aufgenommen wird (nachfolgend als Steinermoment bezeichnet), bewirkt einen konstanten Schubfluß im Steg und einen linearen bis auf Null abnehmenden Verlauf in den Gurtplatten (Bild 4.1). Aus dem Verlauf der sekundären Plattenmomente resultieren parabelförmige Schubspannungen in den Gurten.

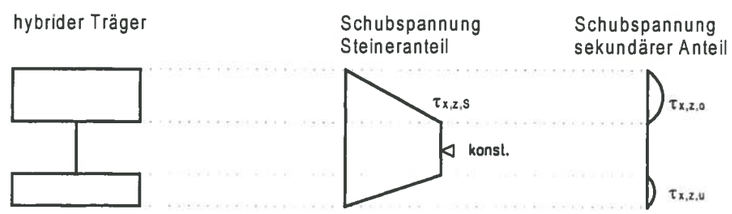

Bild 4.1: Schubverlauf des hybriden Querschnitts

Bei der Ermittlung der Querkraftverteilung im Querschnitt müssen die Gurte mitberücksichtigt werden. Eine Vergleichsrechnung durch eine Finite-Element-Modellierung eines hybriden Brückenträgers ergibt bei der Integration der Schubspannungen über die gefaltete Steghöhe, daß im betrachteten Querschnitt ungefähr 90 % der Querkraft durch den Steg und 10 % der Querkraft durch die Gurtplatten abgetragen werden (Bild 4.2). Im Bereich der konzentrierten Krafteinleitung (Einzelkraft, Auflagerkraft) nimmt die Schubspannung in im Steg ab. Es entstehen sekundäre Plattenbeanspruchung und Normalkräfte (vertikal) im Steg.

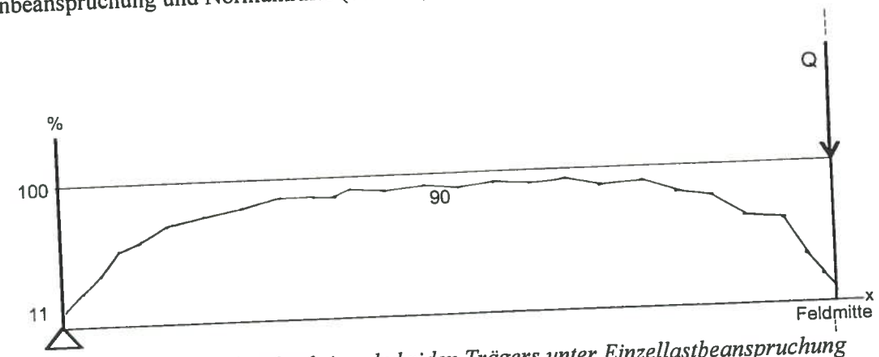

Bild 4.2: Querkraftverlauf eines hybriden Trägers unter Einzellastbeanspruchung

Die Schubübertragung für die Tragwirkung des Gesamtquerschnitts erfolgt über den schlanken Stahlsteg. Die Tragwirkung des Querschnitts ist von der Verbindung des Ober- und Untergurtes abhängig. Die Verbindung erfolgt über den Stahlsteg und wird durch die Steifigkeit des Steges beeinflußt. Bei dünnen und besonders bei gefalteten Stahlstegen kann nicht von einer schubstarren Verbindung ausgegangen werden. Dies hat zur Folge, daß die Biegemomente nicht nach den Biegesteifigkeiten der einzelnen Bauteile und des gesamten Querschnitts aufgeteilt werden dürfen. Die geringe Schubsteifigkeit des Stahlsteges läßt eine Verzerrung des Querschnitts zu. Von einem ebenen Dehnungszustand bzw. vom Ebenbleiben des gesamten Querschnitts - nach der Hypothese von Bernoulli und Navier - kann nicht ausgegangen werden. Eine Verformungsfigur einer Finite-Element-Rechnung (s. 4.3.2) zeigt im nachfolgenden Bild 4.3 einen hybriden Träger, der durch eine Einzellast beansprucht wird. Im Schnitt A zeigt sich die Verzerrung des Trägerquerschnitts deutlich.

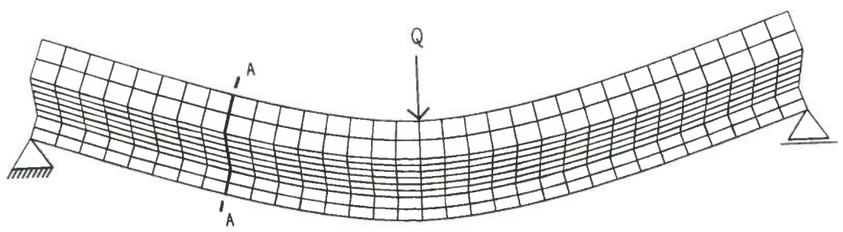

Bild 4.3: Verzerrter hybrider Träger durch eine Einzelkraft Q beansprucht

Die nachfolgenden Abbildungen (Bild 4.4) hybrider Querschnitte mit ebenem und gefaltetem Steg unter Biegebeanspruchung zeigen für eine Beispielrechnung (s. 4.3.2, Lastfall 2) die zugehörige Spannungsverteilung σ_x. Der ebene Steg verzerrt sich durch ein Schubgleiten des Materials. Er nimmt Längsspannungen σ_x auf. Der Querschnitt mit gefaltetem Steg erfährt ebenfalls ein Schubgleiten. Er entzieht sich jedoch durch die geringe Längssteifigkeit des gefalteten Bleches allen Längskräften.

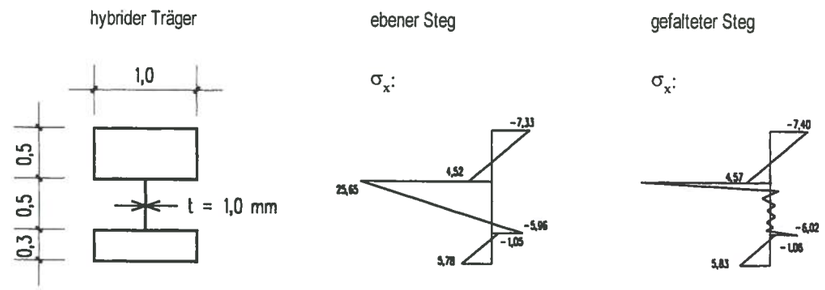

Bild 4.4: Spannungsverteilung σ_x beim Querschnitt mit ebenem bzw. mit gefaltetem Steg

4.2 Modellierung

4.2.1 Einleitung

Der untersuchte hybride Träger besteht aus massiven Ober- und Untergurten, die mit einem gefalteten Stahlsteg zur Schubübertragung verbunden sind. In Kapitel 3 wurden in Abhängigkeit der Faltengeometrie Diagramme mit Schubkorrekturfaktoren β dargestellt. Die darin enthaltenen β-Faktoren lassen in Abhängigkeit der Geometrie eine Bestimmung des ideellen Ersatzschubmoduls zu. Der Träger kann bei symmetrischer Beanspruchung, ohne Berücksichtigung der Vorverformungen, als ebener Steg mit dem korrigierten ideellen G-Modul berechnet werden. Die abgewickelte Steglänge im Verhältnis zur ebenen Steglänge fließt rechnerisch über den β-Faktor ein. Unter Berücksichtigung dieser vereinfachenden rechnerischen Erfassung des Stegs werden drei verschiedene numerische Berechnungsverfahren zur Beschreibung des hybriden Trägers vorgestellt.

- Die erste rechnerische Abbildung erfolgt anhand einer Finite-Element-Modellierung eines Gesamtträgers. Dazu dient das Finite-Element-Programm MARC [62]. Das Netz wird mit dem Preprozessor MENTAT [63] erzeugt. Die Gurte aus Konstruktionsbeton werden mit Volumenelementen, der Stahlsteg mit Schalenelementen abgebildet. Als Schubsteifigkeit des Steges wird der errechnete ideelle G-Modul (vgl. Kapitel 3) eingesetzt.
- Das zweite Rechenverfahren basiert auf dem Einsatz eines finiten Sandwich-Stabelementes. Sandwichelemente eignen sich sehr gut zur Modellierung eines hybriden Trägers. Das Sandwichelement wurde in Borland PASCAL [12] programmiert und in ein bestehendes Finite-Element-Programm [9] eingebaut. Die für die Programmierung dieses Elementtyps wesentlichen Grundlagen und Ansätze werden dabei unter Abschnitt 4.2.3.3 beschrieben.
- Drittens wird die Modellierung des hybriden Trägers durch einen Fachwerkträger vorgestellt. Der Träger wird mit Sofistik [86] gerechnet. Es werden Biege- und Fachwerkstäbe verwendet. Die Modellierung mit Stäben ist besonders für die Anwendung in der Praxis von Interesse. Leistungsfähige Stabwerkprogramme werden in den meisten Ingenieurbüros eingesetzt.

Die drei Rechenverfahren werden nachfolgend beschrieben. Abschließend wird eine Vergleichsrechnung der drei Verfahren an einem Beispiel durchgeführt.

4.2.2 Modellierung des hybriden Trägers mit Finiten-Elementen

4.2.2.1 Beschreibung

Der naheliegendste jedoch aufwendigste rechnerische Modellierungs-Ansatz eines hybriden Trägers erfolgt über eine vollständige Abbildung durch eine Finite-Element-Struktur (Bild 4.5). Diese Abbildung dient in dieser Arbeit zur Erfassung des wirklichkeitsnahen Tragverhaltens und erlaubt

Vergleichsrechnungen mit weiteren Berechnungsverfahren. Der Steg wird durch Acht-Knoten-Schalenelemente modelliert. Es handelt sich dabei um Element-Typ 22 (vgl 3.2.3.2). Alle acht Knoten besitzen drei Verschiebungsfreiheitsgrade und drei Verdrehungsfreiheitsgrade. Die Schalenelemente werden durch ihre Elementabmessungen und rechnerischen Steifigkeiten (Dehnsteifigkeit, Biegesteifigkeit, Schubsteifigkeit) definiert. Die Gurtplatten sind durch Zwanzig-Knoten-Volumenelemente modelliert. Es handelt sich dabei um Element-Typ 21 nach [64]. Jeder Knoten besitzt drei Verschiebungsfreiheitsgrade. In den gemeinsamen Knoten der Elemente (Gurt-Steganschluß) sind die Verdrehungsfreiheitsgrade als unendlich steif definiert und damit als eine Einspannung angenommen. Der hybride Träger wird in der Beispielrechnung durch eine rechtwinklige Netzstruktur abgebildet. Der Steg besitzt in der Höhe sechs Schalenelement. Die Gurte werden in der Höhe durch zwei Reihen mit je zwölf Elementen gebildet. Die Trägerabmessungen der Beispielrechnung werden detailliert in Bild 4.10 unter 4.2.5.2 dargestellt.

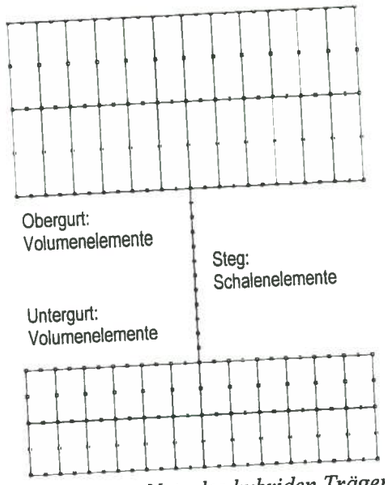

Bild 4.5: Finite-Element-Netz des hybriden Trägerquerschnitts

Eine Vergleichsrechnung des hybriden Trägers modelliert durch Vier-Knoten-Schalenelemente und Acht-Knoten-Volumenelemente (Element-Typ 75 und Typ 7, vgl. 3.2.3.2) hat bei gleicher Elementzahl nur geringfügige Abweichungen ergeben. Die globalen Schnittkräfte des Trägers und der einzelnen Querschnittselemente werden über die Spannungsgrößen an den einzelnen Knoten berechnet. Dies erfolgt durch ein einfaches numerisches Integrieren der Spannung über die Elementgröße. Probleme ergeben sich in den gemeinsamen Knoten von Stahlsteg und Betongurten. Die Knotenwerte werden zwischen den Elementwerten der Gurte und des Steges gemittelt. Es entstehen Abweichungen; die Spannungswerte im Betongurt sind zu hoch, die im Stahlsteg sind zu gering. Diese Fehler können durch eine feinere Elementierung vermindert werden und müssen bei der Schnittkraftermittlung berücksichtigt werden.

4.2.2.2 Beurteilung

Die räumliche Abbildung des Trägers durch Schalen- und Volumenelemente ist bei der Netzgenerierung sehr aufwendig und erfordert erhebliche Rechenkapazitäten. Die Modellierung eines ganzen Brückenträgers überschreitet schnell 15000 Elemente. Dies läßt die Anwendung in der Praxis zur Zeit noch scheitern. Zudem entsteht nach dieser Rechenmethode eine riesige Datenmenge, unter der die Übersichtlichkeit erheblich leidet. Weiter ist zu bedenken, daß die Resultate dieser Berechnungsmethode nicht als Schnittkräfte (Bemessungswerte), sondern nur als Spannungs- und Dehnungswerte ausgegeben werden. Die räumliche Modellierung mit der Finiten-Elemente-Methode eignet sich jedoch sehr gut für den Einsatz in der Forschung. Neue Rechenmodelle können durch wirklichkeitsnahe Modellierung verifiziert werden.

4.2.3 Modellierung des hybriden Trägers als Sandwichträger

4.2.3.1 Einleitung

Zur Berechnung der Schnittkräfte des Systems und der einzelnen Querschnittselemente eines hybriden Trägers eignet sich die Modellierung mit finiten Sandwich-Stabelementen. Der Sandwichträger besitzt normalkraft- und biegesteife Deckplatten und einen schubweichen Kern. Die Deckplatten des Sandwichelementes entsprechen der Fahrbahn- bzw. der Bodenplatte, der gefaltete Trapezsteg dem schubweichen Kern. Die Biege- und Schubsteifigkeiten können entsprechend zugeordnet werden. Das Sandwich-Stabelement wird in der Praxis kaum eingesetzt, da es für übliche Querschnitte nicht erforderlich ist. Deshalb werden keine Programme mit Sandwich-Elementen von kommerziellen Softwareanbietern für den Markt bereitgestellt. Zur Untersuchung und Überprüfung dieses Elementtyps zur Eignung der Modellierung eines hybriden Trägers wird das Element mit Borland PASCAL [12] programmiert. Dabei werden die Grundzüge der elementspezifischen Programmierung erläutert.

4.2.3.2 Grundlagen des Sandwichträgers

4.2.3.2.1 Schubspannungsverlauf

Die rechnerische Idealisierung der Deckplatten erfolgt in ihren Schwerpunktlagen. Die Kernschicht erstreckt sich dazwischen. Bei dicken Deckplatten mit einer zu berücksichtigenden Plattenstärke, wie sie bei Brückenträgern vorkommen, erstreckt sich die rechnerische Kernschicht des Sandwichelementes von Schwerelinie zu Schwerelinie des Ober- bzw. Untergurtes. Dies entspricht nicht den vorhandenen Abmessungen der Kernschicht bzw. der Höhe des Steges beim hybriden Träger. Dies beeinflußt den Schubspannungsverlauf in den Deckschichten. Der aus dem gesamten Trägermoment resultierende Spannungsverlauf (Steineranteil) in den Gurten wird nicht berücksichtigt. Diese Ungenauigkeit in der Modellabbildung kann bei der Beschreibung der Schubsteifigkeit des Steges - unter Beachtung der geometrischen Verhältnisse - korrigiert werden. Nachfolgendes Bild 4.6 zeigt den für die kinematischen Bedingungen äquivalenten Schubspannungsverlauf.

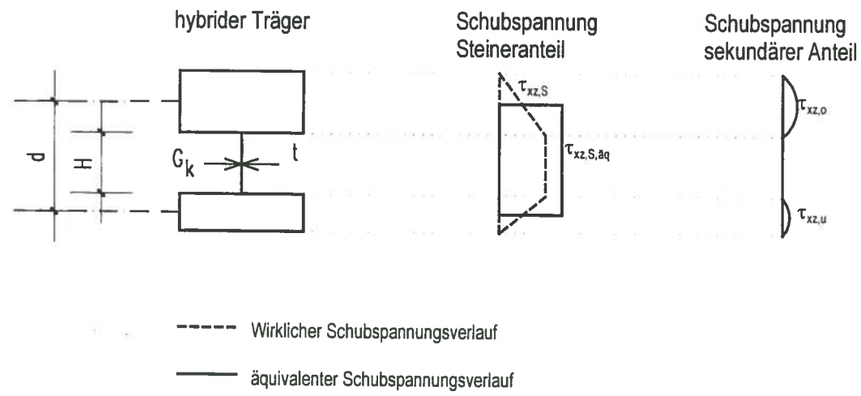

Bild 4.6: Schubspannungsverlauf korrigiert

4.2.3.2.2 Herleitung der korrigierten Schubspannnung

In den Deckplatten des Sandwich-Elementes wird keine Schubverzerrung zugelassen (G-Modul = ∞). Eine rechnerische Berücksichtigung des Schubspannnungsverlaufs in den Deckplatten aufgrund des Steinermoments (Bild 4.6) ist nicht vorgesehen. Somit ist die Schubsteifigkeit des gesamten Querschnitts K_{QS} in der Schubsteifigkeit der Kernschicht K_K zu berücksichtigen (s. auch Bild 4.7).

$$K_{QS} = K_K \tag{4.1}$$

Die Schubsteifigkeit des gesamten Querschnitts ergibt unter der Annahme eines homogenen Materials:

$$K_{QS} = G_{QS} \cdot A_{QS} \tag{4.2}$$

Da die Schubverzerrung γ_K nur im Steg erfolgt, kann von einem homogenen Material ausgegangen werden. Die Verzerrung γ_K muß jedoch die kinematischen Bedingungen des gesamten Querschnitts erfüllen:

$$\gamma_K = \gamma \cdot \frac{d}{H} \tag{4.3}$$

Aufgrund der bekannten Beziehung (4.4) kann die Gleichung (4.5) angeschrieben werden.

$$G = \frac{\tau}{\gamma} \tag{4.4}$$

$$G_{QS} = G_K \cdot \frac{d}{H} \tag{4.5}$$

Daraus läßt sich für die Kernschicht K_K die äquivalente Schubsteifigkeit des gesamten Trägers ermitteln:

$$K_K = G_K \cdot \frac{d}{H} \cdot A_{QS} \tag{4.6}$$

Mit der Annahme, daß der Schubspannungsverlauf im Steg konstant verläuft und in den Deckschichten linear bis zu den Rändern abnimmt, gilt für die Schubfläche des gesamten Querschnitts:

$$A_{QS} = d \cdot t \tag{4.7}$$

In Gleichung (4.6) eingesetzt ergibt sich für den Kern:

$$K_K = G_K \cdot \frac{d}{H} \cdot d \cdot t \tag{4.8}$$

Diese Gleichung umgeformt und zur Vereinfachung der Schreibweise mit $\frac{H}{H}$ erweitert, ergibt:

$$K_K = G_K \cdot \frac{d^2}{H^2} \cdot H \cdot t \quad = \quad G_K \cdot \frac{d^2}{H^2} \cdot A_K \tag{4.9}$$

$$k^2 = \frac{d^2}{H^2} \tag{4.10}$$

$$K_K = G_K \cdot k^2 \cdot A_K \tag{4.11}$$

4.2.3.2.3 Differentialgleichung des Sandwichträgers

Das Tragverhalten des Sandwichelementes kann für die Theorie 1. Ordnung durch nachfolgende Differentialgleichungen beschrieben werden [53]:

$$K_{St} K_D w^{VI} - K_K (K_D + K_{St}) w^{IV} = -K_K \bar{p}_z + K_{St} \bar{p}_z'' \tag{4.12}$$

$$K_{St} K_D \gamma^{IV} - K_K (K_D + K_{St}) \gamma'' = K_{St} \bar{p}_z' \tag{4.13}$$

Die Lösung dieser Differentialgleichung ist in [53] beschrieben. Für die Praxis von größerer Bedeutung ist jedoch die computergestützte Rechnung nach der Finite-Element-Methode.

4.2.3.3 Programmierung eines finiten Sandwich-Stabelementes

4.2.3.3.1 Elemente Ansätze

Die Beschreibung eines finiten Sandwich-Stabelementes erfolgt in Grundzügen und beschränkt sich bei der Herleitung auf die für das Sandwich-Element wichtigen Erläuterungen. Die Herleitung des Sandwich-Elementes baut auf die in [93] einfach dargestellten gewöhnlichen Stabelemente auf.

Die mathematische Beschreibung der kinematischen Beziehung des finiten Elementes erfolgt über Polynom-Ansatzfunktionen. Ein Sandwich-Stabelement besitzt zwei Knoten mit je vier Freiheitsgraden. Der Freiheitsgrad der Verdrehung φ ist die Ableitung der Verschiebung w ($\varphi = w'$). Die Ansatzfunktionen der Verschiebungen der vier Freiheitsgrade $\underline{u}^T = [u \quad w \quad \varphi \quad \gamma]$ werden wie folgt angegeben:

Längsverschiebung: $u(x) = a_1 + a_2 x$ (4.14)

Durchsenkung: $w(x) = a_3 + a_4 x + a_5 x^2 + a_6 x^3$ (4.15)

Verdrehung: $\varphi(x) = w'(x)$ (4.16)

Verzerrung: $\gamma(x) = a_7 + a_8 x$ (4.17)

Die Konstanten der Ansatzfunktion werden Freiwerte genannt und lassen sich als Vektor $\underline{a}$ darstellen:

$$\underline{a}^T = [a_1 \quad a_2 \quad .... \quad a_8] \tag{4.18}$$

Die Variablen x der Gleichungen (4.14 - 4.17) werden in der Matrix $\underline{\underline{U}}$ zusammengefaßt. Die Verschiebung w berücksichtigt die Verdrehung φ durch die Ableitung von w und ist deshalb nicht in $\underline{\underline{U}}$ enthalten. Dies ergibt in der Matrizenschreibweise die Gleichung (4.19) für die Freiheitsgrade.

$$\underline{u} = \underline{\underline{U}} \cdot \underline{a} \tag{4.19}$$

Die Verformungsparameter für den 1. und 2. Knoten des Elementes lauten:

$$\underline{d}^T = [d_1 \quad d_2 \quad .... \quad d_8] = [u_1 \quad w_1 \quad \varphi_1 \quad \gamma_1 \quad u_2 \quad w_2 \quad \varphi_2 \quad \gamma_2] \tag{4.20}$$

Die Verformungsparameter $\underline{d}$ können über die Koordinationsmatrix $\underline{\underline{A}}$ nach einer Multiplikation mit dem Vektor $\underline{a}$ (Freiwerte) ermittelt werden.

$$\underline{d} = \underline{\underline{A}} \cdot \underline{a} \tag{4.21}$$

Längsverschiebung, Durchbiegung und Verzerrung der Freiheitsgrade lassen sich über die Beziehung der Freiwerte $\underline{a}$ und der Matrix $\underline{\underline{U}}$ anschreiben:

$$\underline{u} = \underline{\underline{U}} \cdot \underline{a} \quad = \quad \underline{\underline{U}} \cdot \underline{\underline{A}}^{-1} \cdot \underline{d} \tag{4.22}$$

Das Produkt $\underline{\underline{U}} \cdot \underline{\underline{A}}^{-1}$ kann durch die Formfaktoren-Matrix $\underline{\underline{V}}$ beschrieben werden. Die Matrix besteht aus folgenden Formfaktoren:

$$\underline{\underline{V}} = \begin{bmatrix} V_1 & 0 & 0 & 0 & V_5 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & V_2 & V_3 & 0 & 0 & V_6 & V_7 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & V_4 & 0 & 0 & 0 & V_8 \end{bmatrix} \tag{4.23}$$

Die einzelnen Gleichungen der Formfaktoren ergeben sich wie folgt:

$$V_1(x) = 1 - \frac{x}{l} \tag{4.24}$$

$$V_2(x) = 1 - \frac{3x^2}{l^2} + \frac{2x^3}{l^3} \tag{4.25}$$

$$V_3(x) = x - \frac{2x^2}{l} + \frac{x^3}{l^2} \tag{4.26}$$

$$V_4(x) = 1 - \frac{x}{l} \tag{4.27}$$

$$V_5(x) = \frac{x}{l} \tag{4.28}$$

$$V_6(x) = \frac{3x^2}{l^2} + \frac{2x^3}{l^3} \tag{4.29}$$

$$V_7(x) = -\frac{x^2}{l} + \frac{x^3}{l^2} \tag{4.30}$$

$$V_8(x) = \frac{x}{l} \tag{4.31}$$

4.2.3.3.2 Kinematische Beziehungen

Die kinematischen Beziehungen können anhand eines Sandwichträgerausschnittes bestimmt werden. In nachfolgendem Bild 4.7 ist ein Sandwichträger dargestellt:

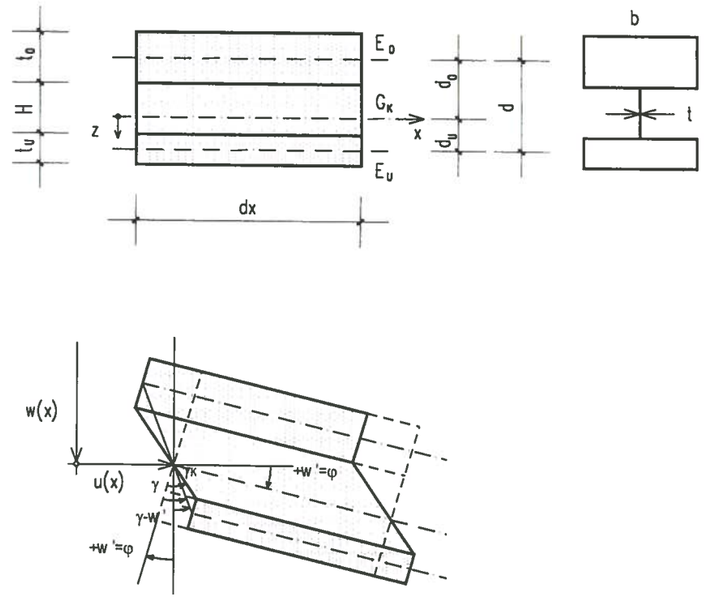

Bild 4.7: Kinematik des Sandwichträgers

Die Schwerpunktabstände ergeben sich aus den geometrischen Bedingungen wie aus Bild 4.7 leicht ersichtlich ist, wie folgt:

$$d_o = \frac{E_u t_u}{E_o t_o + E_u t_u} d \tag{4.32}$$

$$d_u = \frac{E_o t_o}{E_o t_o + E_u t_u} d \tag{4.33}$$

Die Bauteilsteifigkeiten ergeben sich wie folgt:

- Dehnsteifigkeit der Deckplatten (Ober- und Untergurt):

$$D_{ges} = E_o A_o + E_u A_u \tag{4.34}$$

- Steineranteil der Biegesteifigkeit:

$$K_{St} = d_o^2 E_o A_o + d_u^2 E_u A_u \tag{4.35}$$

- Biegesteifigkeit der Deckplatten (Ober- und Untergurt):

$$K_D = E_o I_o + E_u I_u \tag{4.36}$$

- Biegesteifigkeit des gesamten Trägers:

$$K_{ges} = K_{St} + K_D \tag{4.37}$$

- Schubsteifigkeit der Kernschicht (die Herleitung der Schubsteifigkeit der Kernschicht wird unter Abschnitt 4.2.3.2.2 geführt):

$$K_K = G_K A_K k^2 \tag{4.38}$$

4.2.3.4 Virtuelle Verschiebung

Für die Ermittlung der Steifigkeitsmatrix müssen die kinematischen Beziehungen der virtuellen Verschiebung formuliert werden. Dies erfolgt nach den Grundlagen [53], die an den hybriden Träger angepaßt werden. Die 2. Ordnung wird dabei nicht berücksichtigt.

$$\delta A_a = \delta A_i \tag{4.39}$$

$$-\delta A_a = \int\left[\bar{p}_x\,\delta u + \bar{p}_z\,\delta w + \bar{m}_y\,\delta\varphi\right]dx + \left[\bar{N}\,\delta u + \bar{Q}_z\,\delta w + \bar{M}_y\,\delta\varphi\right]_{a1}^{a2} \tag{4.40}$$

$$-\delta A_i = \iint_{l\times A}\left[\sigma_x\cdot\delta\varepsilon_x + \tau\cdot\delta\gamma\right]b\cdot dz\cdot dx \tag{4.41}$$

Die innere virtuelle Verschiebung ergibt sich wie folgt:

$$\begin{aligned}
-\delta A_i = &\\
&\int_l\Big[E_uA_u\left[u'+d_u(\gamma'-w'')\right]\delta u' + E_uA_ud_u\left[u'+d_u(\gamma'-w'')\right]\delta\gamma'\\
&- E_uA_ud_u\left[u'+d_u(\gamma'-w'')\right]\delta w'' + E_uI_uw''\delta w''\\
&+ E_oA_o\left[u'+d_o(\gamma'-w'')\right]\delta u' - E_oA_od_o\left[u'+d_o(\gamma'-w'')\right]\delta\gamma'\\
&+ E_oA_od_o\left[u'+d_o(\gamma'-w'')\right]\delta w'' + E_oI_ow''\delta w''\\
&+ G_KA_Kk^2\gamma\,\delta\gamma\Big]dx
\end{aligned} \tag{4.42}$$

Die Schwerpunktsabstände und die Bauteilsteifigkeiten in Gleichung 4.42 eingesetzt, ergibt die Gleichung der virtuellen Verschiebung:

$$\begin{aligned}
\delta A_i = &\int_l\Big[D_{ges}u'\delta u' + D_{ges}u'w'\delta w'\\
&+ K_{St}(\gamma'-w'')\cdot(\delta\gamma'-\delta w'')\\
&+ K_Dw''\delta w'' + K_K\gamma\,\delta\gamma\Big]dx = \delta A_a
\end{aligned} \tag{4.43}$$

Werden die Gleichungen 4.24 - 4.31 der Formänderung in Gleichung 4.22 der Freiheitsgrade und darauf folgend in die Gleichung 4.43 der virtuellen Verschiebung eingesetzt (falls erforderlich abgeleitet), ergibt sich die vollständige Gleichung der inneren virtuellen Verschiebung. Daraus läßt sich die Element-Steifigkeitsmatrix aufstellen.

4.2.3.4.1 Herleitung der Element-Steifigkeitsmatrix

Die Herleitung der Element-Steifigkeitsmatrix ist bekannt [93,1,u.a.]. In dieser Arbeit wird die Herleitung nach dem Prinzip der virtuellen Verschiebung in kurzer Form beschrieben. Die innere Arbeit der virtuellen Verschiebung ist gleich der äußeren geleisteten virtuellen Arbeit (Gl. 4.43).

Diese Beziehung muß für jeden Verschiebungsvektor $\underline{\delta}$ unabhängig gelten. Deshalb kann jede virtuelle Verschiebung unabhängig von den anderen Verschiebungen aufgebracht werden. Die einzelnen Komponenten der Verschiebungen $\underline{\delta}$ werden gleich Eins gesetzt (Einheitsverschiebung). Es entstehen beim Sandwichelement (2×4 Freiheitsgrade) acht lineare Gleichungen. Daraus resultiert eine Koeffizientenmatrix, die der Steifigkeitsmatrix (4.44) entspricht.

$$\underline{\underline{K}} = \tag{4.44}$$

$$\begin{array}{c}
\begin{bmatrix}
D_{ges}\frac{1}{l} & 0 & 0 & 0 & -D_{ges}\frac{1}{l} & 0 & 0 & 0\\
0 & K_{ges}\frac{12}{l^3} & K_{ges}\frac{6}{l^2} & 0 & 0 & -K_{ges}\frac{12}{l^3} & K_{ges}\frac{6}{l^2} & 0\\
0 & K_{ges}\frac{6}{l^2} & K_{ges}\frac{4}{l} & -K_{St}\frac{1}{l} & 0 & -K_{ges}\frac{6}{l^2} & K_{ges}\frac{2}{l} & K_{St}\frac{1}{l}\\
0 & 0 & -K_{St}\frac{1}{l} & -K_{St}\frac{1}{l}+K_K\frac{1}{3} & 0 & 0 & K_{St}\frac{1}{l} & -K_{St}\frac{1}{l}+K_K\frac{1}{6}\\
-D_{ges}\frac{1}{l} & 0 & 0 & 0 & D_{ges}\frac{1}{l} & 0 & 0 & 0\\
0 & -K_{ges}\frac{12}{l^3} & K_{ges}\frac{6}{l^2} & 0 & 0 & K_{ges}\frac{12}{l^3} & K_{ges}\frac{6}{l^2} & 0\\
0 & -K_{ges}\frac{6}{l^2} & K_{ges}\frac{2}{l} & K_{St}\frac{1}{l} & 0 & K_{ges}\frac{6}{l^2} & K_{ges}\frac{4}{l} & -K_{St}\frac{1}{l}\\
0 & 0 & K_{St}\frac{1}{l} & -K_{St}\frac{1}{l}+K_K\frac{1}{6} & 0 & 0 & -K_{St}\frac{1}{l} & -K_{St}\frac{1}{l}+K_K\frac{1}{3}
\end{bmatrix}\\
\begin{matrix}
u_1 & w_1 & \varphi_1 & \gamma_1 & u_2 & w_2 & \varphi_2 & \gamma_2
\end{matrix}
\end{array}$$

4.2.3.4.2 Schnittkraftberechnung

Es werden zwei Verfahren zur Ermittlung der Schnittkräfte vorgestellt. Dabei handelt es sich um die Berechnung der Schnittkräfte mit Hilfe der Spannungsfunktion und nach der Gleichgewichtsbetrachtung.

Der Schnittkraftvektor ergibt sich wie folgt:

$$\underline{M}^T = \left[N \quad Q \quad M \quad M_{St}\right] \tag{4.45}$$

Zur Berechnung der Schnittkräfte nach der Gleichgewichtsbetrachtung wird die Steifigkeitsmatrix mit den Knotenverschiebungen multipliziert:

$$\underline{M} = \underline{\underline{K}}\cdot\underline{u} \tag{4.46}$$

Zur Ermittlung der Plattenschnittgrößen ist bei der Steifigkeitsmatrix jeweils nur die zugehörige Plattensteifigkeit in die Steifigkeitsmatrix einzusetzen.

Die Berechnung der Schnittkräfte anhand der Spannungsfunktion erfolgt über die Ableitung der Ansatzfunktionen. Dies ergibt die Gleichungen für den Schnittkraftvektor $\underline{M}$:

$$N = D_{ges} \cdot u' \tag{4.47}$$

$$Q = -K_{o,u} \cdot w''' + K_{St} \cdot (\gamma - w')'' = -K_{o,u} \cdot w''' + K_K \cdot \gamma \tag{4.48}$$

$$M = -K_{o,u} \cdot w'' + K_{St} \cdot (\gamma - w')' \tag{4.49}$$

$$M_{St} = K_{St} \cdot (\gamma - w')' \tag{4.50}$$

Werden die Schnittkräfte über die Spannungsfunktion errechnet, ergeben sich Abweichungen zu den Schnittkräften nach der Gleichgewichtsbetrachtung. Dies ist auf die Ansatzfunktionen der Spannungsfunktion zurückzuführen. Nach zweifacher Ableitung der Ansatzfunktion ergeben sich Unschärfen und die ermittelten Schnittkräfte bilden nur noch Näherungswerte.

4.2.3.4.3 Beurteilung

Die eigene Programmierung eines Sandwichelementes kann nach den dargestellten Grundlagen erfolgen. Für den praktischen Einsatz in Ingenieurbüros mit kommerzieller Software wird die eigene Programmierung eines Finiten-Elementes nicht in Frage kommen.
Das Sandwich-Stabelement bietet trotzdem wesentliche Vorteile zu anderen Verfahren. Die direkte Ausgabe der Schnittkräfte des Ober- und Untergurtes, sowie des Steges ist sehr komfortabel. Ein aufwendiges Nachbearbeiten - wie bei der Finite-Element-Modellierung des gesamten Trägers - ist nicht notwendig.

4.2.4 Stabwerksmodell

4.2.4.1 Einleitung

Eine für die Praxis geeignete Modellbildung des hybriden Trägers erfolgt mit einem gewöhnlichen Stabwerksprogramm. Zur Idealisierung eines hybriden Trägers sind Biegestäbe mit Längssteifigkeit und ausgekreuzte Fachwerkstäbe zu kombinieren. In diesem Abschnitt wird der Träger ohne exzentrische Beanspruchung besprochen. Die Modellierung kann deshalb am ebenen Träger durch ein ausgekreuztes Fachwerk (Bild 4.8) gebildet werden. Hohlkastenquerschnitte können ebenfalls mit Stäben idealisiert werden, wie in Kapitel 5 beschrieben.

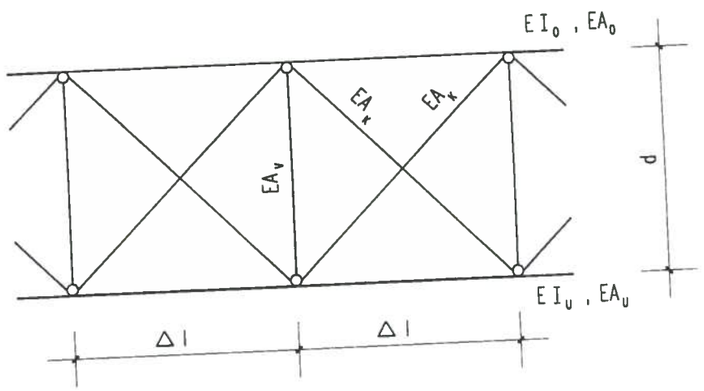

Bild 4.8: Fachwerkmodell eines ebenen, hybriden Trägers

4.2.4.2 Modellbildung

Der Ober- und Untergurt wird durch Biegestäbe, der Stahlsteg durch sich auskreuzende Fachwerkstäbe idealisiert. Dabei beschreiben die Fachwerkstäbe durch ihre Dehnsteifigkeit EA das gefaltete Stahlblech bzw. die Kernschicht des hybriden Trägers. Die Dehnsteifigkeit der gekreuzten Stäbe kann über die äquivalente Verzerrung des Steges und der Auskreuzung ermittelt werden. Die Berechnung der Dehnsteifigkeit der Stäbe wird nachfolgend beschrieben. Dabei müssen die Verschiebungen der ausgekreuzten Stäbe unter Schubbeanspruchung dem eines Bleches entsprechen:

$$w_{z,Blech} = w_{z,Stab} \tag{4.51}$$

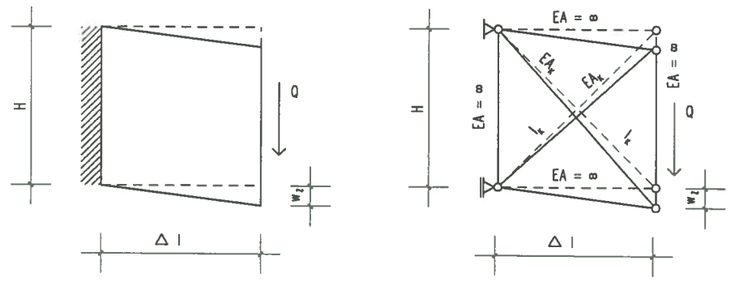

Bild 4.9: Äquivalente Durchbiegung der Blechscheibe und des Fachwerks

Die Verschiebung des Eckknotens der rechteckigen Blechscheibe errechnet sich bei einer vertikalen Last Q wie folgt:

$$w_{z,Blech} = \frac{1}{A_Q G} \int_{\Delta l} Q \cdot \overline{Q}\, dx = \frac{Q}{A_Q G} \cdot \Delta l \tag{4.52}$$

Die äquivalente Verschiebung des Fachwerks unter der Annahme, daß die horizontalen und vertikalen Fachwerkstäbe unendlich steif sind, ergibt sich wie folgt:

$$w_{z,Stab} = \frac{2}{EA} \int_{l_K} N \cdot \overline{N}\, dx = \frac{N \cdot \overline{N} \cdot l_K \cdot 2}{EA} \tag{4.53}$$

Die Normalkräfte in den gekreuzten Fachwerkstäben können bei einer vertikalen Last Q wie folgt angegeben werden.

$$N = \tfrac{1}{2} \cdot Q \cdot \sqrt{\frac{(H^2 + \Delta l^2)}{H^2}} \tag{4.54}$$

$$l_K = \sqrt{H^2 + \Delta l^2} \tag{4.55}$$

Die Normalkraft N in Gleichung (4.53) eingesetzt, ergibt die Verschiebung des Fachwerks:

$$w_{z,Stab} = \frac{Q \cdot \overline{Q} \cdot (H^2 + \Delta l^2)^{\frac{3}{2}}}{2 \cdot H^2 \cdot EA} \tag{4.56}$$

Die Gleichung (4.56) wird in die Gleichung (4.52) eingesetzt. Daraus kann die Dehnsteifigkeit der Fachwerkstäbe in Abhängigkeit von der Schubsteifigkeit GA_Q und der gewählten Diskretisierung bzw. der geometrischen Verhältnisse (Δl bzw. H) des Systems ermittelt werden.

$$EA_{Ersatz} = \frac{GA_Q \cdot (H^2 + \Delta l^2)^{\frac{3}{2}}}{2 \cdot \Delta l \cdot H^2} \tag{4.57}$$

Die Deckplatten werden in ihren Schwerelinien durch biege- und dehnsteife Längsstäbe, dem Ober- und Untergurt entsprechend, abgebildet. Die Schubspannungen - resultierend aus dem Steinermoment - können durch diese Modellbildung nicht erfaßt werden. Analog zum Tragverhalten des Sandwich-Stabelementes (vgl. 4.2.3.2.2) muß die Steifigkeit der Kernschicht - hier durch gekreuzte Fachwerkstäbe gebildet - korrigiert werden. Die Dehnsteifigkeit EA_{Ersatz} der Fachwerkstäbe des Steges muß zur Erfassung des gesamten Querschnitts durch den Faktor k^2 wie Gleichung 4.10 (vgl. 4.2.3.2.2) dargestellt korrigiert werden.

4.3 Rechnerischer Vergleich der Modellierungen eines hybriden Trägers

4.3.1 Einleitung

In den vorhergehenden Abschnitten dieses Kapitels wurden drei verschiedene Modellierungsansätze eines hybriden Trägers vorgestellt. Die nach den drei o.g. Rechenmodellen ermittelten Schnittkräfte und Trägerdurchbiegungen gilt es zu vergleichen. Dabei sind die Abweichungen der Rechenmodelle zu überprüfen. Dieser rechnerische Vergleich erfolgt exemplarisch an einem hybriden Beispiel-Einfeldträger. Es werden zwei unterschiedliche Lastfälle untersucht.

4.3.2 Abmessungen

Die Abmessungen des rechnerisch untersuchten Trägers weichen jedoch von der Geometrie eines Brückenträgers ab. Der Modellträger weist dicke Deckplatten und eine geringere Steghöhe auf. Dies ermöglicht einen besseren rechnerischen Vergleich als beim Brückenträger, bei dem die Größen der sekundären Plattenschnittkräfte im Vergleich zu den einwirkenden Kräften zu gering ausfallen würden. Die Querschnittsabmessungen und das statische System können dem Bild 4.10 entnommen werden.

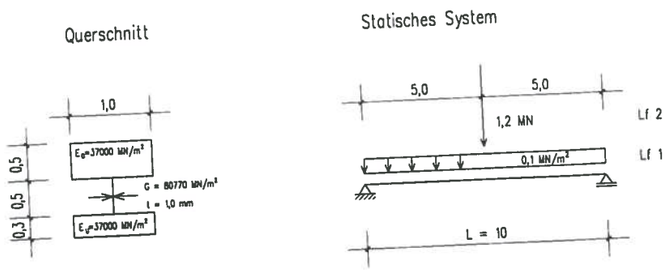

Bild 4.10: Querschnittsabmessungen und statisches System des Modellträgers

4.3.3 Lastfälle und Rechenannahmen

Bei den zwei untersuchten Lastfällen handelt es sich um eine konstante Flächenlast über die Länge des Trägers von 0,1 MN/m² und eine konzentrierte Einzellast in Feldmitte von 1,2 MN. Der rechnerische Vergleich der Schnittkräfte erfolgt im Viertelspunkt des Trägers bei x = 2,5 m. Dies ist sinnvoll, da so keine Störungen infolge konzentrierter Lasteinleitung der Auflagerkräfte oder der Einzellast bei Lastfall 2 erfolgen.

4.3.4 Ergebnisse

Die Vergleichswerte der Beispielrechnung nach den drei Ansätzen sind in Tabelle 4.1 und 4.2 zusammengefaßt. In einer weiteren Spalte der Tabelle ist der Mittelwert aus den Werten nach den drei Rechenansätzen errechnet. Die prozentuale Abweichung der einzelnen Rechenverfahren zum Mittelwert ist ebenfalls dargestellt. Werden die einzelnen Schnittkraft- und Durchbiegungswerte betrachtet, läßt sich eine gute Übereinstimmung erkennen. Nennenswerte Abweichungen sind nur in den sekundären Plattenschnittkräften zu finden. Auffällig sind die Abweichungen von der Finite-Element-Rechnung zu den Werten nach Sandwich- und Stabwerksberechnungen. Die größten Abweichungen zum Mittelwert zeigen die sekundären Plattenquerkräfte des Untergurtes.

Tabelle 4.1: Vergleich der Rechenwerte Lastfall 1

Vergleich: Lastfall 1								
		Rechenwerte			Mittel-werte	Abweichung		
		FEM [MN-MNm]	Sandwich [MN-MNm]	Stabwerk [MN-MNm]	gemittelt [MN-MNm]	FEM [%]	Sandwich [%]	Stabwerk [%]
N	oben	-0,6976	-0,7125	-0,7095	-0,7065	-1,3	0,8	0,4
	unten	0,7078	0,7125	0,7085	0,7096	-0,3	0,4	-0,2
	(Steg)	≈0	≈0	≈0	≈0	-	-	-
M	oben	0,2491	0,2436	0,2399	0,2442	2,0	-0,2	-1,8
	unten	0,0534	0,0526	0,0527	0,0529	0,9	-0,5	-0,4
	(Steg)	≈0	≈0	≈0	≈0	-	-	-
Q	Steg	0,1067	0,1065	0,1061	0,1064	0,3	0,0	-0,3
	oben (tot)	0,1013	0,1012	0,1017	0,1014	-0,1	-0,2	0,3
	unten (tot)	0,0407	0,0423	0,0423	0,0417	-2,6	1,4	1,2
	Steiner	0,1921	0,1916	0,1908	0,1915	0,3	0,1	-0,4
	oben (M_y)	0,0479	0,0480	0,0487	0,0482	-0,6	-0,4	1,0
	unten (M_y)	0,0086	0,0104	0,0105	0,0098	-12,1	5,6	6,5
w_z	[mm]	6,26	6,05	6,07	6,13	2,2	-1,3	-0,9

Tabelle 4.2: Vergleich der Rechenwerte Lastfall 2

Vergleich: Lastfall 2								
		Rechenwerte			Mittel-werte	Abweichung		
		FEM [MN-MNm]	Sandwich [MN-MNm]	Stabwerk [MN-MNm]	gemittelt [MN-MNm]	FEM [%]	Sandwich [%]	Stabwerk [%]
N	oben	-1,2638	-1,2748	-1,2706	-1,2697	-0,5	0,4	0,1
	unten	1,2636	1,2748	1,2692	1,2692	-0,4	0,4	0,0
	(Steg)	≈0	≈0	≈0	≈0	-	-	-
M	oben	0,2921	0,2900	0,2884	0,2902	0,7	-0,1	-0,6
	unten	0,0690	0,0626	0,0618	0,0645	7,0	-2,9	-4,2
	(Steg)	≈0	≈0	≈0	≈0	-	-	-
Q	Steg	0,2259	0,2259	0,2247	0,2255	0,2	0,2	-0,4
	oben (tot)	0,2695	0,2720	0,2734	0,2717	-0,8	0,1	0,7
	unten (tot)	0,1136	0,1021	0,1019	0,1059	7,3	-3,6	-3,8
	Steiner	0,4067	0,4065	0,4044	0,4059	0,2	0,2	-0,4
	oben (M_y)	0,1565	0,1591	0,1611	0,1589	-1,5	0,1	1,4
	unten (M_y)	0,0485	0,0344	0,0345	0,0391	24,0	-12,2	-11,8
w_z	[mm]	11,3	10,9	10,9	11,1	2,3	-1,2	-1,1

4.3.5 Beurteilung

Die Übereinstimmung der Schnittkräfte und der Trägerdurchbiegung nach den drei Rechenverfahren ist bis auf die sekundären Plattenquerkräfte sehr gut. Bei den sekundären Plattenquerkräften weicht der ermittelte Wert der Finite-Element-Rechnung von den beiden anderen Rechenverfahren ab. Dies weist auf eine ungenaue Modellierung oder Schnittkraftauswertung der Finite-Element-Struktur hin. Die Gurte sind in ihrer Höhe nur durch zwei Volumenelemente diskretisiert. Dies bewirkt, daß kein genauer Schubspannungsverlauf über die Gurthöhe, sondern nur „verschmiert" Werte abgebildet werden. Bei der Schnittkraftermittlung werden aus den Knotenwerten der Elemente Mittelwerte gebildet, die über die Fläche integriert zu den Schnittgrößen führen. Die Integration des Mittelwerts über die Fläche bildet bei zwei Elementen in der Höhe nur einen Näherungswert. Eine feinere Netzeinteilung würde bei der Auswertung bessere Ergebnisse zeigen. Die sekundären Beanspruchungsgrößen der Platten werden bei der Finite-Element-Rechnung nicht explizit ausgegeben. Sie müssen zusätzlich ermittelt werden. Die sekundären Biegemomente können direkt aus der Dehnungsverteilung der Gurte bestimmt werden. Zur Erfassung der sekundären Querkräfte wird der in Bild 4.1 dargestellte Spannungsverlauf für den Steineranteil angenommen. Dabei wird die ermittelte Schubspannungsgröße des Steges zugrunde gelegt. Der Steineranteil in den Gurtplatten wird von der rechnerischen Gesamtbeanspruchung subtrahiert. Das Subtrahieren von kleinen Werten (Spannungsgrößen) kann zu einer numerischen Ungenauigkeit führen. Eine Abbildung des Träger durch ein feineres Elementnetz reduziert die Ungenauigkeit der Finite-Element-Rechnung und verbessert die Übereinstimmung der drei Rechenverfahren der Gurtplatten.

Die äußeren Schnittkräfte des hybriden Einfeldträgers der Beispielrechnung werden nur durch das Gleichgewicht bestimmt. Wird als statisches System des hybriden Trägers ein Durchlaufträger gewählt, ergibt sich die Schnittkraftverteilung aus den Geichgewichts- und Verträglichkeitsbedingungen. Beim herkömmlichen Träger ist bei konstanter Trägersteifigkeit die Schnittkraftverteilung bekannt, beim hybriden Träger nicht. Die Auflagerkräfte bewirken, falls der Querschnitt nicht zusätzlich ausgesteift wird, eine Schubverzerrung des hybriden Trägers und eine

Beanspruchung der Gurtplatten durch sekundäre Biegemomente. Daraus resultiert eine Umlagerung des Stützmoments ins Feld. Die Größe der Umlagerung ist von den Steifigkeitsverhältnissen innerhalb des Querschnitts und somit indirekt durch die Faltengeometrie der Stege beeinflußt. Wie jedoch eine Vergleichsrechnung am durchlaufenden hybriden Brückenträger zeigt, ergibt sich bei einer konstanten Trägersteifigkeit eine geringfügige Schnittkraftumlagerung im Vergleich zum schubsteifen Biegeträger. Eine Schnittkraftberechnung am Gesamtsystem kann bei symmetrischen Lasten mit einem gewöhnlichen Stabwerkprogramm (Abbildung als schubsteifer Biegebalken) erfolgen. Dies gilt jedoch nicht für die exzentrischen Lasten und für die Ermittlung der Schnittgrößen der Querschnittselemente. Zudem ergeben sich beim hybriden Träger größere Verformungen, die aus den sekundären Beanspruchungen resultieren und mit dem Biegebalken nicht erfaßt werden.

Kapitel 5

Torsionstragverhalten des hybriden Hohlkastenträgers

5.1 Modellierung des hybriden Hohlkastenträgers

5.1.1 Einführung

Übliche Brückenträger, die als Hohlkastenquerschnitte ausgebildet sind, erfahren bei exzentrisch angreifenden Lasten in der Regel eine Umlauftorsion (St. Venant-Torsion) mit Zwangsverformungen. Aus den Zwangsverformungen entsteht dabei zusätzlich Quer- und Längsbiegung im Querschnitt. Bei massiven Hohlkastenträgern darf nach Abschnitt 5.3 der DIN 1075 [26], bei Einhaltung des unter diesem Abschnitt beschriebenen geometrischen Verhältnisses, der Hohlkasten als torsionssteifer Stab aufgefaßt werden. Zusätzliche Längsspannungen dürfen vernachlässigt werden. Sind die Bedingungen nicht eingehalten, gilt es die Längsspannungen aus der Profilverzerrung und zugehöriger Verwölbung zu berücksichtigen. Dies geschieht in der Praxis, indem der Hohlkasten als ebener Trägerrost oder nach der Analogie des elastisch gebetteten Balkens berechnet wird.
Das Tragverhalten des hybriden Hohlkastenträgers bei exzentrischer Beanspruchung ist wenig bekannt. Der Träger kann nicht als torsionssteifer Stab berechnet werden. Es gilt dabei zu untersuchen, inwieweit die richtungsabhängige Steifigkeit des gefalteten Steges das Torsionstragverhalten beeinflußt. Modellierungsvorschläge des symmetrisch beanspruchten Trägers sind in Kapitel 4 erläutert. Zur Erfassung exzentrisch angreifender Lasten müssen weitere Modellierungsansätze untersucht werden. Es werden nachfolgend drei verschiedene Ansätze, die das Torsionstragverhalten hybrider Hohlkastenträger erläutern, beschrieben. Es handelt sich dabei um eine Erweiterung der Analogie des elastisch gebetteten Balkens, um eine Finite-Element-Abbildung des gesamten Brückenträgers und um ein räumliches Stabwerksmodell des Hohlkastenquerschnitts.

5.1.1.1 Geometrische Bezeichnungen des hybriden Hohlkastenträgers

Für die untersuchten Modellierungsansätze des hybriden Hohlkastenträgers gelten die in nachfolgendem Bild dargestellten Querschnittsbezeichnungen:

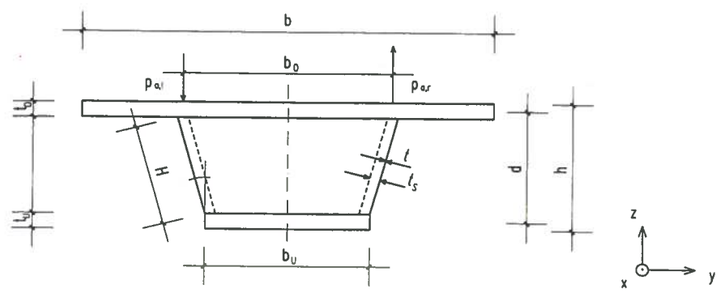

Bild 5.1: Querschnittsbezeichnungen des hybriden Hohlkastenträgers

h: Gesamthöhe des Hohlkastens
d: Abstand Schwereachse Obergurt zu Schwereachse Untergurt
H: Höhe des Stegbleches
b: Breite Fahrbahnplatte
b_o: Breite Hohlkasten oben
b_u: Breite Hohlkasten unten ≈ Breite Untergurt
t_o: Plattenstärke oben
t_u: Plattenstärke unten
t: Blechstärke des Steges
t_s: Amplitude der Faltung
φ: Neigungswinkel des Steges
$p_{a,l,r}$: Antimetrischer Lastfall

$$A_o = b \cdot t_o \tag{5.1}$$

$$A_m = b_o \cdot t_o \tag{5.2}$$

$$A_u = b_u \cdot t_u \tag{5.3}$$

5.1.1.2 Einführende Beschreibung der Modellierungsansätze

Die erste Herleitung erfolgt nach der Analogie des elastisch gebetteten Balkens. In der Literatur sind verschiedene Theorien [51,54,83,66,u.a.], die zur Analogie des elastisch gebetteten Balkens führen, beschrieben. Einige sind in der Dissertation von Lindlar [58] zusammengefaßt. Die Herleitung der Analogie erfolgt in dieser Arbeit nach [51,52,87,44]. Die Querschnittsverzerrung wird dabei als ein Bimoment (zwei entgegendrehende Kräftepaare), unter Betrachtung der Einheitsverwölbung, aufgefaßt. Die Verformungs- und Schnittkraftberechnung kann durch die bekannte Lösung der Differentialgleichung des elastisch gebetteten Balkens, oder für den praktischen Einsatz, einfacher mit Hilfe eines Stabwerkprogramms erfolgen. Bei der Erweiterung und Anpassung der Theorie auf den hybriden Hohlkastenträger ist für die Herleitung der Gleichungen die richtungsabhängige Steifigkeit des Steges zu berücksichtigen.

Die zweite rechnerische Modellierung basiert auf einer räumlichen Finite-Element-Struktur eines gesamten Hohlkastenträgers. Es werden Volumen- und Schalenelemente eingesetzt. Die Abbildung erfordert eine große Anzahl von Elementen. Dies ist zur Generierung und Berechnung aufwendig und erfordert erhebliche Rechnerressourcen. Die Resultate werden durch Knotenwerte ausgegeben, was eine Nachbearbeitung für die Berechnung der einzelnen Schnittkräfte der Querschnittselemente erfordert.

Der dritte Modellierungsansatz erfolgt durch eine räumliche Abbildung des Hohlkastenquerschnitts mit Stäben. Der Ansatz basiert auf einer Weiterentwicklung des in Kapitel 4 dargestellten ebenen Fachwerkträgers. Es gilt dabei die einzelnen räumlichen Stäbe in ihrer Steifigkeit realistisch zu erfassen. Die Resultate werden als einzelne Stabschnittkräfte ausgegeben. Dies ist für die Bemessung des Querschnitts recht komfortabel. Einzig aus den ausgekreuzten Stäben, die zur Schubübertragung dienen, müssen aus den Stabnormalkräften die Schubspannungen nachträglich ermittelt werden. Stabwerkprogramme sind in den meisten Ingenieurbüros im Einsatz und können deshalb einfach eingesetzt werden.
Anschließend an die Darstellung der Modellierungsansätze wird eine Vergleichsrechnung an einem Beispiel durchgeführt. Dabei wird ein hybrider Hohlkasten nach den drei Ansätzen berechnet. Als Vergleichsgrößen dienen die Verzerrung und die Längsspannungen, die durch das zugehörige Moment ausgedrückt werden.

5.1.2 Modellierung des hybriden Hohlkastenträgers nach der Analogie des elastisch gebetteten Balkens

5.1.2.1 Einleitung

Die auf den Hohlkasten erweiterte Biegetheorie [51] gilt allgemein für massive Hohlkastenquerschnitte mit isotropen Steifigkeiten. Bei der Anwendung der Analogie für den hybriden Hohlkastenträger gilt es die richtungsabhängige Steifigkeit des Steges zu berücksichtigen. Der gefaltete Steg besitzt in Querrichtung eine Biegesteifigkeit. Eine Rahmenwirkung kann deshalb angesetzt werden. In Längsrichtung entzieht sich der Steg den Kräften. Deshalb ist der Steg bei der Ermittlung der Einheitsverwölbung nicht zu beachten. Die Berechnung der Schnittkräfte am Analogiesystem erfordert eine Umordung der äußeren Lasten. Dabei werden die exzentrisch angreifenden Lasten in einen symmetrischen und einen antimetrischen Anteil aufgespalten. Die antimetrische Last wird weiter in einen verdrehenden und einen verzerrenden Anteil aufgeteilt. Aus dem verzerrenden Lastanteil können die zusätzlichen Längsspannungen und den Verzerrungswinkel ermittelt werden. Aus dem verdrehenden Lastanteil kann die Querschnittsverdrehung aus Umlauftorsion (St. Venant-Torsion) ermittelt werden. Die St. Venant-Torsion erzeugt analog der Querkraft einen konstanten Schubfluß in den Stegen. Die Schubsteifigkeit der Stege ist wie bereits beschrieben durch die Vorverformungen reduziert. Zur Ermittlung der St. Venant'schen Torsionssteifigkeit ist deshalb der Schubkorrekturfaktor zu berücksichtigen, indem die Blechstärke t durch den Faktor β dividiert wird. Die Berechnung der Verdrehung aus der St. Venant-Torsion wird als bekannt vorausgesetzt und nicht weiter verfolgt.

5.1.2.2 Lastaufteilung

Exzentrisch angreifende Lasten beanspruchen den Hohlkastenträger auf Biegung, Querkraft und Torsion. Um die Biegung mit Querkraft von der Torsion zu entkoppeln, kann die angreifende Last in einen symmetrischen und antimetrischen Lastanteil aufgeteilt werden. Die Behandlung und rechnerische Modellierung des symmetrischen Lastanteils wurde in Kapitel 4 ausführlich betrachtet. Deshalb wird nachfolgend nur der antimetrische Lastanteil weiter verfolgt. Dieser Lastanteil kann in einen verzerrenden und in einen verdrehenden Lastanteil aufgespalten werden. Die Lasten sind dabei in Knotenlasten in den Ecken des Hohlkastens zusammenzufassen. Anhand einer vertikalen Linienlast wird die Aufspaltung in Bild 5.2 gezeigt. Die Biegemomente in den Rahmenknoten können nach einer in [51,52,44] beschriebenen Umrechnung ebenfalls in einen verdrehenden und einen verzerrenden Anteil aufgespalten werden.

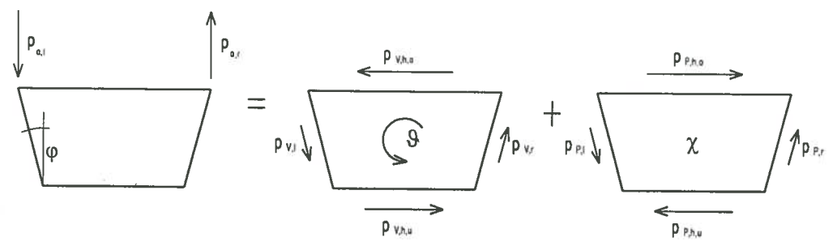

Bild 5.2: Aufteilung einer antimetrischen Linienlast in einen verdrehenden und verzerrenden Lastanteil

$$p_{a,l,r} = \left(p_{V,l,r} + p_{P,l,r}\right) \cdot \cos\varphi \tag{5.4}$$

$$p_{V,h,o} = -p_{P,h,o} \tag{5.5}$$

$$p_{V,h,u} = -p_{P,h,u} \tag{5.6}$$

$$p_{V,h,o} = \frac{p_{V,l,r} \cdot \cos\varphi}{d} b_o = p_{V,h,u} + \left(p_{V,l} + p_{V,r}\right) \cdot \sin\varphi \tag{5.7}$$

$$p_{V,h,u} = \frac{p_{V,l,r} \cdot \cos\varphi}{d} b_u = p_{V,h,o} - \left(p_{V,l} + p_{V,r}\right) \cdot \sin\varphi \tag{5.8}$$

5.1.2.3 Herleitung der erweiterten Biegetheorie und Anwendung auf den hybriden Hohlkastenträger

Die erweiterte Biegetheorie nach [51,52,44] wird für die Anwendung an dem hybriden Hohlkasten untersucht. Dabei sind Erweiterungen und Anpassungen erforderlich, die auch zu neuen Gleichungen führen.

Nach dem Ansatz der erweiterten Biegetheorie wird der verzerrende Lastfall als zwei entgegendrehende Kräftepaare (Bimoment) aufgefaßt. Die Kraft in Querrichtung der Fahrbahnplatte und die Kraft in der Bodenplatte bilden ein Moment, das Kräftepaar in den Stegen das gegendrehende Moment. Sie verzerren den Querschnitt. Das Maß der Verzerrung ist der Wandsehnendrehwinkel χ des Hohlkastenquerschnitts. χ wird nachfolgend als Verzerrungswinkel bezeichnet.

Die Belastung aus dem Bimoment wird über Längsbiegung und Rahmenwirkung abgetragen. Diese gegenseitige Wechselwirkung des Tragverhaltens wird durch eine Differentialgleichung beschrieben, die dem elastisch gebetteten Balken analog ist:

$$EI_{\omega P}\chi^{IV} + EI_R\chi = \overline{m}_\chi \tag{5.9}$$

Darin bedeuten:

χ	Sehnendrehwinkel der Profilverzerrung (Verzerrungswinkel)
$\overline{m}_\chi$	Linienverzerrungsmoment
$I_{\omega P} = \int_A \omega_P^2 dA$	Wölbträgheitsmoment der Profilverzerrung
ω_P	Einheitswölbung der Profilverzerrung
EI_R	Rahmensteifigkeit der Profilverzerrung

5.1.2.4 Annahmen für die Ermittlung der Profilverzerrung

Bei der Herleitung der Profilverzerrung des hybriden Hohlkastens mit gefalteten Stahlstegen wird davon ausgegangen, daß die Berechnung bei Berücksichtigung der richtungsabhängigen Stegsteifigkeiten des Steges wie üblich durchgeführt werden kann.

- Die Baustoffe verhalten sich linear-elastisch. Die Nichtlinearität aus den Materialgesetzen wird nicht berücksichtigt.
- Der Einfluß der Querdehnung wird vernachlässigt.
- Der Querschnitt ist symmetrisch. Die Querschnittshöhe ist konstant. Die Querschnittsscheiben sind dünnwandig. Die Längen der Wandabschnitte des Hohlkastens sind im Querschnitt klein gegenüber den kennzeichnenden Abmessungen in Längsrichtung.

- Die einzelnen Flächen der Querschnittselemente bleiben unter Belastung eben. Die Hypothese von Bernoulli soll weiterhin für die einzelnen Querschnittselemente gelten.
- Der Einfluß der Schubverzerrung auf die Längs- bzw. Querbiegung der einzelnen Kastenwände, sowie auf die Verwölbung wird vernachlässigt (diese Annahme ist eine Vereinfachung und muß durch die Vergleichsrechnung überprüft werden).
- Die Eigendrillsteifigkeit der Scheiben wird vernachlässigt.
- Die Dehnsteifigkeit der Querschotte, die parallel zur y,z-Ebene liegen, sind als unendlich groß angenommen.
- Die Steg-Gurtverbindung ist nicht nachgiebig. Momente am Hohlkastenrahmen werden vollständig übertragen.

5.1.2.5 Einheitsverwölbung der Profilverzerrung des allgemeinen Hohlkastenquerschnitts

Für den allgemeinen Hohlkastenquerschnitt kann unter Annahme des Ebenbleibens der Querschnittselmente die Einheitsverwölbung wie folgt angenommen werden. Es ergeben sich drei unbekannte Verwölbungsgrößen ω_{P4}, ω_{P5}, ω_{P6}.

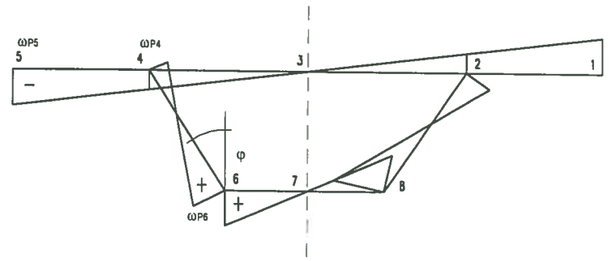

Bild 5.3: Einheitsverwölbung der Profilverzerrung des allgemeinen Hohlkastenquerschnitts mit zugehörigen Verwölbungsgrößen

Die unbekannte Größe ω_{P5} der Einheitsverwölbung kann anhand der geometrischen Abmessungen mit dem Strahlensatz bestimmt werden:

$$\omega_{P5} = \omega_{P4} \cdot \frac{b}{b_o} \tag{5.10}$$

Der Lastfall Profilverformung stellt einen Eigenspannungszustand dar. Die resultierenden Biegemomente M_y, M_z und die resultierende Normalkraft N sind gleich Null. Die Forderungen werden durch folgende Gleichungen beschrieben.

$$\int_A \omega_P \, dA = 0 \tag{5.11}$$

$$\int_A \omega_P \cdot y \, dA = 0 \tag{5.12}$$

$$\int_A \omega_P \cdot z\,dA = 0 \tag{5.13}$$

Aus der Symmetrie des Querschnitts liegt der Verzerrungsnullpunkt auf der vertikalen Mittelachse. Die Gleichung (5.13 bzw. 5.14) liefert die z-Koordinate. Damit ist die Lage des Verzerrungsnullpunktes bestimmt.

$$\int_A \omega_P \cdot z\,dA = \int_A \omega_P \cdot z \cdot t\,dz = \int_{z_3}^{z_5} \omega_P \cdot z \cdot t\,dz + \int_{z_4}^{z_6} \omega_P \cdot z \cdot t\,dz + \int_{z_6}^{z_7} \omega_P \cdot z \cdot t\,dz = 0 \tag{5.14}$$

Aus der Gleichung (5.14) und dem geometrischen Verhältnis (Bild 5.3) folgt die Beziehung ω_{P4} zu ω_{P6}:

$$\omega_{P6} = -\zeta \cdot \omega_{P4} \tag{5.15}$$

mit

$$\zeta = \frac{\left(\frac{b}{b_o}\right)^3 \cdot \left(\frac{b_o}{d}\right)^2 \cdot \frac{t_o}{t_s} \cdot \cos\varphi + 2\frac{b_o}{d} + \frac{b_u}{d}}{\left(\frac{b_u}{d}\right)^2 \cdot \frac{t_u}{t_s} \cdot \cos\varphi + \frac{b_o}{d} + 2\frac{b_u}{d}} \tag{5.16}$$

Die Wölbsteifigkeit ergibt sich aus der Integration der Einheitsverwölbung ω_P im Quadrat über die Fläche und kann anhand der geometrischen Beziehungen angegeben werden:

$$I_{\omega P} = \int_A \omega_P^2\,dA = \frac{\omega^2_{P4} \cdot d \cdot t_s}{\cos\varphi} \cdot \left[\frac{2}{3} \cdot \left(1 - \zeta + \zeta^2\right) + \cos\varphi \cdot \left(\left(\frac{b}{b_o}\right)^3 \cdot \left(\frac{b_o}{d}\right) \cdot \left(\frac{t_o}{t_s}\right) + \zeta^2 \cdot \left(\frac{b_u}{d}\right) \cdot \left(\frac{t_u}{t_s}\right)\right)\right] \tag{5.17}$$

5.1.2.6 Einheitsverwölbung der Profilverzerrung des hybriden Hohlkastenquerschnitts

Durch geringe Längssteifigkeit der Stege werden die Stegflächen bei der Berücksichtigung und Bestimmung der Einheitsverwölbung vernachlässigt. Es werden nur die Gurte berücksichtigt.

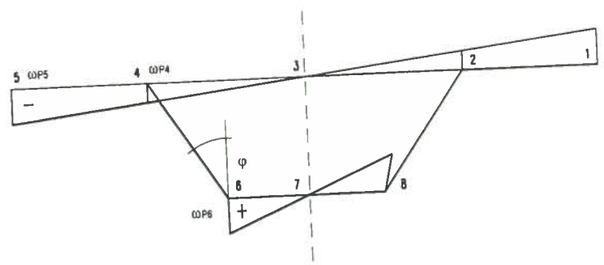

Bild 5.4: Einheitsverwölbung der Profilverzerrung des hybriden Hohlkastenquerschnitts

Die Gleichung (5.14) kann ohne Berücksichtigung der Stegflächen wie folgt vereinfacht werden.

$$\int_A \omega_P \cdot z\,dA = \int_A \omega_P \cdot z \cdot t\,dz = \int_{z_3}^{z_5} \omega_P \cdot z \cdot t\,dz + \int_{z_6}^{z_7} \omega_P \cdot z \cdot t\,dz = 0 \tag{5.18}$$

Dies ergibt für den hybriden Querschnitt in der Gleichung (5.19) einen neuen ζ^h Faktor:

$$\omega_{P6} = -\zeta^h \cdot \omega_{P4} \tag{5.19}$$

$$\zeta^h = \frac{\left(\frac{b}{b_o}\right)^3 \cdot \left(\frac{b_o}{d}\right)^2 \cdot t_o}{\left(\frac{b_u}{d}\right)^2 \cdot t_u} \tag{5.20}$$

Ohne Berücksichtigung der Stegfläche kann die Wölbsteifigkeit aus der Integration über die Fläche der Einheitsverwölbung ω_P im Quadrat und anhand der geometrischen Beziehungen wie folgt ermittelt werden:

$$I^h_{\omega P} = \int_A \omega_P^2\,dA = \frac{\omega^2_{P4}}{3} \cdot \left(\left(\frac{b}{b_o}\right)^3 \cdot b_o \cdot t_o + \zeta^{h2} \cdot b_u \cdot t_u\right) \tag{5.21}$$

5.1.2.7 Kinematik und Herleitung der Verzerrungsgröße χ

Die Kenngröße der Profilverformung ist der Wandsehnendrehwinkel nach Gleichung (5.22). Dabei ist der Wandsehnendrehwinkel χ positiv definit, wenn seine zugehörigen Drehvektoren in Richtung der positiven x-Achse zeigen. Die einzelnen Sehnendrehwinkel χ_o, χ_u, χ_s lassen sich durch die Wandverschiebung v_o, v_u und w_s ausdrücken (Bild 5.5).

Die Kinematik des verzerrten Hohlkastenquerschnitts ergibt sich nach folgender Gleichung und Darstellung:

$$\chi = \chi_u - \chi_s \tag{5.22}$$

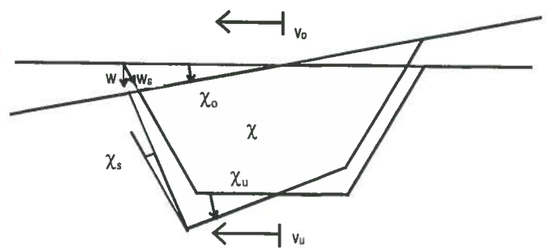

Bild 5.5: Verzerrter Hohlkastenquerschnitt mit Wandsehnendrehwinkel χ

$$\chi_u = \frac{2w_s}{b_u \cdot \cos\varphi} + \frac{v_u}{d}\frac{b_o - b_u}{b_u} \tag{5.23}$$

$$\chi_s = \frac{v_o}{d} - \frac{v_u}{d} \tag{5.24}$$

Die Gleichungen 5.23 und 5.24 in die Gleichung 5.22 eingesetzt ergeben:

$$\chi = \frac{2w_s}{b_u \cdot \cos\varphi} + \frac{1}{d}\left(\frac{b_o}{b_u} \cdot v_u - v_o\right) \tag{5.25}$$

Mit Hilfe eines Produktansatzes und einem linearen Werkstoffgesetz lassen sich die Verschiebungen, Dehnungen und Spannungen der Profilverformung analog zur Biegung beschreiben:

$$u_P = -\omega_P(y) \cdot f'(x) \tag{5.26}$$
$$\varepsilon_{xP} = -\omega_P(y) \cdot f''(x) \tag{5.27}$$
$$\sigma_{xP} = -E \cdot \omega_P(y) \cdot f''(x) \tag{5.28}$$

Die Funktion f(x) beschreibt die Veränderung des Spannungszustandes in Richtung der Stablängskoordinate x. Die Funktion f(x) wird wie folgt hergeleitet:

Die Neigung der Biegelinie der Kastenträgerwände in ihrer Ebene läßt sich durch die Einheitsverwölbung ausdrücken. Der Ausdruck kann anhand der Geometrie abgeleitet werden.

$$\chi' = \frac{2w_s'}{b_u \cdot \cos\varphi} + \frac{1}{d}\left(\frac{b_o}{b_u} v_u' - v_o'\right) \tag{5.29}$$

$$(w_s)' = \left(-(1+\zeta)\omega_{P4} \cdot f'\right)' = -\frac{(1+\zeta)\omega_{p4}}{d} \cdot f' \tag{5.30}$$

$$(v_o)' = (\omega_{P4} \cdot f')' = \frac{\omega_{P4}}{\frac{b_o}{2}} \cdot f' = \frac{2\omega_{P4}}{b_o} \cdot f' \tag{5.31}$$

$$(v_u)' = (\omega_{P6} \cdot f')' = \frac{-\zeta\omega_{P4}}{\frac{b_u}{2}} \cdot f' = -\frac{2\zeta\omega_{P4}}{b_u} \cdot f' \tag{5.32}$$

Die abgeleiteten Größen in Gleichung (5.29) eingesetzt, ergeben nachfolgende Gleichung:

$$\chi' = -\frac{2}{hb_u}\left(\frac{\beta+1}{\cos\varphi} + \frac{b_u^2 + \zeta b_o^2}{b_u b_o}\right) \cdot \omega_{P4} \cdot f' \tag{5.33}$$

Wird anhand der Einheitsverwölbung die unbekannte Größe ω_{P4} wie folgt eingesetzt:

$$\omega_{P4} = -\frac{hb_u}{2}\left(\frac{\beta+1}{\cos\varphi} + \frac{b_u^2 + \zeta b_o^2}{b_u b_o}\right)^{-1} \tag{5.34}$$

so ergibt sich:

$$\chi' = f' \tag{5.35}$$

Daraus wird die unbekannte Funktion f(x) zu $\chi(x)$ bestimmt. Die Verwölbung, die Dehnung und die Längsspannungen der Profilverzerrung werden in Abhängigkeit vom Wandsehnendrehwinkel $\chi(x)$ wie folgt beschrieben:

$$u_P(x,y) = -\omega_P(y) \cdot \chi'(x) \tag{5.36}$$
$$\varepsilon_{xP}(x,y) = -\omega_P(y) \cdot \chi''(x) \tag{5.37}$$
$$\sigma_{xP}(x,y) = -E \cdot \omega_P(y) \cdot \chi''(x) \tag{5.38}$$

5.1.2.8 Querrahmen

In diesem Abschnitt wird die Steifigkeit des Querrahmens EI_R gesucht. EI_R muß die Forderung der Gleichung (5.39) erfüllen. Die verzerrende Belastung $m_{\chi,res}$ ergibt sich aus den äußeren Einwirkungen oder aus der Wechselwirkung zwischen Längssystem und Quersystem.

$$m_{\chi,res} = EI_R \cdot \chi \tag{5.39}$$

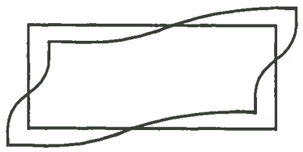

Bild 5.6: Verformungsfigur des Rahmenquerschnitts infolge Profilverzerrung

Dabei sind die Kragarme ohne Belang. Es wird deshalb nur der geschlossene Querschnitt betrachtet. Die Steifigkeit wird somit an einem statisch bestimmt gelagerten Rahmen der Breite *dx* bestimmt. Für die Rahmenberechnung in Querrichtung kann die wirksame Biegesteifigkeit (I_{Steg}) des gefalteten Steges eingesetzt werden. Um jedoch die Rahmensteifigkeit errechnen zu können, muß der gefaltete Stahlsteg in eine äquivalente Stegdicke ($t_{s,äq}$) aus Konstruktionsbeton umgerechnet werden. Dabei ist der Faktor n aus dem Verhältnis der unterschiedlichen Elastizitätmoduli von Stahl und Beton zu berücksichtigen. Die Biegesteifigkeit ergibt sich zu:

$$I_{Steg} = \frac{t \cdot a_2^2 \cdot \sin^2\gamma}{4(a_1 + a_3)} \cdot \left(a_1 + \frac{a_2}{3}\right) \tag{5.40}$$

Aus der Steifigkeit I_{Steg} läßt sich die äquivalente Stegdicke $t_{s,äq}$ errechnen. Dabei sollten die kinematischen Bedingungen eingehalten werden. Der Steg besitzt die Höhe H. Die rechnerische Steghöhe (d) spannt von Schwereachse des Obergurtes zur Schwereachse des Untergurtes. Dies wirkt

sich unter Berücksichtigung der Kinematik auf die Steifigkeitsverhältnisse aus. Die Stegdicke vergrößert sich um das Verhältnis d zu H.

$$t_{s,äq} = \sqrt[3]{n \cdot \frac{3 \cdot t \cdot a_2^{\,2} \cdot \sin^2\gamma}{(a_1 + a_3)} \cdot \left(a_1 + \frac{a_2}{3}\right)} \cdot \frac{d}{H} \tag{5.41}$$

Die Rahmenrechnung nach dem Kraftgrößenverfahren liefert folgende Eckmomente:

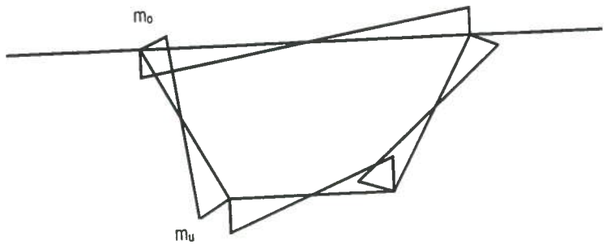

Bild 5.7: Biegemomente des Rahmenquerschnitts infolge Profilverzerrung

$$m_o = \frac{b_o d \cdot f_4}{4 b_u \cdot f_3} p_{P,l,r} \tag{5.42}$$

$$m_u = \frac{1}{2} b_u \cos\varphi \cdot p_{P,l,r} - \frac{b_o}{b_u} m_o \tag{5.43}$$

Dabei sind die Größen der Gleichungen 5.44 bis 5.47 in die Gleichungen 5.42 und 5.43 einzusetzen:

$$f_1 = 1 + \frac{b_o}{b_u} + \left(\frac{b_o}{b_u}\right)^2 \tag{5.44}$$

$$f_2 = \frac{b_o}{2h} \cdot \left[\left(\frac{t_{s,äq}}{t_o}\right)^3 + \left(\frac{b_u t_{s,äq}}{b_o t_u}\right)^3\right] \tag{5.45}$$

$$f_3 = f_2 + \frac{1}{\cos\varphi} f_1 \tag{5.46}$$

$$f_4 = \frac{b_o}{d} + 2\frac{b_u}{d} + \left(\frac{b_u}{d}\right)^2 \cdot \left(\frac{t_{s,äq}}{t_o}\right)^3 \cdot \cos\varphi \tag{5.47}$$

Mit Hilfe einer Einheitsverzerrung wird anschließend die gesuchte Beziehung für EI_R errechnet:

$$EI_R = EI_s \cdot \frac{12 f_4 \left(\frac{b_o + b_u}{d}\right) b_o (\cos\varphi)^2}{\left(2\frac{b_o}{d} f_3 \cos\varphi \left(f_4 - \frac{b_o}{d}\right) - \frac{b_u}{b_o} f_4^2\right)} \tag{5.48}$$

5.1.2.9 Herleitung der Differentialgleichung der Profilverzerrung

Die Differentialgleichung leitet sich aus der Wechselwirkung des gekoppelten Längs- und Quersystems ab. Sie wird aus einer Betrachtung am Querrahmen gewonnen und führt in ihrer Form zur Analogie des elastisch gebetteten Balkens. Die Herleitung der Differentialgleichung wird in den wesentlichen Grundzügen erläutert. Eine ausführliche Herleitung der Differentialgleichung wird [52] beschrieben.

Die profilverformende Belastung resultiert aus den äußeren Einwirkungen und der Änderung des Schubflusses. Die Änderung des Schubflusses bewirkt Zwangsschnittkräfte. Sie ergibt sich aus der Profilverzerrung selbst, und bei einer wölbbehinderten Lagerung, aus dem zusätzlichen Anteil der Wölbkrafttorsion. Die drei Anteile der profilverformenden Belastung $m_{\chi,res}$ bestehen aus:

- $m_{\chi,a}$: aus den äußeren Lasten
- $m_{\chi,P}$: aus der Änderung des Schubflusses im Längssystem infolge der Profilverzerrung (Zwangsschnittgröße)
- $m_{\chi,W}$: aus der Änderung des Schubflusses infolge Wölbkrafttorsion bei wölbbehinderter Lagerung (Zwangsschnittgröße)

Die resultierende profilverformende Belastung $m_{\chi,res}$ ergibt sich aus den drei oben beschriebenen belastenden Anteilen. Aus der Verzerrung des Rahmens resultiert der Verzerrungswinkel χ der Profilverzerrung. Dies führt zu folgender Gleichung:

$$m_{\chi,res} = EI_R \cdot \chi = m_{\chi a} + m_{\chi P} + m_{\chi W} \tag{5.49}$$

Die verzerrende Belastung aus den äußeren Lasten ergibt sich wie folgt:

$$m_{\chi a} = \frac{b_o + b_u}{2} \cos\varphi \cdot p_{P,l,r} \tag{5.50}$$

Die Zwangsschnittgröße ist aus der Profilverzerrung herzuleiten. Das Wölbbimoment $M_{\omega P}$ resultiert aus der Wölbsteifigkeit $I_{\omega P}$ und der zweifachen Ableitung des Verzerrungswinkels χ:

$$M_{\omega P} = -EI_{\omega P} \chi'' \tag{5.51}$$

Die Ableitung des Wölbbimomentes ergibt das profilverzerrende Moment $M_{\chi,P}$ und kann auch über den Schubfluß τ_P beschrieben werden:

$$M_{\chi,P} = M'_{\omega,P} = \frac{b_o + b_u}{2} \cos\varphi \cdot t \cdot \tau_P \tag{5.52}$$

Die Ableitung des profilverzerrenden Momentes führt zur profilverzerrenden Belastung und kann als Änderung des Schubflusses beschrieben werden:

$$m_{\chi,P} = M'_{\chi,P} = \frac{b_o + b_u}{2} \cos\varphi \cdot t \cdot \tau'_P \tag{5.53}$$

Aus den Gleichungen 5.51 bis 5.53 ergibt sich der direkte Zusammenhang des Schubflusses und des Verzerrungswinkels:

$$m_{\chi,P} = -(EI_{\omega P}\chi'')'' = M''_{\omega P} = \frac{b_o + b_u}{2} \cos\varphi \cdot t \cdot \tau'_P \tag{5.54}$$

Die verzerrende Belastung aus der Profilverwölbung $m_{\chi W}$ erfolgt nur bei stark wölbbehinderter Lagerung des Systems. Die Größe der Wölbkrafttorsion bei einer exzentrischen Beanspruchung ist von den Steifigkeitsverhältnissen abhängig. Sie kann anhand einer Differentialgleichung beschrieben werden [72,73]. Aus dem Schubfluß der Wölbkrafttorsion leitet sich die profilverformende Belastung ab:

$$m_{\chi W} = -\frac{b_o + b_u}{2} \cos\varphi \cdot p_{Ws} \tag{5.55}$$

Die Gleichung (5.54) aus dem Zusammenhang des inneren Schubflusses mit dem Verzerrungswinkel, eingesetzt in die Gleichung (5.49) der Profilverzerrung, ergibt die Differentialgleichung der Profilverzerrung:

$$EI_{\omega P}\chi^{IV} + EI_R \cdot \chi = m_{\chi a} + m_{\chi W} = \overline{m}_\chi \tag{5.56}$$

Diese Differentialgleichung ist der Gleichung (5.57) des elastisch gebetteten Balkens analog.

$$EI_y\, w^{IV} + k \cdot w = p_z \tag{5.57}$$

5.1.2.10 Lösung der Differentialgleichung

Die Lösung der Differentialgleichung des elastisch gebetteten Balkens ist allgemein bekannt. Die Herleitung ist von Hetényi in [45] für das elastisch gebettete Streifenfundament unter Linienlast und Einzellasten aufgeführt. Auf diesen Grundlagen aufbauend wird in [83] die Lösung der Differentialgleichung ausführlich für den Hohlkastenquerschnitt als Faltwerksträger mit biegesteifen Querrahmen beschrieben. Werden die Querschnittswerte und die Bettungszahl nach der erweiterten Biegetheorie in die Gleichung eingesetzt, führt dies bei der Lösung zum Wölbbimoment $M_{\omega P}$ und zur Verzerrungsgröße χ.

Die allgemeine Lösung der Differentialgleichung des elastisch gebetteten Balkens ist bekannt:

$$\chi = C_1 e^{-\lambda x} \cdot \cos\lambda x + C_2 e^{-\lambda x} \cdot \sin\lambda x + C_3 e^{\lambda x} \cdot \cos\lambda x + C_4 e^{\lambda x} \cdot \sin\lambda x + \chi_{part} \tag{5.58}$$

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{EI_R}{4\, EI_{\omega P}}} \tag{5.59}$$

Der Kehrwert von λ wird als charakteristische Länge oder als Abklinglänge bezeichnet.

Für praktische Anwendungen kann ein elastisch gebetteter Balken mit einem Stabwerkprogramm genügend genau als numerische Näherungslösung der Differentialgleichung erfolgen. Dieses Lösungsverfahren ist sehr flexibel. Randbedingungen können realitätsnah modelliert werden. Eine Querscheibe als starre Membran idealisiert, entspricht einer punktförmigen Lagerung in der Analogie des gebetteten Balkens. Enthält die Querscheibe große Öffnungen, entspricht dies einer nachgiebigen Membran, die durch eine vertikale Feder modelliert werden kann. Es können auch Trägerquerschnitte mit veränderlichen Höhen durch eine variierende Stabsteifigkeit des gebetteten Balkens berücksichtigt und rechnerisch mit dem Stabwerksprogramm erfaßt werden.

5.1.3 Finite-Element-Modellierung eines hybriden Hohlkastenträgers

5.1.3.1 Modellierung

Zur Modellierung eines hybriden Hohlkastenträgers unter exzentrischer Lasteinwirkung ist der gesamte Träger durch Finite-Element abzubilden. Der hybride Hohlkastenträger besteht aus zwei gefalteten Stegen, die den Unter- und Obergurt miteinander verbinden. Die Elementierung erfolgt durch Vier-Knoten-Schalenelemente für den Steg und Acht-Knoten-Volumenelemente für die Gurte. Bei der Modellierung dieser großen Struktur wurden einfache Elemente gewählt. So konnte die Anzahl der Freiheitsgrade und die damit verbundene Rechenzeit auf ein erträgliches Maß reduziert werden.

Die Profilverzerrung und die St. Venant-Torsion wird nicht wie bei der Analogie des elastisch gebetteten Balkens getrennt betrachtet. Eine Aufteilung der antimetrischen Last in einen verzerrenden Anteil und in einen verdrehenden ist bei dieser Modellierung nicht notwendig. Zur richtigen Erfassung der St. Venant'schen Torsionssteifigkeit müssen jedoch die Vorverformungen der Stege berücksichtigt werden. Eine direkte Abbildung der Vorverformungen kann nur mit großem Aufwand erfolgen. Dies erfordert eine zu feine Netzeinteilung. Eine Modellierung der exemplarisch untersuchten Vorverformung, der doppelt sinusförmigen Krümmung des Bleches erfordert mindestens acht Elemente pro Blechlänge $a_{1,2}$ und Reihe. Deshalb sollte die Steifigkeitsabminderung aus den Vorverformungen rechnerisch mit einer Reduktion der Materialparameter berücksichtigt werden. Der gefaltete Steg wird durch die Rahmenwirkung des Hohlkastens auch auf Querbiegung beansprucht. Eine globale Reduktion der Kennwerte des isotropen Materials des gefalteten Stahlsteges würde die Rahmensteifigkeit beeinflussen. Deshalb müssen orthotrope Materialparameter des Steges bei der Berechnung berücksichtigt werden. Die Schubsteifigkeit des Steges in x-z-Richtung muß zur Berücksichtigung der Vorverformungen abgemindert werden. Dabei gilt es zu beachten, daß die Reduktion nicht um den ganzen Schubkorrekturfaktor β erfolgen kann. Das Verhältnis des abgewickelten Steges zum ebenen (Gl. 5.60) ist bereits im β-Faktor enthalten und würde, da der Steg gefaltet modelliert wird, doppelt berücksichtigt. Die Schubsteifigkeit des Steges wird durch einen korrigierten G-Modul in x,z-Richtung wie folgt erfaßt:

$$G^h_{xz} = \frac{1}{\beta} \cdot G_{xz} \cdot \frac{a_1 + a_2}{a_1 + a_3} \tag{5.60}$$

5.1.3.2 Belastung

Die äußeren Lasten werden bei der Modellierung in einen symmetrischen und einen antimetrischen Lastanteil aufgespalten. Der antimetrische Lastanteil erzeugt eine Verdrehung und eine Verzerrung des Querschnitts. Es wird der ganze antimetrische Lastfall ($p_{a,l,r}$) aufgebracht.

5.1.3.3 Kinematik

Als Maß der Verzerrung eignet sich der Verzerrungswinkel χ, der wie nach Gleichung (5.61) der erweiterten Biegetheorie durch die horizontale Verschiebung in Querrichtung der Gurte und der Stegdurchsenkung ermittelt werden kann. Die Verdrehung aus der St. Venant-Torsion ergibt, da es sich um eine reine Verdrehung handelt, keinen Anteil an die Verzerrung des Querschnitts.

$$\chi = \frac{2w_s}{b_u \cdot \cos\varphi} + \frac{1}{d}\left(\frac{b_o}{b_u} \cdot v_u - v_o\right) \tag{5.61}$$

5.1.3.4 Schnittkraftermittlung

Die Schnittkräfte aus der Profilverzerrung werden durch die Integration der Spannungen an den einzelnen Knoten ermittelt. Dabei sind in gemeinsamen Knoten von Stahlsteg und Betongurt die Spannungen gemittelt. Die unterschiedlichen Elastizitätsmoduli beeinflussen die rechnerischen

Spannungsgrößen. In diesen Knoten wird besser aus der Knotendehnung auf die zugehörige Spannungsgröße geschlossen. Bei der Auswertung muß jedoch berücksichtigt werden, daß die Steg-Gurt-Verbindung eine konzentrierte Übertragung der Kräfte und deshalb eine Singularität bewirkt. Bei einer geringen Elementzahl können die integrierten Werte verfälscht werden.

5.1.4 Modellierung des hybriden Hohlkastenquerschnitts mit einem räumlichen Stabwerk

5.1.4.1 Einleitung

Die Erfassung exzentrischer Lasteinwirkung des hybriden Hohlkastenquerschnitts kann mit einem Stabwerkprogramm erfolgen. Eine Modellierung des Hohlkastens mit einem ebenen System berücksichtigt die Steifigkeitsverhältnisse und somit die Schubverzerrung der hybriden Konstruktion nicht realistisch. Die Schubverzerrung ergibt sich aus der Wechselwirkung des Längs- und Quersystems und wird durch die Querkraft- und Torsionsbeanspruchung erzeugt. Ein räumliches Stabwerk zur Modellierung des Hohlkastenquerschnitts kann die Wechselwirkung aus Längs- und Quersystem abbilden. Es werden die Stege wie beim ebenen Träger durch vertikale und ausgekreuzte Stäbe modelliert. Die Gurtplatten werden mit Biegestäben, horizontalen Stäben in Querrichtung und ausgekreuzten Stäben abgebildet. Die Profilverzerrung und die St. Venant-Torsion können auch bei dieser Modellierung nicht getrennt betrachtet werden. Zur richtigen Erfassung der St. Venant'schen Torsionssteifigkeit müssen jedoch die Vorverformungen der Stege berücksichtigt werden. Deshalb ist bei der Bestimmung der Ersatzsteifigkeiten der ausgekreuzten Stäbe der Schubkorrekturfaktor zu berücksichtigen.

5.1.4.2 Modellierung

Der räumliche Hohlkasten wird durch Stäbe modelliert und bildet eine ganzheitliche Abbildung des hybriden Hohlkastens. Deshalb ist es sehr wichtig sämtliche Steifigkeiten und kinematischen Bedingungen richtig zu erfassen. Dabei muß die zugehörige Beanspruchungsrichtung beachtet werden. Die Diskretisierung des Systems, d.h. die gewählte Anzahl der Querrahmen bestimmt die Anzahl der eingesetzten Stäbe und somit die einzelnen Stabsteifigkeiten. Modellungenauigkeiten sind dabei zu korrigieren, wie zum Beispiel die Biegesteifigkeit des vertikalen Stegstabes. Die Stablänge reicht von Plattenmitte des Obergurtes zur Plattenmitte des Untergurtes. Da die Länge des Stabes die Kinematik des gesamten Systems beeinflußt, muß die Biegesteifigkeit angepaßt werden. Die Steifigkeit der Längsstäbe des Ober- und Untergurtes beeinflußt nicht nur das Biegetragverhalten des Trägers, sondern die Profilverzerrung des Querschnitts.
Das Verformungsverhalten reagiert sehr empfindlich auf die gewählten Stabsteifigkeiten. Deshalb eignen sich bei der abschließenden Betrachtung nicht nur Schnittkräfte, sondern auch die Verformungen als Vergleichsgröße.
Ein Vorteil der räumlichen Modellierung durch Stäbe ist die direkte Ausgabe der Schnittkräfte am untersuchten Stab. Dies erleichtert eine nachfolgende Bemessung des Querschnitts.

5.1.4.3 Herleitung der einzelnen Stabsteifigkeiten

Die Herleitung der einzelnen Stabsteifigkeiten wird nachfolgend beschrieben. Bei der Modellierung wird in Steg, Obergurt, Untergurt und Querrahmen unterschieden. Die einzelnen Steifigkeiten werden nach dem globalen Koordinatensystem (Bild 5.1) bezeichnet.
Ist die Herleitung der Steifigkeitsverhältnisse direkt und leicht ersichtlich, folgen die zugehörigen Gleichungen ohne weitere Erklärung. Bei den Stabsteifigkeiten, die durch die gewählte Modellierung nicht direkt ersichtlich sind, wird die Herleitung beschrieben.

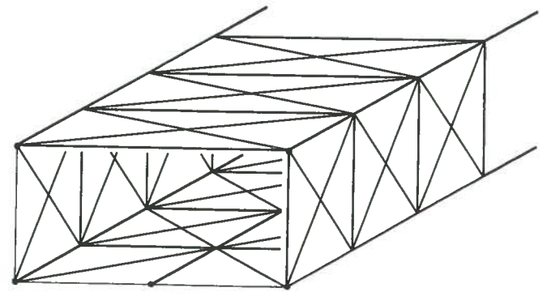

Bild 5.8: Räumliches Stabwerkmodell

5.1.4.3.1 Steg

Der Steg wird durch die Längsstäbe a, b, die vertikalen Stäbe c und die Schubstäbe d modelliert.

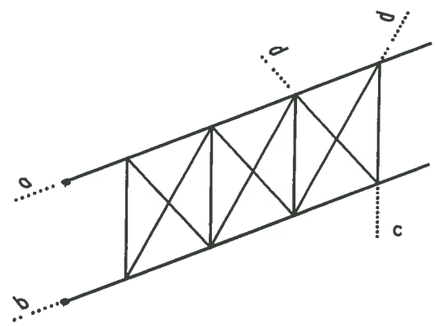

Bild 5.9: Bezeichnungen des Steges

a: Längsstäbe oben (rechts, links): $I_{o,y}$, $I_{T,o,x}$, $I_{o,z}$, $A_{o,x}$:

$$I_{o,y} = \frac{b}{24} \cdot t_o^{\,3} \tag{5.62}$$

$$I_{T,o,x} = \frac{b}{6} \cdot t_o^{\,3} \tag{5.63}$$

$I_{o,z}$: (s. 5.1.4.3.2)

$$A_{o,x} = \tfrac{1}{2} \cdot A_{o,ges} = \tfrac{1}{2} \cdot b \cdot t_o \tag{5.64}$$

b: Längsstäbe unten (rechts, links): $I_{o,y}$, $I_{T,u,x}$:

$$I_{u,y} = \frac{b}{24} \cdot t_u^{\,3} \tag{5.65}$$

$$I_{T,u,x} = \frac{b}{6} \cdot t_u^{\,3} \tag{5.66}$$

$A_{u,x}$: (vgl. 5.1.4.3.3)

c: Vertikalstäbe (rechts, links): A_z:

$$A_z = \infty \tag{5.67}$$

I_x: (s. 5.1.4.3.4)

d: Schubstäbe: A_{xz}:

Die Schubstäbe wurden wie in Kapitel 4 (vgl. 4.2.4.2) bestimmt:

$$A_{xz,äq} = \frac{G_{Steg} \cdot A_Q \cdot (H^2 + \Delta l^2)^{3/2}}{\beta \cdot E_{Stab} \cdot 2 \cdot \Delta l \cdot H^2} \cdot k_{Steg}^{\ 2} \tag{5.68}$$

5.1.4.3.2 Obergurt

Der Obergurt besteht aus Längsstäben a, horizontalen Schubstäben e und Plattenstäben h in Querrichtung:

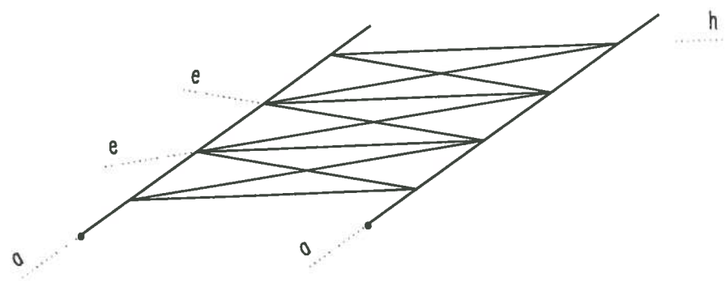

Bild 5.10: Bezeichnungen des Obergurtes

a: Längsstäbe, $I_{o,z}$:

Die Profilverzerrung des Querschnitts wird durch die Biegesteifigkeit $I_{o,z}$ der Stäbe und den Gurtflächen $A_{o,x}$ bestimmt. $I_{o,z}$ ermittelt sich wie folgt:

$$I_{o,z} = \frac{b^3 \cdot t_o}{24} - A_{o,x} \cdot \left(\frac{b_o}{2}\right)^2 \tag{5.69}$$

e: Horizontale Schubstäbe

Die Schubstäbe müssen die gesamte Schubsteifigkeit der Obergurtplatte erfassen. Dabei ist wie in Kapitel 4 unter 4.2.4.2 die Schubsteifigkeit entsprechend der Kinematik und dem wirklichen Spannungsverlauf zu berücksichtigen. Es folgt die Herleitung der Ersatz-Dehnsteifigkeit der gekreuzten Schubstäbe:

Die Schubsteifigkeit des Obergurtes ergibt sich wie folgt:

$$K_o = G_{ges} \cdot A_{Q,ges} \tag{5.70}$$

Die Schubspannungen des Obergurtes infolge Biegebeanspruchung um die z-Achse ergeben einen parabelförmigen Verlauf. Dem Spannungsverlauf entsprechend ist die wirksame Schubfläche nach [35] mit einem Faktor 5/6 zu berücksichtigen:

$$A_{Q,ges} = \tfrac{5}{6} \cdot A_{ges} = \tfrac{5}{6} \cdot b \cdot t_o \tag{5.71}$$

Zur Erfüllung der kinematischen Bedingungen muß die Schubverzerrung $\gamma_{äq}$ des räumlichen Stabwerks äquivalent zur Schubverzerrung des wirklichen Systems sein. Die äquivalente Schubverzerrung ergibt sich wie folgt:

$$\gamma_{äq} = \gamma_{ges} \cdot \frac{A_{Q,ges}}{A_m} = \gamma_{ges} \cdot \frac{b}{b_o} \cdot \tfrac{5}{6} \tag{5.72}$$

Der Schubmodul ergibt sich aus dem mittleren Schubfluß τ_m, und der äquivalenten Schubverzerrung $\gamma_{äq}$:

$$G_o = \frac{\tau_m}{\gamma_{äq}} \tag{5.73}$$

$$G_{ges} = \frac{\tau_m}{\gamma_{ges}} \tag{5.74}$$

Aus den Gleichungen 5.71, 5.72, 5.73 ergibt sich für G_{ges}:

$$G_{ges} = G_o \frac{b}{b_o} \tfrac{5}{6} \tag{5.75}$$

In die Ausgangsgleichung (5.70) eingesetzt ergibt:

$$K_o = G_o \frac{b}{b_o} \tfrac{5}{6} \cdot A_{Q,ges} \tag{5.76}$$

Die Gleichung (5.71) eingesetzt ergibt:

$$K_o = G_o \frac{b}{b_o} \cdot \left(\tfrac{5}{6}\right)^2 \cdot A_{ges} \tag{5.77}$$

Zur Vereinfachung mit $\frac{b_o}{b_o}$ erweitert ergibt:

$$K_o = G_o \frac{b^2}{b_o^{\ 2}} \cdot \left(\tfrac{5}{6}\right)^2 \cdot t_o \cdot b_o = G_o \cdot A_m \cdot k_o^{\ 2} \tag{5.78}$$

Aus der Schubsteifigkeit des Obergurtes kann wie in Kapitel 4 unter 4.2.4.2 hergeleitet auf die äquivalente Dehnsteifigkeit der ausgekreuzten Schubstäbe geschlossen werden:

$$A_{xy,äq} = \frac{G_o \cdot A_m \cdot (b_o^{\ 2} + \Delta l^2)^{3/2}}{E_{Stab} \cdot 2 \cdot \Delta l \cdot b_o^{\ 2}} \cdot k_o^{\ 2} \tag{5.79}$$

h: (s. 5.1.4.3.4)

5.1.4.3.3 Untergurt

Der Untergurt besteht aus drei Längsstäben, zwei äußeren Stäben b, einen mittleren Stab f, aus horizontalen ausgekreuzten Schubstäben g und aus Plattenstäben i in Querrichtung:

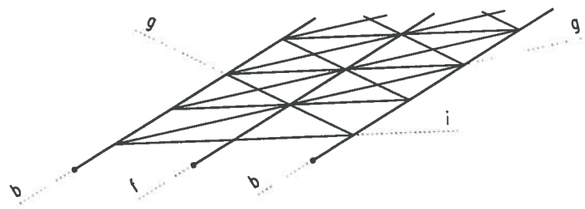

Bild 5.11: Bezeichnungen des Untergurtes

Die sekundäre Biegesteifigkeit I_y der unteren Gurtplatte ist unter 5.1.4.3.1 angegeben. Bei einer Anordnung der gesamten Querschnittsfläche in den äußeren Längsstäben ergibt sich eine zu große Steifigkeit bei Biegung um die z-Achse. Deshalb ist ein zusätzlicher Längsstab in der Symmetrieachse der Untergurtplatte erforderlich. Dieser mittlere Stab trägt Längskräfte aus dem globalen Biegemoment (M_y) des Trägers ab und beeinflußt die Profilverzerrung nicht.

b: Äußere Längsstäbe, $A_{u,x,r,l}$:

Es gilt die Verteilung der Querschnittsflächen zu bestimmen.

$$A_{u,ges,x} = A_{u,r,x} + A_{u,l,x} + A_{u,m,x} \tag{5.80}$$

Aus der Biegesteifigkeit I_z des Untergurtes können die äquivalenten Querschnittsflächen der äußeren Stäbe bestimmt werden.

$$I_z = t_u \cdot \frac{b_u^3}{12} = \frac{b_u^2}{2} \cdot A_{u,r,l,x} \tag{5.81}$$

$$A_{u,r,l,x} = \tfrac{1}{6} \cdot b_u \cdot t_u \tag{5.82}$$

f: Mittlerer Längsstab, $A_{x,u,m}$:
Die Gleichungen 5.80, 5.81, 5.82 ergeben für A_m folgende Gleichung:

$$A_{u,m,x} = \tfrac{2}{3} \cdot b_u \cdot t_u \tag{5.83}$$

g: Horizontale Schubstäbe unten:
Die Auskreuzung des Untergurtes muß den Mittelstab g anschließen. Die Schubstäbe spannen deshalb in Längsrichtung über zwei Felder (2 × Δl). Dies muß bei der Bestimmung der Dehnsteifigkeit berücksichtigt werden. Die Anzahl der Stäbe bleibt insgesamt gleich.

$$A_{u,xy} = \frac{G \cdot A_Q \cdot \left(b_u^2 + (2\Delta l)^2\right)^{1/2}}{8 \cdot \Delta l \cdot b_u^2} \tag{5.84}$$

i: (s. 5.1.4.3.4)

5.1.4.3.4 Querrahmen

Der Querrahmen besteht oben und unten aus je einem Plattenstab h und i, und aus vertikalen Stegstäben c:

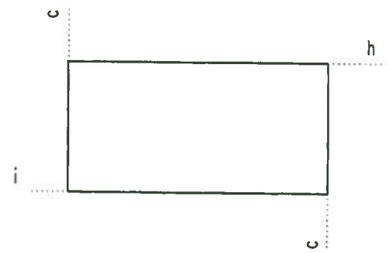

Bild 5.12: Bezeichnungen des Querrahmens

h: Stab Obergurt in Querrichtung, $A_{o,y}$, $I_{o,x}$:

$$A_{o,y} = \Delta l \cdot t_o \tag{5.85}$$

$$I_{o,x} = \Delta l \cdot \frac{t_o^3}{12} \tag{5.86}$$

i: Stab Untergurt in Querrichtung, $A_{y,u}$, $I_{x,u}$:

$$A_{u,y} = \Delta l \cdot t_u \tag{5.87}$$

$$I_{u,x} = \Delta l \cdot \frac{t_u^3}{12} \tag{5.88}$$

c: Vertikaler Stab (gefalteter Steg), $I_{x,äq,Steg}$:
Die Steghöhe (H) und die rechnerische Höhe des Stegstabes (d) unterscheiden sich. Im Stabwerksmodell spannt der Ersatzstab des Steges von Schwereachse des Obergurtes bis zur Schwereachse des Untergurtes. Die kinematischen Beziehungen des Stabwerksmodell müssen deshalb durch eine Korrektur der Steifigkeitsverhältnisse an die wirklichen Randbedingungen angepaßt werden. Deshalb wird das Verhältnis (d/H) zur Erfüllung der Kinematik kubisch berücksichtigt. Dabei muß zusätzlich aus der Diskretisierung des Systems der Faktor aus Δl beachtet werden.

$$I_{äq,Steg,x} = \frac{t \cdot a_2^2 \cdot \sin^2\gamma}{4\left(a_1 + a_3\right)} \cdot \left(a_1 + \frac{a_2}{3}\right) \cdot \frac{d^3}{H^3} \cdot \Delta l \tag{5.89}$$

5.2 Rechnersicher Vergleich der vorgestellten Modellierungsansätze am hybriden Hohlkastenträger

5.2.1 Einleitung

Die unter den vorhergehenden Abschnitten dieses Kapitels beschriebenen Modellierungsansätze werden anhand einer Beispielrechnung verglichen. In Kapitel 4 sind die einzelnen Schnittgrößen der Querschnittselemente detailliert betrachtet worden. Deshalb werden die Ausführungen auf den antimetrischen Lastfall beschränkt. Als Kenn- und Vergleichsgrößen zur Beurteilung der erfolgten Modellierungen dienen der Verzerrungswinkel χ und die Längsspannungen, die durch das daraus resultierende Biegemoment M_z ausgedrückt werden.

5.2.2 Abmessungen und Lastfall

Die Beispielrechnung erfolgt an einem hybriden Hohlkastenträger mit einer Spannweite von 25,6 m. Der Hohlkasten ist an seinen Enden je durch eine dünne starre Querscheibe ausgesteift. Eine Profilverzerrung wird durch die Querscheiben verhindert. Die idealisierte Lagerung ergibt keine Wölbbehinderung des Querschnitts. Die einzelnen Abmessungen des Querschnitts sind in Bild 5.13 ersichtlich. Als Lastfall ist eine antimetrische vertikale Linienlast von $p_{s,l,r} = \pm\ 0{,}3906$ MN/m über den Stegen vorgesehen.

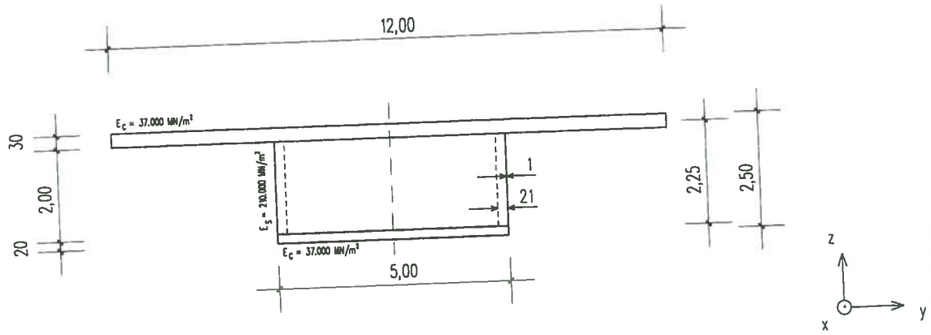

Bild 5.13: Querschnittsabmessungen des Hohlkastens

Die Abmessungen des gefalteten Steges werden wie folgt gewählt:

$a_1 = 30$ cm
$a_2 = 30$ cm
$\gamma = 45°$
$t = 10$ mm

Der Schubkorrekturfaktor wird in diesem Beispiel in Abhängigkeit der Fertigungsgenauigkeit und der Faltengeometrie wie folgt ermittelt:

$\beta = 1{,}757$

5.2.3 Analogie des elastisch gebetteten Balkens

Bei dem Verfahren nach der Analogie des elastisch gebetteten Balkens sind aus dem Wölbmoment $M_{\omega P}$ über die Gleichung 5.90 die Längsspannungen zu errechnen, um das Moment M_z der Gurte zu erhalten.

$$\sigma_{P,5,6} = \frac{M_{\omega P}}{I_{\omega P}} \cdot \omega_{P,5,6} \tag{5.90}$$

$$M_{o,u,z} = t_{o,u} \cdot \frac{b}{4} \cdot \sigma_{P,5,6} \tag{5.91}$$

Für die Beispielrechnung nach der Analogie des elastisch gebetteten Balkens ergeben sich folgende Querschnittswerte:

Verzerrende Last: $\overline{m}_\chi = b_o \cdot \frac{p_{a,l,r}}{2} = 5 \cdot \frac{0{,}3906}{2} = 0{,}977$ MNm / m

Wölbsteifigkeit: $I_{\omega P} = 2{,}515\ m^6$

Rahmensteifigkeit: $EI_R = 117{,}36$ MN

Wölbordinate: $\omega_{P,5} = -0{,}311\ m^2$

Die Lagerung des Analogiesystems des elastisch gebetteten Balkens ergibt, durch die starren Querscheiben bedingt, eine punktförmige Lagerung.

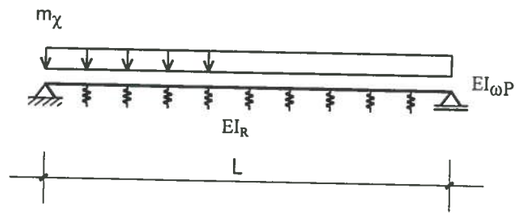

Bild 5.14: Analogiesystem des elastisch gebetteten Balkens

5.2.4 Modellierung des hybriden Hohlkastens mit der Finite-Element-Methode

Die Modellierung des hybriden Hohlkastenträgers mit der Finite-Element-Methode erfolgt mit dem Programm MARC / MENTAT [62,63]. Die Abbildung des räumlichen Trägers erfordert eine große Elementzahl. Um die Anzahl unbekannter Größen zu reduzieren, werden einfache Elemente eingesetzt. Die Stege werden mit Vier-Knoten-Schalenelementen und die Gurte mit Acht-Knoten-Volumenelementen modelliert. Der Obergurt besteht aus einer Reihe Volumenelementen mit insgesamt sechzehn Elementen. Der Untergurt wird mit einer Reihe von 8 Elementen modelliert. Die Stege werden durch zehn Elementreihen in der Höhe und 2 Elemente je Faltenlänge $a_{1,2}$ abgebildet.

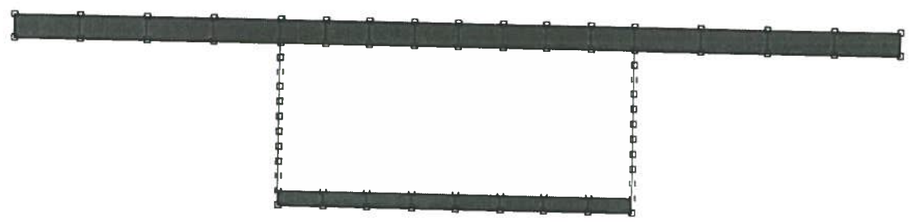

Bild 5.15: Finite-Element-Netz des hybriden Hohlkastenquerschnitts

Der Schubkorrekturfaktor wird durch die Abminderung der Schubsteifigkeit (G_{xz}) berücksichtigt. Dabei ist im Schubkorrekturfaktor β das Verhältnis der abgewickelten Steglänge zur projizierten Steglänge enthalten. Der Steg wird durch eine gefaltete Finite-Element-Struktur abgebildet.

Für den Schubmodul der Beispielrechnung ergibt sich nach Gleichung 5.60:

$$G_{x,z,id} = \frac{1}{1{,}5} \cdot 80770 = 53850\ MN / m^2$$

Eine antimetrische vertikale Linienlast $p_{a,l,r}$ wird auf der Fahrbahnplatte über dem Steg aufgebracht:

$$p_{s,l,r} = \pm\, 0{,}3906 \text{ MN / m}$$

Dies ergibt bei zweihundert Knoten für die einzelnen vertikalen Knotenlasten:

$$p_{z,Knoten} = \pm\, 0{,}05 \text{ MN / Knoten}$$

Die Vergleichsgrößen müssen durch eine Auswertung der einzelnen Knotenwerte errechnet werden. Das Biegemoment M_Z des Obergurtes ergibt sich aus der Integration der einzelnen Knotenwerte über die Elementfläche und der Multiplikation mit dem Abstand der Resultierenden. Der Verzerrungswinkel χ ergibt sich aus den Horizontalverschiebungen in Querrichtung des Ober- und Untergurtes und der Stegdurchsenkung nach der bereits beschriebenen Gleichung (5.61).

Die Lagerung der Finite-Element-Struktur erfolgt durch Festhalten der Hohlkastenknoten in y,z-Richtung an den Enden des Trägers. Um eine Starrkörperverschiebung zu verhindern, wird ein Knoten des Untergurtes in der Symmetrieachse zusätzlich in x-Richtung festgehalten.

5.2.5 Modellierung des hybriden Hohlkastens mit einem räumlichen Stabwerk

Die Modellierung des hybriden Hohlkastens mit einem räumlichen Stabwerk erfordert die Bestimmung der einzelnen Stabsteifigkeiten (vgl. 5.1.4.3). Die Berechnung erfolgt mit dem Programmpaket von SOFISTIK [86]. Der antimetrische Lastfall wird durch vertikale Stablasten $p_{a,l,r} = \pm\, 0{,}3906$ MN/m direkt auf die Obergurtstäbe aufgebracht.

Die einzelnen Stabsteifigkeiten a bis i der Beispielrechnung sind in nachfolgender Tabelle 5.1 aufgeführt. Der E-Modul wird mit 37000 MN/m^2 gewählt:

Tabelle 5.1: Einzelne Stabsteifigkeiten

Stabsteifigkeiten: Stäbe a bis i					
Stab	Bezeichnung	Querschnitts-fläche [m^2]	Biege-steifigkeit 1 [m^4] × 10^{-3}	Biege-steifigkeit 2 [m^4]	Torsions-steifigkeit [m^4] × 10^{-3}
a	Obergurt längs (links, rechts)	$A_x = 1{,}8$	$I_y = 13{,}5$	$I_z = 10{,}35$	$I_x = 54{,}0$
b	Untergurt längs (links, rechts)	$A_x = 0{,}1666$	$I_y = 1{,}6666$	$I_z \cong 0$	$I_x = 6{,}6666$
c	Vertikale Stäbe Steg	$A_z = \infty$	$I_x = 0{,}16061$	-	-
d	Schubstäbe Steg	$A_{xz} = 0{,}0411$	-	-	-
e	Schubstäbe Obergurt	$A_{xy} = 5{,}375$	-	-	-
f	Untergurt längs Mitte	$A_x = 0{,}6666$	-	-	-
g	Schubstäbe Untergurt	$A_{xy} = 0{,}2404$	-	-	-
h	Stäbe Obergurt (Querrichtung)	$A_y = 0{,}384$	$I_x = 2{,}880$	-	-
i	Stäbe Untergurt (Querrichtung)	$A_y = 0{,}256$	$I_x = 0{,}8533$	-	-

5.2.6 Ergebnisse der Vergleichsrechnung

Der Vergleich des nach den drei Rechenverfahren ermittelten Verzerrungswinkels χ (Tabelle 5.2) als Maß der Profilverzerrung ergibt eine sehr gute Übereinstimmung. Dies weist auf eine gute Erfassung der Steifigkeitsverhältnisse hin.
Der Vergleich der Längsspannungen aus der Profilverzerrung erfolgt anhand des zugehörigen Biegemoments M_Z. Es zeigen sich eine sehr gute Übereinstimmung zwischen dem elastisch gebetteten Balken und dem räumlichen Stabwerk. Das mit der Finite-Element-Methode ermittelte Biegemoment weicht jedoch ab.

Tabelle 5.2: Rechnerischer Vergleich des Verzerrungswinkels χ und des Biegemoments M_z nach den drei vorgestellten Rechenverfahren:

Rechnerischer Vergleich: gebetteter Balken -FEM - Stabwerk					
		gebetteter Balken	FEM	Stabwerk	Mittelwert
χ	10^{-3}	6,75	6,89	7,09	6,91
Abweichung	%	-2,4	-0,2	+2,6	-
M_Z	[MNm]	9,21	5,84	8,79	7,95
Abweichung	%	+15,8	-26,5	+10,5	-

5.2.7 Beurteilung

Die Abweichung der mit der Finite-Element-Methode bestimmt Schnittkraft M_Z, zeigt, daß die nachträgliche Schnittkraftermittlung aus den einzelnen Knotenwerten ungenau ist. Für eine bessere Schnittkraftbestimmung sind die Gurte durch ein feineres Finite-Element-Netz abzubilden. Die Symmetrieeigenschaft der antimetrischen Belastung halbiert die Anzahl unabhängiger Elemente. Dies bedeutet für den Obergurt noch acht unabhängige Elemente, für den Untergurt gerade noch vier. Zusätzlich ergibt die Steg-Gurt-Verbindung durch die konzentrierte Dehnungsänderung eine Singularität. Die Integration der Knotenwerte im Bereich der Singularität erzeugt eine erhebliche Abweichung bei der Schnittkraftermittlung. Der Vergleich zeigt die Problematik der Finite-Element-Methode bei der Modellierung ganzer Brückenträger auf. Auf eine weitere Berechnung mit einem feineren Elemente-Netz wird verzichtet, da die sehr gute Übereinstimmung des Verzerrungswinkels χ nach allen drei Verfahren eine erfolgreiche Erfassung der Steifigkeitsverhältnisse des Trägers wiedergibt.
Die Berechnung des hybriden Trägers nach der Analogie des elastisch gebetteten Balkens kann zur Erfassung der Profilverzerrung angewendet werden, wie die gute Übereinstimmung in der Vergleichsrechnung zeigt. Die Ungenauigkeiten aus den vereinfachenden Annahmen (vgl. 5.1.2.4) erweisen sich als geringfügig. Längsspannungen, die aus einer wölbbehinderten Lagerbedingungen entstehen, müssen jedoch zusätzlich betrachtet werden.
Die Modellierung des hybriden Querschnitts durch ein räumliches Stabwerk bildet den hybriden Querschnitt gut ab. Diese Abbildung eignet sich für den Einsatz in der Praxis. Die anfänglich aufwendig wirkende Generierung des räumlichen Modells kann anhand der in Abschnitt 5.4.1 hergeleiteten Stabsteifigkeiten schnell erfolgen. Der praktische Ingenieur ist mit dem Einsatz von Stabwerkprogrammen vertraut. Ein weiterer Vorteil besteht in der Flexibilität der Modellierung mit Stabwerken. Änderungen in den Querschnittsabmessungen können problemlos erfaßt werden. Zudem können die Auflagerbedingungen an die wirklichen Verhältnisse angepaßt werden. Dies erlaubt auch eine Modellierung starrer Querschotte (Wölbbehinderung) und die Erfassung der daraus entstehenden Zwangsschnittkräfte.

Kapitel 6

Vorspannung und Langzeitverluste

6.1 Vorspannung

6.1.1 Einleitung

Die Wirkung der Vorspannung bei einer exzentrischen Anordnung der Spannglieder besteht aus einer Normalkraft und einem Biegemoment. Die Normalkraft erzeugt eine zentrische Druckspannung im Gesamtquerschnitt, das Moment bewirkt eine zusätzliche Druckspannung am gezogenen Querschnittsrand.
Massive Brückenquerschnitte weisen eine große Querschnittsfläche auf. Daraus resultiert eine niedrige zentrische Spannung aus der Normalkraft der Spannglieder. Die Stege eines Brückenträgers und somit die Vorspannung in ihnen tragen wenig zur Aufnahme der Biegemomente bei.
Durch den kombinierten Einsatz von Baustahl und Konstruktionsbeton (Verbundkonstruktion, hybride Konstruktion) kann die Querschnittsfläche im Vergleich zum massiven Querschnitt bei gleicher Tragfähigkeit vermindert werden. Die Normalkraft aus der Vorspannkraft wirkt auf eine kleinere Fläche. Daraus resultiert eine Steigerung der zentrischen Spannung im Querschnitt. Der Wirkungsgrad der Vorspannkraft wird erhöht. Der Wirkungsgrad kann durch das Verhältnis des Widerstandmoments (W_y) zur Querschnittsfläche (A_{ges}) gekennzeichnet werden. Ein großer Verhältniswert (W_y/A_{ges}) bedeutet einen hohen Wirkungsgrad der Vorspannung.
Eine weiterführende Optimierung des Querschnitts und die Verbesserung des Wirkungsgrads der Vorspannung wird durch die hybride Konstruktion mit gefalteten Stahlstegen erreicht. Gefaltete Stahlstege entziehen sich einwirkenden Längskräften (vgl. Kapitel 4). Die Längskräfte aus der Vorspannung wirken ausschließlich in den Gurtplatten und können gezielt zur Aufnahme der Biegemomente herangezogen werden.

6.1.2 Spanngliedführung

Die Spannglieder können, wegen den Stahlstegen der hybriden Konstruktion, nicht parabelförmig verlegt werden. Die Vorspannung wird deshalb durch in Verbund liegende, in den Gurtplatten verlegte Spannglieder mit Verbund oder durch externe im Hohlkasten geführte Spannglieder aufgebracht. Spannglieder in den Gurtplatten wirken gezielt und auf eine reduzierte Querschnittsfläche. Bei der externen Vorspannung wird über Umlenkkräfte an Sattelkonstruktionen oder Ankerkräfte an Querscheiben die Vorspannung in den Brückenträger eingetragen. Die externen Spannglieder können überwacht und falls erforderlich sogar ausgetauscht werden.
Die Wahl der Spanngliedführung und die Art der Vorspannung wird wesentlich vom ausgeführten Bauverfahren beeinflußt (s. Kapitel 7).

6.1.3 Tragverhalten

6.1.3.1 Statisch bestimmter Träger

Wie bereits erwähnt, nimmt der gefaltete Steg keine Längsnormalkräfte auf. Dies bedeutet für den vorgespannten Einfeldträger, daß eine Vorspannung des Untergurts zwar eine Verkrümmung des gesamten Trägers erzeugt, die Vorspannkraft sich jedoch nicht auf den Obergurt überträgt. Die Vorspannkraft wirkt deshalb auf eine reduzierte Querschnittfläche. Dadurch vermindert sich die

erforderliche Vorspannkraft beträchtlich. Spannstahl kann insbesondere im Vergleich zum massiven Hohlkastenquerschnitt in erheblichem Maße eingespart werden. Dieses Tragverhalten wurde an einem Einfeld-Brückenträger durch eine Finite-Element-Rechnung mit dem Programm MARC [62] anschaulich dargestellt (Bild 6.1). Bei diesem Brückenträger wurde der Lastfall Vorspannung der unteren Gurtplatte dargestellt. Deutlich zeigt sich die Verkrümmung des gesamten Trägers, während die Dehnung aus der Vorspannung (rote/helle Farbe) nicht in den Steg bzw. in den Obergurt übertragen wird.

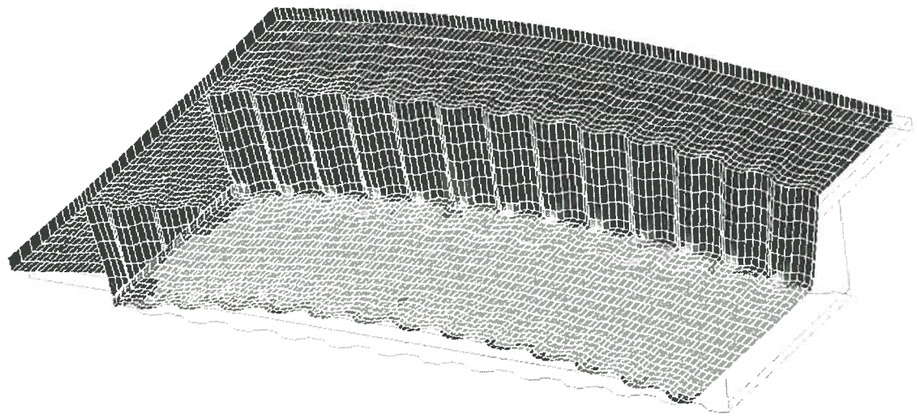

Bild 6.1: Einfeld-Brückenträger mit vorgespanntem Untergurt

6.1.3.2 Statisch unbestimmter Träger

Beim statisch unbestimmten Träger erfolgt keine unbehinderte Verkrümmung wie beim Einfeldträger. Die Lagerbedingungen behindern die freie Verformung. Diese Behinderung erzeugt vertikale Lagerkräfte. Lagerkräfte wirken wie äußere Kräfte und werden vom Gesamtquerschnitt aufgenommen. Dies hat zur Folge, daß die Vorspannkräfte in beide Gurte übertragen werden. Eine Vergleichsrechnung an einem Fachwerkträger, der sich für die Modellierung der hybriden Konstruktion (vgl. Kapitel 4 und Kapitel 5) eignet, zeigt deutlich den Einfluß der statisch unbestimmten Lagerung auf das Tragverhalten eines vorgespannten Durchlaufträgers. Das Kräftepaar ($N'_{P,o}$, $N'_{P,u}$) aus dem Zwangsmoment der Vorspannung M'_P resultierend, ist mit der Vorspannkraft P zu überlagern.

In der dargestellten Berechnung wird eine Vorspannung nur am Untergurt aufgebracht. Die vertikalen Auflagerkräfte A_V bewirken eine Überlagerung der Vorspannkraft in Ober- und Untergurt und der Zwangsschnittkräfte (Bild 6.1).

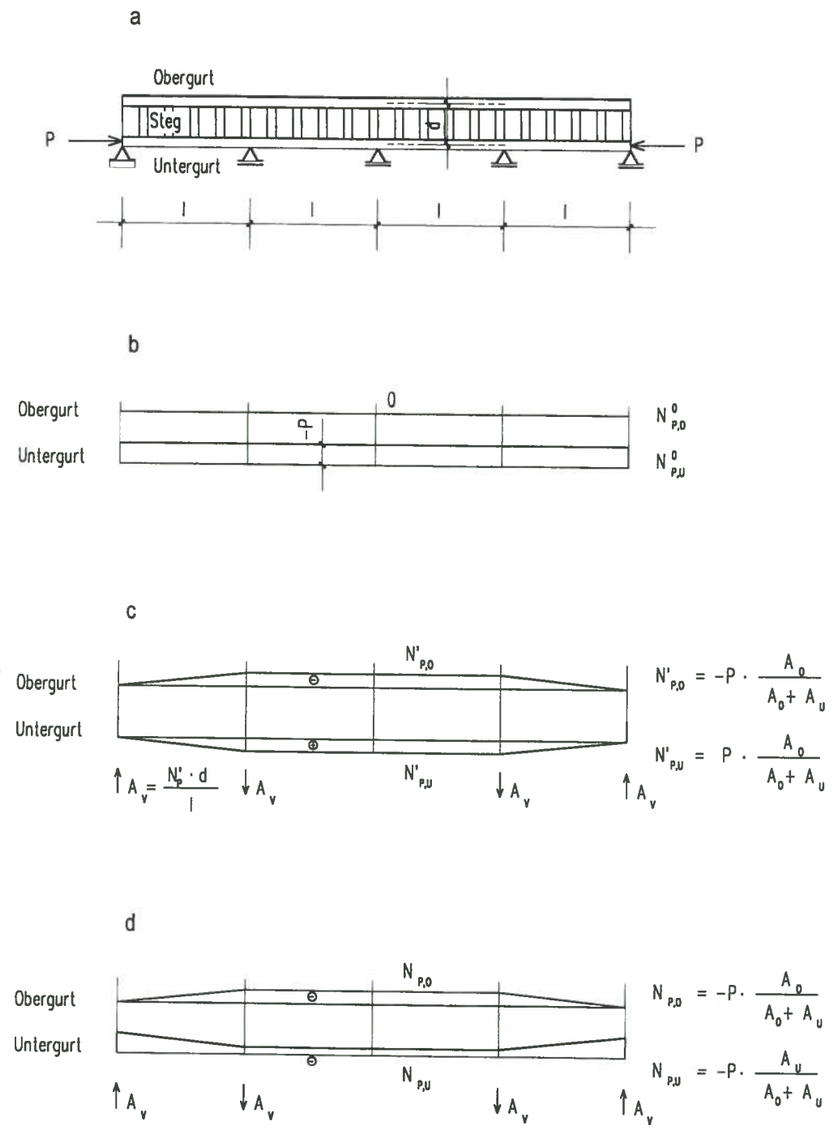

Bild 6.2: Wirkungsweise der Vorspannung am hybriden Durchlaufträger
a: Durchlaufträger mit Vorspannung des Untergurtes
b: Gurtnormalkräfte N_P^0 am statisch bestimmten Grundsystem
c: Gurtnormalkräfte N_P' und Auflagerkräfte A_V infolge Zwangsschnittkräfte
d: Resultierende Gurtnormalkräfte N_P

6.1.3.3 Vorteile des idealen Zweipunktquerschnitts

Der ideale Zweipunktquerschnitt zeichnet sich durch eine voneinander unabhängige Wirkungsweise des Ober- und Untergurtes aus. Dies gilt jedoch nur beim statisch bestimmten hybriden Träger mit gefalteten Stahlstegen. Die erforderliche Vorspannkraft zur Einhaltung der Dekompression am Rande

des betrachteten Trägers unterscheidet sich - unter der Annahme des idealen Zweipunktverhaltens - von einem massiven Querschnitt bei gleicher Beanspruchung. Die Normalkraft zum Überdrücken der Zugbeanspruchung ist beim idealen Zweipunktquerschnitt auf einer wesentlich geringeren Fläche aufzubringen. Ein weiterer Vorteil ist, daß der Druckbereich des Querschnitts nicht durch zusätzliche Längsspannungen beansprucht wird. Nachfolgend wird ein vereinfachter Vergleich eines idealen Zweipunktquerschnitts mit einem Vollquerschnitt durchgeführt. Die Einsparung der Vorspannung beim Zweipunktquerschnitt ist von den Plattenabmessungen abhängig. In der Betrachtung ist der günstige Einfluß des reduzierten Eigengewichts nicht berücksichtigt. In dem nachfolgenden Bild 6.3 werden die Abmessungen und Abhängigkeiten erläutert.

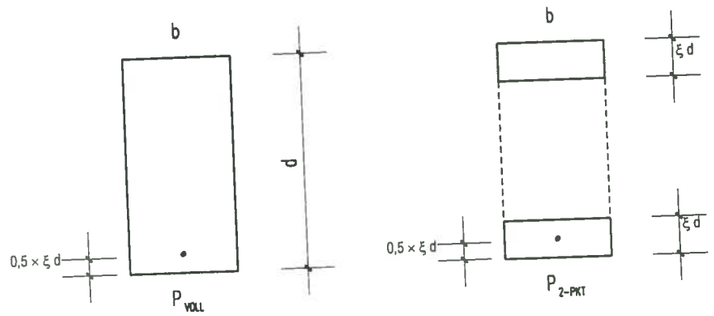

Bild 6.3: Geometrie Vollquerschnitt und Zweipunktquerschnitt

Die Vorspannkraft des Vollquerschnitts kann mit dem nach der Gleichung 6.2 ermittelten Faktor ψ für den Zweipunktquerschnitt abgemindert werden.

$$P_{2-Pkt} = \psi \cdot P_{voll} \tag{6.1}$$

$$\psi = \frac{\frac{4}{3} - \xi}{(1-\xi)\cdot(2-\xi)} \tag{6.2}$$

Das Bild 6.4 zeigt die Vorspannkraft des Zweipunktquerschnitts im Verhältnis zum Vollquerschnitt (ψ) in Abhängigkeit von der gewählten, bezogenen Plattendicke (ξ).

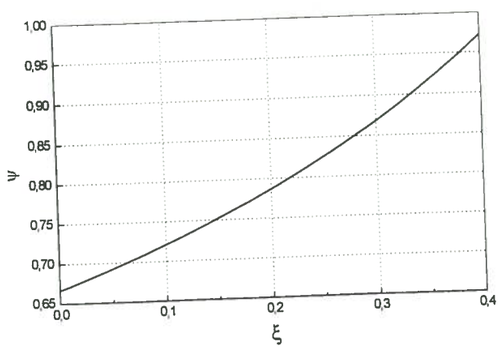

Bild 6.4: Reduktionsfaktor ψ im Vergleich der erforderlichen Vorspannkräfte beim Zweipunktquerschnitt bzw. Vollquerschnitt in Abhängigkeit der Gurtplattendicke ξ

6.2 Langzeitverluste

6.2.1 Einleitung

Baustahl und Konstruktionsbeton besitzen - wie allgemein bekannt ist - ein unterschiedliches Langzeitverhalten. Beton unterliegt dem zeitabhängigen Verformungsverhalten von Kriechen und Schwinden, Baustahl hingegen nicht. Die Grundlagen von Kriechen und Schwinden des Betons sind in verschiedenen Veröffentlichungen [7,94] ausführlich beschrieben. Das Tragverhalten des aus beiden Baustoffen bestehenden hybriden Trägers wird durch dieses unterschiedliche Langzeitverhalten beeinflußt. Das Langzeitverhalten besteht darin, daß sich der Konstruktionsbeton zusätzlich verformt. Behindert der Baustahl die freie Verformung des Konstruktionsbetons, entstehen Zwangsschnittkräfte. Wie bereits beschrieben besitzt der gefaltete Stahlsteg in Brückenlängsrichtung eine vernachlässigbare Dehnsteifigkeit. Der Steg behindert die freie Verformung der Betongurte nicht. Wird der Verbund zwischen Stahlsteg und Betongurt jedoch auf herkömmliche Weise ausgeführt, d.h. die Verbundmittel werden auf einem mit dem Steg verschweißten Stahlflansch aufgebracht, wird die freie Verformung des Konstruktionsbetons behindert. Es entstehen bei dieser Ausführung Zwangsschnittkräfte und daraus Spannungsumlagerungen. Nachfolgend wird ein Rechenverfahren zur Erfassung der Spannungsumlagerungen vorgestellt. Die Größenordnungen der Umlagerung und der daraus resultierenden Vorspannverluste werden an einem rechnerischen Beispiel ermittelt.

6.2.2 Spannungsumlagerungen

6.2.2.1 Einleitung

Die zeitabhängigen Verformungen bewirken eine Umlagerung der Längsspannungen, sowie der sekundären Biegespannungen in den Gurten. Die Betongurte werden entlastet und die Stahlflansche beansprucht. Dies bringt eine Verschiebung der Dehnungsverteilung mit sich. Der Querschnitt bleibt eben. Deshalb müssen die Kompatibilitätsbedingungen in der Kontaktfuge zwischen Gurt und Stahlflansch eingehalten werden. Bei der Umlagerung der Schnittkräfte entsteht ein Eigenspannungszustand. Die Schnittkräfte sind innerhalb des Querschnitts im Gleichgewicht. Aus der Umlagerung resultieren keine Kräfte. Der geänderte Dehnungsverlauf des Gurtes ergibt einen Spannungsverlust in den im Verbund liegenden Spanngliedern. Die Größe der Spannungsumlagerung infolge Kriechen und Schwinden kann anhand der Gleichgewichtsbetrachtung und der Erfüllung der Kompatibilität berechnet werden.

6.2.2.2 Rechnerische Beschreibung der Spannungsumlagerung

Die rechnerische Herleitung der Spannungsumlagerung erfolgt auf den in [66] dargestellten Grundlagen und wird auf die Verhältnisse des hybriden Trägers angepaßt. Die Gurte werden in Ortbeton hergestellt. Ausgangsschnittkräfte vor dem Verbund mit dem Stahlflansch sind deshalb im Betonquerschnitt nicht vorhanden. Im Stahlflansch können aus dem Bauzustand resultierende Längspannungen vorhanden sein. Diese Spannungen beeinflussen das zeitabhängige Verformungsverhalten des gemeinsamen Querschnitts jedoch nicht. Sie bleiben im Stahlflansch. So können die Umlagerungsschnittkräfte ab dem Zeitpunkt der gemeinsamen Belastung berechnet werden. Die Biegesteifigkeit des Stahlflansches kann vernachlässigt werden. Biegespannungen werden deshalb nicht berücksichtigt. Die Relaxation des Baustahls kann vernachlässigt werden. Eine Berücksichtigung der Relaxation des Spannstahls ist bei diesem Rechenverfahren nicht vorgesehen. Der Einfluß auf die Spannungsumlagerung am hybriden Querschnitt ist gering.
Die Dehnungen in der Kontaktfuge $\varepsilon_{0,K}$ beim Belastungsbeginn (Zeitpunkt t=0) errechnen sich wie folgt:

$$\varepsilon_{0,K} = \frac{N_0}{E_c \cdot (A_c + nA_F)} + \frac{M_0}{E_c \cdot I_{ges}} \cdot e_{ges,K} \tag{6.3}$$

Die Bezeichnungen bzw. die geometrischen Abmessungen und die Vorzeichenregelungen sind in der nachfolgenden Darstellung ersichtlich:

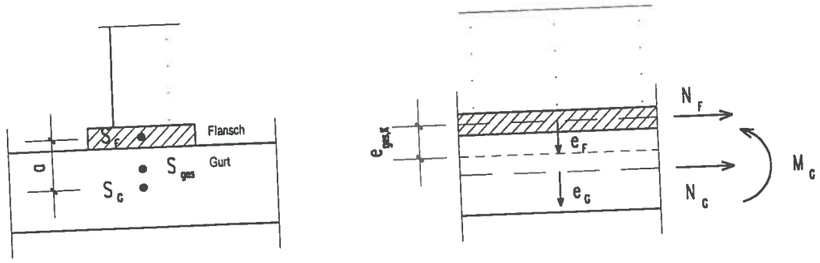

Bild 6.5: Abmessung und Vorzeichenregelung der Gurt-Steg-Verbindung

Die Umlagerungsschnittkräfte werden nach dem Verfahren von Trost [94] berechnet. Die zusätzlichen Dehnungen ε in der Kontaktfuge K können für den Stahlflansch (Gl. 6.4) und für den Betongurt (Gl. 6.5) in Abhängigkeit der Zeit, wie folgt, berechnet werden:

Für den Stahlflansch:

$$\Delta\varepsilon_{F,K}(t) = \frac{\Delta N_F(t)}{E_F A_F} + \frac{\Delta M_F(t)}{E_F I_F} \cdot e_F \tag{6.4}$$

Für den Betongurt:

$$\Delta\varepsilon_{G,K}(t) = \varepsilon_{0,K}\,\varphi + \left(\frac{\Delta N_G(t)}{E_G A_G} + \frac{\Delta M_G(t)}{E_G I_G} \cdot e_G\right) \cdot (1 + \mu\,\varphi) + \varepsilon_{cs,G} \tag{6.5}$$

Die Gleichgewichtsbedingungen des Querschnitts unter Vernachlässigung der Biegesteifigkeit des Stahlflansches sind:

$$\Delta N_F(t) + \Delta N_G(t) = 0 \tag{6.6}$$

$$\Delta M_G(t) + a \cdot \Delta N_G(t) = 0 \tag{6.7}$$

Die Kompatibilitätsbedingungen ergeben in der Kontaktfuge:

$$\Delta\varepsilon_{F,K}(t) = \Delta\varepsilon_{G,K}(t) \tag{6.8}$$

Es wird ein Gleichungssystem gebildet. Daraus kann die Schnittkraftumlagerung (ΔN_G, ΔN_F, ΔM_G) vom Betonquerschnitt in den Stahlflansch ermittelt werden. Aufgrund der Dehnung des Betongurts in der Höhe der Spanngliedlage, errechnet sich der Langzeitverlust der Vorspannkraft ΔP_∞ wie folgt:

$$\Delta P_\infty = P_0 \cdot \frac{\Delta\varepsilon_{P,\infty}}{\varepsilon_{0,P}} \tag{6.9}$$

mit

$$\Delta\varepsilon_{P,\infty} = \Delta N_G \cdot \frac{(1 + \mu\,\varphi)}{E_G A_G} \tag{6.10}$$

6.2.2.3 Größenordnung der Schnittkraftumlagerung und des Spannkraftverlustes infolge Langzeitwirkung

Die Berechnung der Schnittkraftumlagerung hängt von den geometrischen Abmessungen, den Ausgangspannungen zum Zeitpunkt Null, der Kriechzahl φ, dem Relaxationsbeiwert des Betons μ und der Schwinddehnung ε_{cs} ab. Aufgrund dieser Anzahl von Einflußparametern kann keine allgemeingültige Umlagerungsgröße und entsprechend kein Spannkraftverlust angegeben werden. Interessant ist jedoch in welcher Größenordnung die Schnittkraftumlagerung und der Spannkraftverlust zu erwarten ist. Es wird deshalb eine Beispielrechnung an einem Brückenquerschnitt durchgeführt. Dabei werden folgende Annahmen getroffen und folgende Ausgangsgrößen gewählt:

Annahmen: Die Kräfte des Ober- und Untergurtes beeinflussen sich gegenseitig nicht. Es kann deshalb die rechnerische Betrachtung des Hohlkastenquerschnitts auf einen Gurt beschränkt werden. Im Beispiel wird der Untergurt untersucht. Die Längskraft aus ständigen Lasten wirkt im gemeinsamen Schwerpunkt von Gurt und Flansch, die Längsspannung wird in der Beispielrechnung mit σ_x = -2,0 MPa (N_{ges} = -2,11 MN, N_G = -2,0 MN, N_F = -0,11MN) angenommen. Infolge der Symmetrie wird nur ein Gurt-Flansch-Anschluß untersucht. Die Spanngliedlage befindet sich im Schwerpunkt des Betongurtes. Die Spannung des Spanngliedes wird unter Berücksichtigung der Reibungsverluste in diesem Beispiel mit $\sigma_{0,P}$ = 1100 MPa angenommen.

Geometrische Größen:	Gurt:	$A_G = 1{,}0\ m^2$
		$I_G = 7{,}5 \times 10^{-3}\ m^4$
		$e_G = -0{,}15\ m$
	Flansch:	$A_F = 0{,}01\ m^2$
		$a = 0{,}165\ m$
Materialkennwerte:	Gurt:	$E_G = 37000\ MN/m^2$
		$\varphi = 2{,}60$
		$\mu = 0{,}80$
		$\varepsilon_{cs} = 28 \times 10^{-5}$
	Flansch:	$E_F = 210000\ MN/m^2$
		$n \approx 5{,}6$

Die Berechnung erfolgt anhand der Gleichgewichts- und Kompatibilitätsbedingungen laut den Ausführungen unter 6.2.2.2.

Die Schnittkraft-Umlagerung errechnet sich wie folgt:

Umlagerungsschnittkräfte:	Gurt:	ΔN_G = 0,504 MN
		ΔM_G = -0,0832 MNm
	Flansch:	ΔN_F = -0,504 MN

Umlagerung: $\frac{\Delta N_G}{N_G} = 25{,}2\ \%$

Spannkraftverlust: Der Spannkraftverlust errechnet sich nach (Gl. 6.9). Dies entspricht einem Verlust von 0,74 % in der Beispielrechnung.

6.2.2.4 Beurteilung

Die Schnittkraftumlagerung innerhalb des Gurtes mit 25,2 % (wie im obigen Beispiel berechnet) ist erheblich. Da es sich um Eigenspannungszustände handelt, beeinflußt die Umlagerung der Schnittkräfte innerhalb des Gurtes den Grenzzustand der Tragfähigkeit nicht. Das Einhalten der Bemessungskriterien im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit wird ebenfalls nicht negativ beeinflußt. Die äußeren Randspannungen des Betongurtes nehmen sogar zu und verbessern die Gebrauchstauglichkeit. Der errechnete Spannkraftverlust ist äußerst gering und kann bei ähnlichen Randbedingungen vernachlässigt werden. Die Ausführung des Verbundes zwischen Gurt und Steg mit auf dem Flansch angebrachten Verbundmitteln beeinflußt das Tragverhalten infolge des Langzeitverhaltens kaum.

Kapitel 7

Konstruktive Ausführung und Bauverfahren

7.1 Konstruktive Ausführung

7.1.1 Einleitung

Für die praktische Umsetzung der hybriden Brückenkonstruktion sind Lösungen zur konstruktiven Ausführung unter Berücksichtigung der Dauerhaftigkeit, des Bauverfahrens und der wirtschaftlichen Gesichtspunkte erforderlich. Der wichtigste Detailpunkt des hybriden Brückenquerschnitts ist die Herstellung des Verbundes zwischen den Betongurten und den Stahlstegen. Dieser Knoten muß Schubkräfte aus dem Längssystem und Biegemomente aus der Quertragwirkung übertragen können. Zudem ist der Anschluß des Untergurtes konstruktiv schwierig und für die Dauerhaftigkeit des Bauwerks von großer Bedeutung. Virlogeux [95] weist darauf hin, daß ein „Dreier-Kontaktpunkt" von Luft, Beton und Stahl korrosionsgefährdend ist. Bilden sich zusätzlich Sammelpunkte für Kondenswasser im Anschlussbereich von Steg und Konstruktionsbeton, fördert dies den korrosiven Angriff in erheblichem Maß. Die Verdichtung des Betons muß im Bereich des Gurtanschlusses einwandfrei erfolgen können. Luftblasen oder gar Kiesnester mindern die Dauerhaftigkeit oder sogar die Tragfähigkeit.

7.1.2 Anordnung des Untergurtes

7.1.2.1 Einleitung

Für den Anschluß des Untergurtes werden folgende drei Varianten vorgestellt:

- Das direkte Auflegen des Untergurtes auf den angeschweißten Stahlflansch
- Das Anhängen des Betongurtes an den Stahlflansch
- Das direkte Einbinden des Steges in die Betongurte

Auf die Wahl der Verbundmittel wird in Abschnitt 7.1.3 eingegangen.

7.1.2.2 Aufgelegter Untergurt

Der naheliegendste konstruktive Vorschlag ist das direkte Auflegen des Betongurtes auf den Stahlflansch (Bild 7.1). Das Ansammeln des Kondenswassers ist durch ein Gefälle im Anschlußbereich der Gurtplatte zu verhindern. Der „Dreier-Kontaktpunkt" von Luft, Beton und Stahl erfordert einen stahlbautechnischen Schutz des Steges gegen Korrosion [33,34]. Eine akute Korrosionsgefahr im geschlossenen Hohlkasten besteht jedoch nicht. Die Verbundmittel können horizontal am Steg und vertikal auf dem Flansch angebracht werden; sie werden hauptsächlich auf Schub beansprucht. Aufwendig ist bei dieser Konstruktion das Anschweißen des Stahlflansches an den gefalteten Steg.

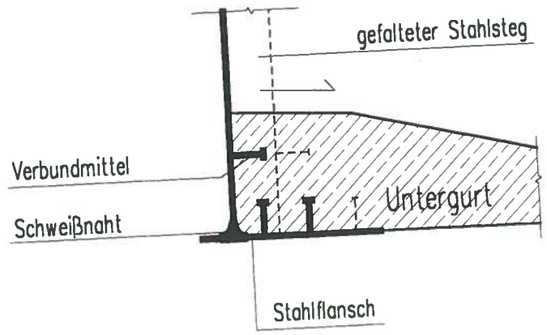

Bild 7.1: Gurt direkt auf den Stahlflansch aufgelegt

7.1.2.3 Angehängter Untergurt

Virlogeux schlägt in [95] vor, den Betongurt an den Flansch zu hängen. Somit wird der bereits genannte „Dreier-Kontaktpunkt" im Bereich des Steges vermieden (Bild 7.2). Luft, Stahl und Beton befinden sich am Rande des Flansches und beeinflussen selbst bei auftretender Korrosion weder den Verbund noch den Steg. Die Stahlbauteile sind mit üblichem stahlbautechnischem Korrosionsschutz [33,34] zu versehen. Das Anhängen sollte geneigt und nicht vertikal erfolgen, um die Luftblasenbildung und eine ungenügende Verdichtung unterhalb des Flansches zu verhindern. Die Verbundmittel sind vertikal auf dem Flansch anzubringen. Sie werden auf Schub und auf Zug beansprucht. Aufwendig bei dieser Konstruktion ist ebenfalls das erforderliche Anschweißen des Stahlflansches an den gefalteten Steg. Die ausgeführten hybriden Brückenkonstruktionen Charente-Brücke [2,36], Talbrücke Corniche [55], Shinkai Brücke [5,50] und Matsunoki Brücke Nr. 7 [90,47] sind mit angehängtem Untergurt aus Konstruktionsbeton ausgeführt worden.

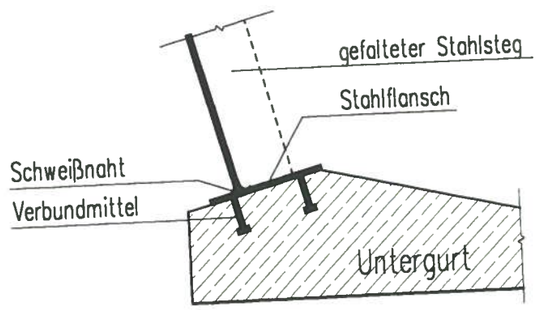

Bild 7.2: Gurt an Stahlflansch angehängt

7.1.2.4 Direktes Einbinden des Steges in den Untergurt

Ein konstruktiver Neuvorschlag ist das direkte Einbinden des Steges in den Betongurt. Das aufwendige Anschweißen des Stahlflansches an den Steg kann vermieden werden. Ein weiterer

Vorteil besteht im Langzeitverhalten. Schnittkraftumlagerungen vom Betongurt in den Stahlflansch treten nicht auf. Der „Dreier-Kontaktpunkt" im Innern des Hohlkastens ist durch stahlbautechnischen Korrosionsschutz zu sichern. Für die eingebundenen Stahlbauteile bietet das basische Milieu einen zusätzlichen Korrosionsschutz. Außerhalb des Hohlkastens sind zusätzliche Korrosionsschutzmaßnahmen wie zum Beispiel das Anbringen einer zusätzlichen Abdichtung oder das Nachverpressen in der Kontaktfuge erforderlich. Die Verbundmittel werden horizontal an den Steg aufgebracht.

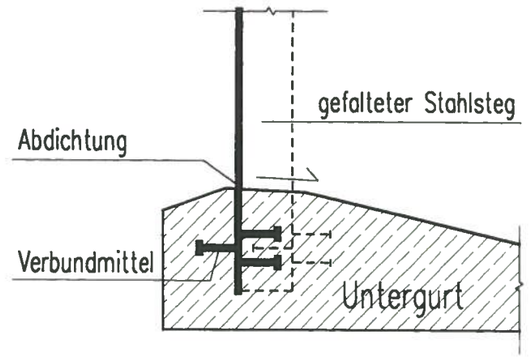

Bild 7.3: Direkt eingebundener Stahlsteg

7.1.3 Verbundmittel - Anschluß der Betongurte

7.1.3.1 Einleitung

Es werden zwei grundsätzlich verschiedene Verbundmittel, die Anwendung des Kopfbolzendübels und die Perfobondleiste, besprochen. Der herkömmliche Verbund mit Aufbringen der Verbundmittel auf einen Stahlflansch und das direkte Einbinden des Steges in die Betongurte werden beschrieben. Bei den Vorschlägen zur konstruktiven Ausführung wird auf die zugehörigen Richtlinien und Zulassungen hingewiesen. Der erforderliche Forschungsbedarf wird genannt.

7.1.3.2 Flansch mit Kopfbolzendübel

Das in Deutschland im Brückenbau fast ausschließlich angewandte Verfahren, den Verbund zwischen Stahl und Konstruktionsbeton herzustellen, erfolgt über den Kopfbolzendübel. Die Kopfbolzendübel werden nach der Richtlinie [67] und den Zulassungen (z.B. [21]) unter Berücksichtigung der Rand- und Mindestabstände auf den Stahlflansch aufgeschweißt. Der Kopfbolzendübel hat sich bewährt. Das Tragverhalten ist durch die breite Anwendung bekannt. Bei dieser konventionellen Verbundmethode wird das Anschweißen des Flansches an den gefalteten Steg ein zu berücksichtigender Kostenfaktor sein. Nach der Richtlinie [67] dürfen die Kopfbolzendübel nicht auf Zug beansprucht werden. Eine Ausführung mit angehängtem Untergurt (Bild 7.2) erfordert zusätzliche Untersuchungen mit Versuchsdurchführungen für eine Zustimmung im Einzelfall bzw. eine Zulassung.

7.1.3.3 Flansch mit Perfobond-Leiste

Die Perfobondleiste ist ein gelochter Flachstahlstreifen, der hochkant auf den Flansch angeschweißt wird (Bild 7.4). Mindestens ein Drittel der Querbewehrung der Betongurte wird durch die gestanzten Verbund-Löcher geführt und einbetoniert. Die Perfobondleiste wurde bei sämtlichen ausgeführten französischen hybriden Konstruktionen eingesetzt, und gilt als bewährte Methode. Das Verfahren der

Perfobondleiste ist auch in Deutschland bekannt. Die vom Ingenieurbüro Leonhardt Andrä und Partner beantragte Zulassung [22] ist jedoch am 21. Juli 1996 abgelaufen. Der Einsatz der Leiste würde eine neue Zulassung erfordern. Die alte Zulassung beschränkte sich auf die Anwendung der Perfobondleiste bei vorwiegend nicht ruhenden Lasten auf den Anschluß des Druckgurtes. Bei Versuchen, die zu einer erneuten Zulassung führen, sollten auch die Übertragung der Zugkräfte und der Anschluß des Zuggurtes bei vorwiegend nicht ruhenden Lasten untersucht werden.

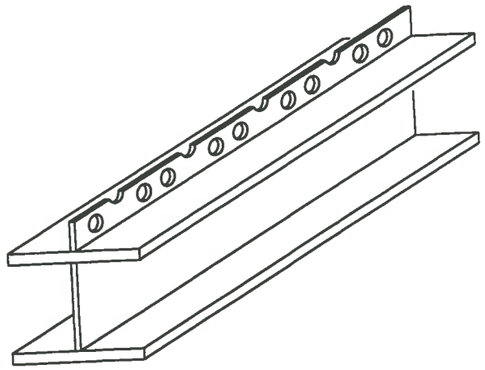

Bild 7.4: Perfobondleiste

7.1.3.4 Kopfbolzendübel direkt an den Steg geschweißt

Die Kopfbolzendübel werden in diesem konstruktiven Neuvorschlag direkt horizontal an den Steg geschweißt. Der Steg wird in diesem Bereich mit den Dübeln einbetoniert. Der gefaltete Steg übernimmt durch das schräge Stegblech einen Anteil der Schubübertragung. Drei verschiedene Anteile können festgestellt werden (Bild 7.5):

- Die Schubübertragung durch die Blechrauhigkeit
- Der Widerstand des schrägen Bleches
- Der Kopfbolzendübel

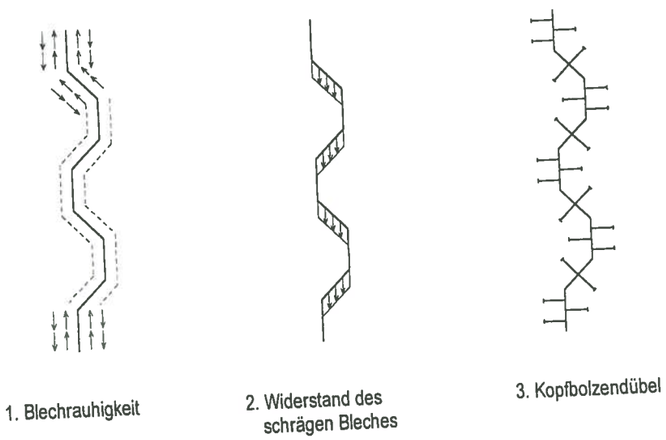

Bild 7.5: Anteile der Schubübertragung

Die Blechrauhigkeit darf bei nicht vorwiegend ruhenden Lasten, wie im Brückenbau üblich, rechnerisch nicht angesetzt werden. Zur Berechnung der Größe der Schubaufnahme durch den Widerstand des schrägen Bleches liegen keine Ergebnisse vor. Der anzusetzende Anteil ist durch Untersuchungen und Versuche zu bestimmen. Die horizontalen Kopfbolzendübel nehmen zusätzlich zum Längsschub auch Kräfte aus der Rahmenwirkung des Hohlkastens auf. Die Dübel werden haupsächlich auf Schub beansprucht und können deshalb nach der Zulassung [21] eingesetzt werden. Der Stahlflansch und die der Faltung der Stege folgende Schweißung entfällt. Die Bewehrungsführung der Plattenquerbewehrung ist jedoch relativ aufwendig. Es sind außerhalb des Hohlkastens in der Verbundfuge zusätzliche Maßnahmen zur Gewährleistung des Korrosionsschutzes erforderlich (vgl. 7.1.2.4).

7.1.3.5 Verbund-Löcher direkt im Steg

In Anlehnung an das Verbundverhalten der Perfobondleiste werden bei dieser neuartigen konstruktiven Ausführung Löcher direkt in den Steg gestanzt (Bild 7.6). Dies erspart die Anordnung eines angeschweißten Stahlflansches. Wird die gesamte Querbewehrung durch die Verbund-Löcher geführt, verbessert sich das Verbundverhalten und die Bewehrungsführung wird erleichtert. Die schräge Stegfläche trägt (vgl. 7.1.3.4) zum erhöhten Schubwiderstand des Querschnitts bei.

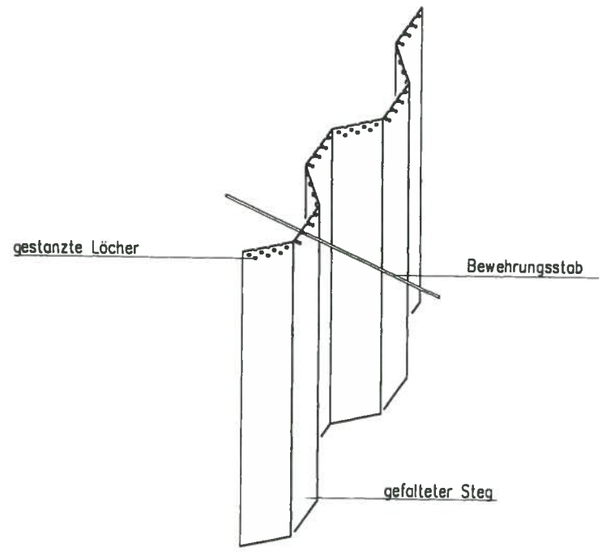

Bild 7.6: Verbundlöcher direkt in den Steg gestanzt

7.1.3.6 Schlitze am Stegrand

Abwandlungen und Weiterführung des Vorschlags zu den gestanzten Löchern für die Übertragung der Verbundkräfte sind Schlitze bzw. Kerben am Stegrand (Bild 7.7). Die Schlitze eignen sich gut für die wirtschaftliche Anwendung in der Praxis. Die Querbewehrung kann flexibel und schnell eingebaut werden. Zur Umsetzung und Anwendung in der Praxis müßten experimentelle Untersuchungen durchgeführt werden.

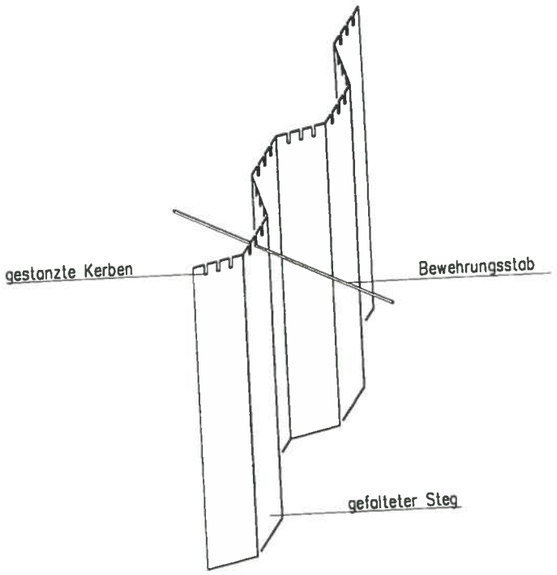

Bild 7.7: Kerben bzw. Schlitze direkt am Stegrand angebracht

7.1.4 Beurteilung

Im Hinblick auf das Tragverhalten kann die Konstruktion mit direkt in den Steg gestanzten Löchern (vgl. 7.1.3.6) als vorteilhaft beurteilt werden. Die durchgeführte Bewehrung kann die Querbiegemomente aus der Rahmenbeanspruchung übertragen. Zur Aufnahme der Schublängskräfte kann zusätzlich zu den Verbundlöchern der Widerstand des schrägen Bleches angesetzt werden (Bild 7.5). Dazu sind jedoch weitere Untersuchungen erforderlich.
In wirtschaftlicher und ausführungstechnischer Hinsicht stellt die konstruktive Ausbildung mit Schlitzen (vgl. 7.1.3.7) am Stegrand eine sinnvolle Lösung dar. Der Flansch ist wie bei der oben genannten Lösung mit gestanzten Löchern nicht erforderlich. Beim Einbau entfällt das Durchführen der Bewehrung durch die Verbundlöcher. Die Bewehrung kann in die Schlitze gelegt werden und ermöglicht eine einfache Bewehrungsführung.
Unter dem Aspekt der Dauerhaftigkeit werden die Ausführungen mit angeschweißtem Flansch als besser beurteilt. Das Anhängen des Untergurts zur Vermeidung des „Dreier-Kontaktpunktes" ist jedoch nicht notwendig. Bei der konstruktiven Ausführung mit aufgelegtem Gurt (vgl. 7.1.2.2) entsteht im Innern des Hohlkastens ein „Dreier-Kontaktpunkt". Dies ist jedoch bei Doppelverbundbrücken im Bereich der Druckplatte ähnlich.
Das Verbundverhalten bei direkter Einbindung des Steges stellt einen Forschungsbedarf dar. Bei Ausführungen mit auf den Steg geschweißten Kopfbolzendübeln kann auf die Erfahrungen im Verbundbau zurückgegriffen werden. Eine Übertragung des Biegemoments aus der Querbiegung muß jedoch bei allen konstruktiven Vorschlägen untersucht werden.

7.2 Bauverfahren und Bauausführung

7.2.1 Bauverfahren

7.2.1.1 Einleitung

Zur Herstellung einer hybriden Überbaukonstruktion mit trapezförmig gefalteten Stahlstegen eignen sich mehrere Bauverfahren. Im wesentlichen können drei Bauverfahren genannt werden:

- Konstruktion mit Rüstträgern
- Taktschieben
- Lehrgerüst

7.2.1.2 Konstruktion mit Rüstträgern

Die trapezförmig gefalteten Stahlstege können, mit angeschweißten Stahlflanschen, im Bauzustand als Rüstträger eingesetzt werden. Die Träger werden per Autokran auf die vorhandenen Unterbauten oder Hilfskonstruktionen eingehoben. Bei großen Spannweiten sind zusätzliche Hilfsjoche erforderlich. Die bei zusätzlichen Hilfsunterstützungen entstehenden Schnittkraftumlagerungen infolge des Systemwechsels, sind bei der Bemessung zu beachten. Die obere und untere Gurtplatte des Hohlkastens kann entweder mit Schalwagen, verlorener Schalung oder Fertigteilen mit Aufbeton hergestellt werden. Die Kragarme der Fahrbahnplatte werden auf einer eingehängten Schalung betoniert. Zur Aufnahme der zusätzlichen Beanspruchung aus den Ausbaulasten, den Verkehrslasten und den Umlagerungskräften eignen sich extern im Hohlkasten geführte Spannglieder.

7.2.1.3 Taktschieben

Die Bodenplatte wird in einem Taktkeller betoniert. Dabei werden die vorgefertigten gefalteten Stahlstege, mit Verbundmittel versehen, eingebunden. Die Fahrbahnplatte kann auf einer rollbaren konventionellen Schalung gefertigt werden. Ein Vorbauschnabel ist für den Verschiebezustand nicht erforderlich, denn im vorderen Bereich des Überbaus (ca. 60% der maximalen Stützweite) ersetzen ihn die gefalteten Stahlstege. Die Stege sind dabei als Stahlträger mit angeschweißten Flanschen auszubilden und für einwirkende Horizontal- und Abtriebskräfte auszufachen. Die Fahrbahn- und Bodenplatte ist in diesem Bereich des Überbaus beim Verschieben wegzulassen und nachträglich zu betonieren. Durch den Verschub bedingt, wird der Träger durch Wechselmomente beansprucht. Deshalb eignet sich eine zentrische Vorspannung des Ober- und Untergurtes durch im Verbund liegende Spannglieder. Zur Aufnahme der Ausbau- und Verkehrslasten kann sich eine zusätzliche externe Vorspannung mit Umlenksätteln eignen. Aus dem Verschiebezustand bedingt, erfährt der Steg über die Länge der Verschubbahn die konzentrierte Einwirkung aus den Lagerkräften. Eine zusätzliche Verstärkung des Stegbleches ist nicht erforderlich, da die Falten des Bleches den Beulwiderstand erhöhen.

7.2.1.4 Konstruktion mit Lehrgerüst

Wird der Querschnitt auf einem Lehrgerüst hergestellt, kann der Steg mit oder ohne Stahlflansch eingebaut werden. Der Schal- und Bewehrungsaufwand für die Stege entfällt. Die Fahrbahn- und Bodenplatte kann konventionell geschalt werden. Die Vorspannung kann als im Verbund liegende Vorspannung oder als externe Vorspannung aufgebracht werden.

7.2.2 Beschreibung ausgeführter hybrider Brückenkonstruktionen

7.2.2.1 Einleitung

In den Jahren 1986 bis 1993 sind in Frankreich insgesamt vier hybride Konstruktionen [2,14,16,36,95] mit trapezförmig gefalteten Stegblechen ausgeführt worden. Sämtliche Brücken sind von der Firma Campenon Bernard erstellt worden. Dabei wurden die ersten beiden Bauwerke von der staatlichen Autobahngesellschaft SETRA als Pilotprojekte gefördert. Zwei weitere und neuere Brückenbauwerke sind in den Jahren 1993 und 1996 in Japan [47,90] entstanden.

7.2.2.2 Charentebrücke, Cognac, Frankreich [2,36,95]

Die dreifeldrige Charentebrücke wurde in der Cognac in Frankreich mit einer Gesamtlänge von 105 m und einer Hauptstützweite von 43,0 m hergestellt. Es handelt sich dabei um einen 2,25 m hohen Hohlkastenquerschnitt mit trapezförmig gefalteten Stahlstegen und Gurtplatten aus Stahlbeton. Die Fahrbahnplattenbreite beträgt 11,7 m.
Die Brücke ist extern vorgespannt. Die Spannglieder werden an je zwei Feldquerträgern und an den Stützquerträgern umgelenkt. Die Feldquerträger dienen zusätzlich zur Aussteifung.
Die gefalteten Stahlstege haben eine „Wellenlänge" von 1,40 m. Die Tiefe der Faltung beträgt 15 cm, die gerade Blechlänge ca. 40 cm und die Blechstärke beträgt 8 mm.
Der Überbau wurde auf einem Lehrgerüst erstellt. Die Brücke wurde 1986 dem Verkehr übergeben.

7.2.2.3 Talbrücke Maupré, Frankreich [14,15,95]

Die siebenfeldrige Talbrücke Maupré bei Charolle in Frankreich besitzt eine Gesamtlänge von 325 m und Stützweiten zwischen 41,0 m und 54,0 m. Die Brücke sollte die Grenzen der Möglichkeiten nach dem Stand der Technik aufzeigen. Der Querschnitt wurde deshalb weitgehendst reduziert, um die Leistungsfähigkeit der trapezförmig gefalteten Stege zu demonstrieren. So wurde der Querschnitt als dreiecksförmige Hohlkastenkonstruktion mit einer Bauhöhe von 3,0 m ausgebildet. Die quer vorgespannte Fahrbahnplatte aus Konstruktionsbeton beträgt 10,75 m. Der Untergurt wird von einem mit Konstruktionsbeton gefülltem Stahlrohr gebildet. Versuche dazu sind an der EPF Lausanne [89] durchgeführt worden. Großer Aufwand entstand bei der konstruktiven Anbindung der Stegbleche an das Stahlrohr. Die räumlich verlaufende Schweißnaht war schwierig herzustellen.
Der Überbau wurde im Taktschiebeverfahren hergestellt. Das um 7,0 m verlängerte Stahlrohr und die vorderen 40,0 m des Überbaus ohne Fahrbahnplatte dienten als Vorbauschnabel. Für den Bauzustand wurde der Überbau zentrisch durch unterhalb der Fahrbahnplatte verlaufende externe Spannglieder vorgespannt. Für den Endzustand wurden weitere Spannglieder eingesetzt, die an den Stützquerträgern und an zwei Zwischensatteln je Feld umgelenkt wurden.
Die gefalteten Stahlstege haben eine „Wellenlänge" von 1,08 m. Die Tiefe der Faltung beträgt 18 cm, die gerade Blechlänge 30 cm. Die Blechstärke beträgt 10 mm.
Der Verbund zwischen den Stahlstegen mit angeschweißtem Flansch und dem Konstruktionsbeton wurde durch Perfobondleisten hergestellt. Diese Brücke wurde 1987 dem Verkehr übergeben.

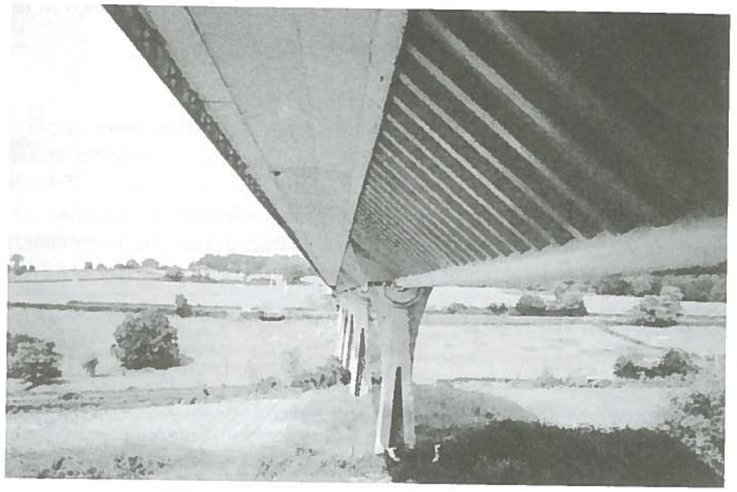

Bild 7.8: Viaduc de Maupré, Frankreich

7.2.2.4 Asterix Brücke, Frankreich [14]

Die Asterixbrücke, Frankreich mit einer Gesamtlänge von 76,0 m und zwei Feldern von 38,0 m besitzt eine Trägerhöhe von 2,1 m. Der Überbau ist als Plattenbalken mit zwei Hauptträgern ausgeführt worden. Es handelt sich um eine konventionelle Verbundbrücke, wobei die Hauptträger trapezförmig gefaltete Stege besitzen. Die Fahrbahnplatte besteht aus Konstruktionsbeton und wird durch vorgespannte Querträger ausgesteift.
Die Brücke wurde bei einem der Widerlager hergestellt und als Ganzes eingeschoben. Die Hauptträger wurden im Werk gefertigt. Schweißarbeiten waren auf der Baustelle nicht notwendig.

7.2.2.5 Talbrücke Corniche [55]

Die Talbrücke Corniche, Frankreich weist eine Gesamtlänge von 496 m, mit einer Regelspannweite von 80,0 m auf. Die Bauhöhe des Überbauquerschnitts ändert sich kontinuierlich von 1,50 m im Feld auf 3,65 m über den Stützen. Der Überbau wurde im Freivorbau ausgeführt. Deshalb war für die einzelnen Bauabschnitte eine in der Fahrbahnplatte verlaufende und im Verbund liegende Vorspannung vorgesehen. Zudem wurden externe Spannglieder eingesetzt, die die Ausbau- und die Verkehrslasten, sowie die Umlagerungsschnittkräfte übernehmen. Die Spannglieder werden über zwei Umlenksattel im Feld und den Stützquerträger geführt. Die gefalteten Stahlstege besitzen eine Blechstärke von 8 mm im Feld, 12 mm bei den Umlenkstellen und 10 mm im Bereich vor den Stützen. Wegen der Ausführung im Freivorbau, wurde der Pfeilerbereich vollständig mit Konstruktionsbeton ausgebildet. Der Verbund zwischen Stahl und Konstruktionsbeton wurde auch hier durch Perfobondleisten hergestellt. Die Brücke wurde 1993 dem Verkehr übergeben.

7.2.2.6 Shinkai Brücke, Japan [5,50]

Die Shinkai Brücke, Japan ist 1993 als einfeldrige hybride Konstruktion mit einer Spannweite von 30 m von der Asia Kosoku Company ausgeführt worden. Der Überbau besitzt zwei über die Fahrbahnplatte verbundene hybride Hohlkastenquerschnitte. Die Fahrbahnplatte beträgt insgesamt 14,5 m in der Breite, die Bauhöhe beträgt 1,90 m. Die Bodenplatte wurde mit angeschweißten Flanschen an die Stege angehängt. Der gefaltete Steg mit einer Dicke von 9 mm besitzt eine „Wellenlänge" von 90 cm. Die gerade Blechlänge beträgt 25 cm. Die Vorspannung wurde gemischt durch externe Spannglieder und im Verbund liegende Spannglieder aufgebracht. Die im Verbund liegenden Spannglieder werden in der unteren Gurtplatte geführt. Die externen Spannglieder werden

an zwei Sattelkonstruktionen im Feld umgelenkt. Die Umlenkstellen sind bei 9,0 m und bei 21,0 m angeordnet.

7.2.2.7 Matsunoki Brücke Nr. 7, Japan [47,90]

Die Matsunoki Brücke Nr. 7 in Japan ist eine fünffeldrige Autobahnbrücke, die 1996 ausgeführt wurde. Die Regelspannweite des Überbaus beträgt 45,5 m. Die beiden Endfelder messen 27,4 m und 44,9 m. Der Überbau wurde als Hohlkastenquerschnitt mit trapezförmig gefalteten Stahlstegen erstellt. Die untere Gurtplatte wurde an die Stege mit angeschweißtem Stahlflansch gehängt. Die Fahrbahnplatte beträgt 9,3 m in der Breite. Die Bauhöhe beträgt 3,0 m. Die Vorspannkraft wird durch umgelenkte, extern im Hohlkasten geführte Spannglieder aufgebracht.

Kapitel 8

Zusammenfassung

8.1 Zusammenfassung und Ausblick

In den letzten Jahren wurden in Deutschland verstärkt Anstrengungen für Neuentwicklungen im Brückenbau unternommen. Neue Konzepte sollen die Anforderungen an die Dauerhaftigkeit und die Wirtschaftlichkeit besser erfüllen.

Die hybride Konstruktion mit trapezförmig gefalteten Stahlstegen stellt eine Neuentwicklung im Brückenbau dar. Der kombinierte Einsatz von gefaltetem Baustahl und Konstruktionsbeton bietet Optimierungsmöglichkeiten für die Ausbildung von Brückenträgern. Die Baustoffe werden entsprechend der Beanspruchung eingesetzt. Der gefaltete Stahlsteg bewirkt, daß die Längskräfte nur durch die Gurtplatten aufgenommen werden. Dies entspricht der Tragwirkung eines idealen Zweipunktquerschnitts. Aufgrund der verschiedenen Baustoffe und des gefalteten Stahlsteges ist das Tragverhalten komplex.

Der gefaltete Stahlsteg besitzt eine richtungsabhängige Steifigkeit, die das gesamte Tragverhalten des hybriden Brückenträgers beeinflußt. Genaue Kenntnisse hierüber sind zur Realisierung eines Bauwerks unerläßlich, jedoch wenig bekannt.

In der Literatur sind vorwiegend Versuche an Stahlträgern für den Hochbau aufgeführt. Die Beschreibung eines Modellversuches an einem hybriden Brückenträger [43] beschränkt sich auf qualitative Aussagen. Meßergebnisse sind darin nicht veröffentlicht.

Die Anforderungen an die Gebrauchstauglichkeit werden im Stahlhochbau vorwiegend durch konstruktive Maßnahmen gesichert. Im Gegensatz dazu sind für Bauwerke mit massiven Bauteilen die Anforderungen an das Tragwerk durch Gebrauchstauglichkeitskriterien zu erfüllen. Dafür sind die Beanspruchungen der Querschnittselemente wirklichkeitsnah zu erfassen. Diesbezüglich wurden in einer Studie - unter Auswertung von Versuchen aus der Literatur - die Steifigkeitsverhältnisse bzw. das Verformungsverhaltenb untersucht.

Bei allen Versuchsreihen wurde eine vergrößerte, im Vergleich zur elastischen Balkentheorie berechnete Durchbiegung gemessen. Dieses Verhalten wurde in einzelnen Versuchsberichten mit empirischen Ansätzen berücksichtigt. In der Arbeit von Aschinger [4] wurde ein theoretischer Ansatz vorgestellt. Aschinger begründete das größere Verformungsverhalten mit einer Verwölbung des Stegbleches. Die Ansätze dieser Arbeit wurden bezüglich der Übertragbarkeit auf die im Brückenbau üblichen geometrischen Abmessungen überprüft. Dabei wurde eine Abhängigkeit der Steifigkeit von der Faltengeometrie festgestellt. Hierzu wurden die Verformungsanteile aus Biegemoment und Querkraft getrennt betrachtet. Es konnte ein von der Faltengeometrie abhängiger Korrekturfaktor für die Schubverformung bestimmt werden.

Die ersten Finite-Element-Untersuchungen zeigen selbst bei wirklichkeitsnaher Modellierung nicht das größere Durchbiegungsverhalten, das bei den Versuchen festgestellt wurde. Eine Überprüfung der rechnerischen Modellbildung zeigt, daß eine Verwölbung abgebildet werden könnte. Trotzdem konnte bei einer kontinuierlichen Schweißverbindung des Steges mit den Flanschen keine Verwölbung festgestellt werden. Daraufhin wurden neue Ansätze untersucht, die das beobachtete schubweiche Verhalten der Versuchsträger abbilden.

In drei Versuchsberichten wurden Imperfektionsmessungen dokumentiert. Zwischen der gemessenen und der idealen Faltengeometrie zeigen sich erhebliche Abweichungen. Um die gemessenen

Imperfektionen der Faltengeometrie berücksichtigen zu können, wurden in der Finite-Element-Analyse Vorverformungen modelliert. Eine Abhängigkeit des Verformungsverhaltens infolge der Vorverformungsgrößen wurde festgestellt.
Eine Parameterstudie an ebenen Blechen zeigt, daß die geometrischen Verhältnisse das Verformungsverhalten beeinflussen. Die Parameterstudie an ebenen Blechen dient dazu, die einzelnen geometrischen Einflußfaktoren entkoppelt von einer Faltung des Bleches zu betrachten. Die Erkenntnisse an ebenen Blechen dienen als Grundlage für die Studie an gefalteten Blechstrukturen. Mit Hilfe der hierfür entwickelten Diagramme können aus Imperfektionen der gefalteten Stege ein Schubkorrekturfaktor bzw. ein ideeller Schubmodul abgeschätzt werden. Die Diagramme sind für Blechgeometrien, die im Brückenbau üblich sind, dargestellt. Eine Vergleichsrechnung mit zwei Versuchsreihen zeigt eine gute Übereinstimmung.
Das Tragverhalten und die Bauteilbeanspruchungen sind von der Steifigkeit des Stahlsteges abhängig. Der Steg verbindet den Obergurt mit dem Untergurt. Durch die geringere Schubsteifigkeit der Stege ergibt sich bei einer Beanspruchung eine Schubverzerrung des Querschnitts. Im Gegensatz zu Stahlträgern nehmen die Gurte relevante Biegemomente und Querkräfte auf. Bei einer konzentrierten Lasteinwirkung (äußere Last oder Auflagerkräfte) entstehen örtliche sekundäre Plattenmomente und zugehörige Querkräfte sowie vertikale Normalkräfte im Steg. Zur Erfassung dieses Tragverhaltens werden drei Modellierungsansätzte vorgestellt und anschließend anhand einer Beispielrechnung miteinander verglichen.
Bei den rechnerischen Modellen handelte es sich um eine räumliche Abbildung mit der Finite-Element-Methode, um ein eigens dafür programmiertes finites Sandwichstabelement und um einen mit Biegestäben abgebildeten Fachwerkträger. Die räumliche Abbildung durch finite Elemente erforderte erhebliche Rechnerressourcen. Die Ausgabe der Ergebnisse an den Elementknoten erfolgte durch Dehnungs- bzw. Spannungsgrößen und nicht durch Schnittkräfte. Diese mußten durch eine Integration der Knotenwerte zusätzlich ermittelt werden. Die Genauigkeit hängt wesentlich von dem gewählten Elementnetz ab. Die Modellierung des hybriden Trägers durch finite Sandwichstabelemente hingegen zeigt sich als komfortabler. Die Ergebnisse können für die einzelnen Querschnittsteile (Gurte, Steg) ausgegeben werden. Für die Anwendung in der Praxis erweist sich diese Modellierung jedoch als problematisch, da bei kommerziellen Programmen das Sandwichstabelement nicht angeboten wird. Im Gegensatz dazu kann durch die vorgestellte Abbildung des hybriden Trägers mit Fachwerk- und Biegestäbe der praktisch tätige Ingenieur mit einem handelsüblichen Stabwerksprogramm das Tragverhalten des hybriden Trägers erfassen.
Brückenträger, die als Hohlkasten ausgebildet sind, erfahren bei exzentrischen Lasten aus der Profilverzerrung Zwangsbeanspruchungen. Bei hybriden Hohlkastenträgern mit gefalteten Stegen besteht die Schwierigkeit darin, die Auswirkungen der richtungsabhängigen Steifigkeit des gefalteten Steges zu erfassen. Hierzu wurden drei Modellierungsansätze vorgestellt, die das Tragverhalten eines hybriden Hohlkastenträgers abbilden können. Dabei handelt sich um die Analogie des elastisch gebetteten Balkens, eine Finite-Element-Struktur sowie eine Modellierung mit einem räumlichen Stabwerk. Die Analogie des gebetteten Balkens wird anhand der für den Hohlkasten erweiterten Biegetheorie hergeleitet. Dabei sind bei der Ermittlung der Wölbflächen die Stegflächen durch die geringe Dehnsteifigkeit in Längsrichtung nicht zu berücksichtigen. Die Biegesteifigkeit in Querrichtung muß jedoch wegen der Rahmenwirkung des Hohlkastens beachtet werden. Die Wechselwirkung des Längs- und Quersystems führt zur Differentialgleichung des elastisch gebetteten Balkens, dessen Lösung allgemein bekannt ist.
Die Modellierung mit der Finite-Element-Methode erfolgte mit Schalen- und Volumenelementen. Eine direkte Erfassung der Vorverformungen erfordert eine sehr feine und somit aufwendige Elementierung. Die Vorverformungen können durch die Anpassung der Materialparameter mit den in Diagrammen dargestellten Schubkorrekturfaktoren berücksichtigt werden. Im Schubkorrekturfaktor ist der Einfluß aus der Faltengeometrie bereits enthalten und sollte nicht doppelt berücksichtigt werden.
Die Modellierung als räumliches Stabwerk eignet sich für die Abbildung des hybriden Trägers. Die Herleitung der einzelnen Stabsteifigkeiten wurde erläutert. Dabei sollten zusätzlich zur Erfassung der Biegesteifigkeit in Haupttragwirkung die Steifigkeiten der Gurtplatten in Querrichtung berücksichtigt

werden. Dies ist zur Beschreibung der räumlichen Tragwirkung, insbesondere der St. Venant-Torsion und der Profilverzerrung erforderlich.
Ein Vergleich der drei Rechenverfahren zeigte eine gute Übereinstimmung bei der Profilverzerrung. Abweichungen der Finite-Element-Rechnung bei der Ermittlung der Längsspannung erklären sich durch eine zu grobe Netzstruktur.
Bei der planerischen Umsetzung eines anstehenden Projektes läßt sich aus den Erkenntnissen dieser Arbeit schließen, daß eine Modellbildung durch ein Stabwerk mit ausreichender Genauigkeit das Tragverhalten eines hybriden Trägers abbildet. Für die Erfassung des schubweichen Tragverhaltens aus den Imperfektionen des gefalteten Steges sind die in Diagrammen dargestellten Schubkorrekturfaktoren zu berücksichtigen.

Ein kombinierter Einsatz von Baustahl und Konstruktionsbeton führt zu einer Optimierung des Querschnitts aufgrund der Reduzierung der Querschnittsflächen. Damit hat die Vorspannung im Vergleich mit massiven Querschnitten einen höheren Wirkungsgrad. Die Vorspannkraft beim statisch bestimmten Querschnitt wird nicht auf den Gesamtquerschnitt des Trägers übertragen. Die Vorspannung kann gezielt in dem gezogenen Untergurt eingesetzt werden. Bei statisch unbestimmten Trägern ergibt sich eine Behinderung der Verkrümmung. Daraus resultieren Auflagerkräfte, die wie äußere Kräfte vom Gesamtquerschnitt aufgenommen werden. Diese Zwangsschnittkräfte aus der Vorspannung sind mit dem statisch bestimmten Anteil der Vorspannung zu überlagern.
Werden die Gurte durch Flansche mit dem Steg verbunden, entstehen Spannungsumlagerungen innerhalb des Steggurtsystems. Der Obergurt mit dem Flansch wird durch den gefalteten Steg vom Untergurt getrennt. Der Steg überträgt keine Umlagerungsspannungen auf den gesamten Querschnitt.

Es wurden konstruktive Lösungen des Gurt-Steganschlusses aufgezeigt. Der Anschluß stellt einen wichtigen konstruktiven Detailpunkt dar. Dabei werden zwei verschiedene Verbundmittel, der Kopfbolzendübel und die Perfobondleiste besprochen. Die Verbundmittel übertragen Schubkräfte aus der Längstragwirkung und Biegemomente aus der Quertragwirkung. Es werden über die bekannten konstruktiven Lösungen hinaus zwei Neuvorschläge vorgestellt. Der Verbund könnte durch direkt in den Steg gestanzte Löcher oder durch Schlitze am Stegrand hergestellt werden. Die Übertragung des Querbiegemoments muß bei der konstruktiven Ausbildung beachtet werden. Bei einer Ausführung als Pilotprojekt in Deutschland empfiehlt es sich jedoch auf die Erfahrungen mit Kopfbolzendübeln aus dem Verbundbrückenbau zurückzugreifen.

Als Weiterentwicklung der hybriden Konstruktion ist die Kombination gefalteter Stege mit hochfestem Beton vorstellbar. Die hohe Widerstandsfähigkeit gegenüber bewehrungsschädigenden Einwirkungen sowie die Erstellung von weitgespannten, schlanken Brückenbauwerken sprechen für diese Kombination. Für den Einsatz von gefaltetem Baustahl und hochfestem Beton sind jedoch umfassende Untersuchungen zur Erforschung des Verbundverhaltens erforderlich. Zudem sind für alle konstruktiven Vorschläge zur Knotenausbildung der Gurtanschlüsse die Übertragung von Biegemomenten aus der Quertragwirkung zu untersuchen.

Kapitel 9

9 Literaturverzeichnis:

1 *Anderheggen, E.:* Lineare Finite-Element-Methode: Eine Einführung für Ingenieure. Eidgenössisch Technische Hochschule, Zürich. 1992.

2 *Anheuser:* Brückenbau in Frankreich. Bautechnik 66. 11. 1989

3 *Aschinger, R., Lindner, J.:* Zu Besonderheiten bei Trapezstegträgern. Stahlbau 66. 3. 1997. S. 136 - 142.

4 *Aschinger, R.:* Tragverhalten von geschweißten I-Trägern mit trapezförmig profilierten Stegen bei Torsion, Biegung, Biegedrillknicken und Normalkraft. Dissertation Technische Universität Berlin, 1995.

5 *ASIA KOSOKU COMPANY.* Shinkai Brücke. Vorgespannte Brücke mit trapezförmig gefalteten Stegen. Firmenpublikation der Asia Kosoku Company. 1994. (in japanisch)

6 *Attal, A.:* Structures à Ames métalliques planes: le Programme BEPAC - Expérimentation sur un Caisson Mixte Précontraint. Technique générale de la Construction 103, Nr.: 458. 10. 1987

7 *Bachmann, H.:* Stahlbeton 1 und 2. Institut für Baustatik und Konstruktion. Eidgenössisch Technische Hochschule, Zürich. 1989.

8 *Baehre, R., Wolfram, R.:* Zur Schubfeldberechnung von Trapezprofilen. Stahlbau 6. 1986. S 175 - 179.

9 *Bagayoko, L.:* FEM-Grundgerüst. Lehrstuhl für Massivbau. 1997. (unveröffentlicht)

10 *Bergfelt, A., Edlund, B., Leiva, L.* Trapezoidally corrugated girder webs. Shear buckling. Patch loading; Ingénieurs et architectes suisses; Nr. 1-2. 1. 1985. S. 22 - 27.

11 *Bergfelt, A., Leiva, L.:* Shear Buckling of trapezoidally corrugated girder webs. Report 2. Chalmers University of Technology, Schweden. 2. 1984.

12 *BORLAND* Programmierhandbücher Borland PASCAL mit Objekten, Langen. 5. 1993.

13 *Calgaro, J.-A.:* Poutre-caisson à âmes métalliques en tôle plissée – étude aux éléments finis. Technique générale de la Construction 103, Nr.: 458. 10. 1987.

14 *Cheyrezy, M., Combault, J.:* Brücken in Verbundbauweise mit Wellstahlstegen - Durchführungen und Perspektiven. IABSE Symposium Brüssel. 1990, (in englisch)

15 *Cheyrezy, M.:* Problèmes particuliers relatifs au calcul des structures à âmes plissées. Technique générale de la Construction 103, Nr.: 458. 10. 1987.

16 *Combault, J. et al.:* Viaduc du vallon de Maupré à Charolles (Saône-et-Loire), Travaux. 10.

1988.

17 *Crisfield, M. A.:* A Quadratic Mindlin Element using shear constraints. Computers & Structures Vol. 18, Nr. 5. 1984. S. 833 - 852.

18 *DASt Richtlinie 015* Deutscher Ausschuß für Stahlbau Richtlinie 015 – Träger mit schlanken Stegen. 1990.

19 *Dauner, H.G.:* Entwicklungen im Verbundbrückenbau. Schweizer Ingenieur und Architekt. 10. 1996.

20 *Davies, J. M., Bryan, E. R.::* Manual of Stressed Skin Diaphragm Design, Granada, London, 1982.

21 *Deutsches Institut für Bautechnik* TRW Nelson, Zulassung für Kopfbolzendübel. Nr. Z-21.5-82. Deutsches Institut für Bautechnik. Berlin. 1. 1995.

22 *Deutsches Institut für Bautechnik* Leonhardt Andrä und Partner. Zulassung für Perfobond-Leiste. Nr. Z-26.1-23. Deutsches Institut für Bautechnik. Berlin. 7. 1991.

23 *DIN 1045* Beton und Stahlbeton; Bemessung und Ausführung. 7.1988.

24 *DIN 1045-1* Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton; Teil 1 Bemessung und Konstruktion. 2.1997.

25 *DIN 1072* Straßen- und Wegbrücken; Lastannahmen. 12.1985.

26 *DIN 1075* Betonbrücken; Bemessung und Ausführung. Deutsches Institut für Normung. Ausgabe 4. 81.

27 *DIN 18800 Teil 1* Stahlbauten; Teil 1. Bemessung und Konstruktion. Deutsches Institut für Normung. Ausgabe 10. 1990.

28 *DIN 18800 Teil 2* Stahlbauten; Teil 2. Stabilitätsfälle, Knicken von Stäben und Tragwerken. Deutsches Institut für Normung. Ausgabe 10. 1990.

29 *DIN 18800 Teil 3* Stahlbauten; Teil 3. Stabilitätsfälle, Plattenbeulen. Deutsches Institut für Normung. Ausgabe 10. 1990.

30 *DIN 18807 Teil 1* Trapezprofile im Hochbau; Stahltrapezprofile; Teil 1. Allgemeine Anforderungen, Ermittlung der Tragfähigkeitswerte durch Berechnung. Deutsches Institut für Normung. Ausgabe 6. 1987

31 *DIN 18807 Teil 3* Trapezprofile im Hochbau; Stahltrapezprofile; Teil 3. Festigkeitsnachweise und konstruktive Ausbildung. Deutsches Institut für Normung. Ausgabe 6. 1987.

32 *DIN 4227 Teil 1* Spannbeton; Teil 1. Bauteile aus Normalbeton mit beschränkter oder voller Vorspannung. 7.1988.

33 *DIN 55928 Teil 5* Korrosionsschutz von Stahlbauten durch Beschichtung und Überzüge; Teil 5. Beschichtungsstoffe und Schutzsysteme. Deutsches Institut für Normung 55928 Teil 5. Ausgabe 5. 1991.

34 *DIN 55928 Teil 8* Korrosionsschutz von Stahlbauten durch Beschichtung und Überzüge Teil 8. Korrosionsschutz von tragenden dünnwandigen Bauteilen. Deutsches Institut für Normung 55928 Teil 5. Ausgabe 7. 1994.

35 *Dubas, P.:* Baustatik I. Publikation Nr. 83-4, Baustatik und Stahlbau. Eidgenössisch Technische Hochschule, Zürich. 1983.

36 *Duviard, M.:* Le premier pont à âmes plissées à Cognac. IABSE Symposium Paris, 1987

37 *Eibl, J., et al.:* Vorspannung ohne Verbund – Technik und Anwendung. Betonkalender

1995 Teil 2. 1995.

38 *ENV 1991-1* Eurocode 1, Grundlagen zur Tragwerksplanung und Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 1: Grundlagen der Tragwerksplanung. 12.1995.

39 *ENV 1991-3* Eurocode 1, Grundlagen zur Tragwerksplanung und Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 3: Verkehrslasten auf Brücken. 8.1996.

40 *ENV 1992-1* Eurocode 2, Planung von Stahlbeton und Spannbetontragwerken, Teil 1: Grundlagen und Anwendungsregeln für den Hochbau. 6.1992.

41 *ENV 1992-2* Eurocode 2, Planung von Stahlbeton und Spannbetontragwerken, Teil 2: Betonbrücken. 9.1996.

42 *ENV 1994-2* Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures, Part 2: Bridges. 7.1996.

43 *Godart, B.:* Instrumentation et principaux résultats expérimentaux obtenus sur la maquette à âmes plissées. Technique générale de la Construction 103, Nr.: 458. 10. 1987.

44 *Hees G.:* Querschnittsverformung des einzelligen Kastenträgers mit vier Wänden in einer zur Wölbkrafttorsion analogen Darstellung. Bautechnik. 11. 1971. S. 370-377; (1. 1992), S. 21-28.

45 *Hetényi, M.:* Beams on elastic Foundation. Theory with Applications in the fields of civil and mechanical engineering. The University of Michigan Press. 1958.

46 *Inst. Stahlbau und Statik* Versuchsberichte Nr.: 3/69, 1/70, 1/72, 18/73, 19/73, 14/74. Technische Hochschule Darmstadt. 1969 - 1974.

47 *Ishiguro, W., Murata, Y., Sugoh, T.:* Entwurf und Ausführung der Matsunoki Brücke. Journal of Prestressed Concrete Nr. 5. Vol. 38. 9. 1996. S. 5-14. (in japanisch)

48 *Johnson, R. P., Cafolla J.:* Local flange buckling in plate girders with corrugated webs. Proc. Instn Civ. Engrs Structs & Bldgs. 5. 1997. S. 148 - 156.

49 *Johnson, R. P., Cafolla J.:* Corrugated webs in plate girders for bridges. Proc. Instn Civ. Engrs Structs & Bldgs. 5. 1997. S. 157 - 164.

50 *Kato, M., Sato, Y. et al.:* Vibration Measurement of Corrugated-Steel Web Bridges (Shinkai Bridge). Proceeding of the 49th Annual Conference of JSCE, Vol.1. 9. 1994. S. 1160 - 1161. (in japanisch)

51 *Kiener, G., Rausch, M.:* Theorie und Tragverhalten des einzelligen Kastenträgers mit geneigten Stegen. Technische Universität München – Mitteilungen aus dem Institut für Bauingenieurwersen I, Heft 22.1988

52 *Kiener, G.:* Skript der Vorlesung: Theorie und Berechnung von Kastenträger. Technische Universität München, Lehrstuhl für Statik. 1996

53 *Kiener, G.:* Verbundkonstruktionen, Vorlesungsskript. Lehrstuhl für Statik. 1997

54 *Knittel, G.:* Zur Berechnung des dünnwandigen Kastenträgers mit gleichbleibendem symmetrischem Querschnitt. Beton- Stahlbetonbau, 1965.9.

55 *Lebon, J.-D., Leveille, A.:* Le pont de la corniche à Dôle, Travaux

56 *Leiva, L.:* Skjuvbuckling hos platbalkar med trapezsprofilerat liv. Report 1. Chalmers Unversity of Technology, Schweden. 3. 1983

57 *Leiva, L.:* Trapezoidally corrugated Panels. Buckling behaviour under axial

compression and shear. Chalmers Unversity of Technology, Schweden. 1. 1987.

58 *Lindlar, H. G.:* Zur Profilverformung einzelliger Kastenträger. Dissertation, Technische Hochschule Darmstadt. 1984.

59 *Lindner, J., Aschinger, R.:* Biegetragfähigkeit von I-Trägern mit trapezförmig profilierten Stegen; Bericht VR 2087; Technische Universität Berlin; 12 1988.

60 *Lindner, J., Aschinger, R.:* Grenzschubtragfähigkeit von I-Trägern mit trapezförmig profilierten Stegen; Stahlbau, 1988.12.

61 *Lindner, J.:* Zur Bemessung von Trapezträgern. Stahlbau 61,1992.10

62 *MARC* MARC User's Giude, Rev. K.6, MARC Analysis Research Corporation, 1994.

63 *MARC* MARC / MENTAT User's Giude, Rev. K.2.1, MARC Analysis Research Corporation, 1994.

64 *MARC* MARC Volume B, Element Library, Rev. K.6, MARC Analysis Research Corporation, 1994.

65 *Mathivat, J.:* Evolution récente des ponts en béton précontraint. IABSE Periodica. 11. 1988.

66 *Menn, Ch.:* Stahlbetonbrücken. Springerverlag Berlin. 1990.

67 *NABau Richtlinie für Verbundträger* Richtlinie für die Bemessung und Ausführung von Stahlverbundträgern. Deutsches Institut für Normung. 3. 1981

68 *Nather, E.:* Verbundbrücken - Stand der Technik - Perspektiven für die Zukunft. Stahlbau 59. 10. 1990.

69 *Nather, F.:* Stahlbrücken mit Doppelverbund in Deutschland - Bemerkungen zu Konstruktion und Bemessung. Bauingenieur 73, 1997.

70 *Pelikan, W., Eßlinger, M.:* Die Stahlfahrbahn Berechnung und Konstruktion. MAN Forschungsbericht Nr. 7/1957.

71 *Peterson, J.P., Card, M.F.:* Investigation of the buckling strength of corrugated webs in shear, Technical Note D-424, NASA, 6. 1960.

72 *Roik, K., Carl, J., Lindner, J.:* Biegetorsionsprobleme gerader dünnwandiger Stäbe. Wilhelm Ernst & Sohn. 1972.

73 *Roik, K.:* Vorlesungen über Stahlbau. Wilhelm Ernst & Sohn. 1983 2. Auflage.

74 *Rüsch, H., Jungwirth, D.:* Stahlbeton und Spannbeton, Berücksichtigung der Einflüsse von Kriechen und Schwinden auf das Verhalten der Tragwerke. Band 2. Werner-Verlag. 1976

75 *Schardt, R., Strehl, Ch.:* Theoretische Grundlagen für die Bestimmung de Schubsteifigkeit von Trapezblechscheiben - Vergleich mit anderen Berechnungsansätzen und Versuchsergebnissen. Stahlbau 4. 4. 1976. S. 97 - 108.

76 *Schardt, R., Strehl, Ch.:* Stand der Theorie zur Bemessung von Trapezblechscheiben. Stahlbau 11. 1980. S 325 -334.

77 *Schardt, R.:* Verallgemeinerte technische Biegelehre. Springerverlag Berlin. 1989

78 *Schardt, R.:* Eine Erweiterung der technischen Biegelehre für die Berechnung biegesteifer prismatischer Faltwerke. Stahlbau 6. 6. 1966. S 161 -171.

79 *Scheer, J. Pasternak, H.:* Trapezträger geschweißt; Bericht Nr.6203/1. Technische Universität

Braunschweig; 1991.

80 *Scheer, J. Pasternak, H.:* Trapezträger geschweißt; Bericht Nr.6203/2; Technische Universität Braunschweig; 10. 1993.

81 *Scheer, J.:* Versuche an Trägern mit Trapezblechstegen. Bericht Nr. 8127, Technische Universität Braunschweig, Institut für Stahlbau, 1984.

82 *Scheuch:* Die Glacières- und Sylans-Brücken. Bautechnik 66. 11. 1989.

83 *Schleich, J., Schleef, H.:* Beton - Hohlkastenbrücken. IABSE Structural Engineering Documents, 1982

84 *Shimomura, M., Kusino, S. et al.:* Disign and Construction of Akashi Kaikyo Bridge Superstructure. IABSE Symposium Kobe - Long Span and High Rise Structures - 1993. IABSE Report Volume 79. 1993

85 *Shirono, Y., et al.* Briges and Foundations, Planing and Design of Extradosed Prestressed Concrete Bridges - Odawara Port Bridge 1992.12

86 *SOFISTIK* Handbücher des Programmpakets SOFISTIK, Oberschleißheim. 1995

87 *Steinle, A.:* Torsion und Profilverformung beim einzelligen Kastenträger. Beton-Stahlbetonbau, 1970.9

88 *Strehl, Ch.:* Berechnung regelmäßig periodisch aufgebauter Faltwerksquerschnitte unter Schubbeanspruchung am Beispiel des Trapezbleches; Dissertation Technische Hochschule Darmstadt. 1976.

89 *Suter, R., Guscetti, G., Favre, R.:* Comportement du tube mixt acier-béton du tablier. Rapport d' essais en laboratoire. Publication IBAP Nr. 131. Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne.

90 *Tategami, H et. al.:* Dynamic behavior of a PC Box Girder Bridge using a corrugated steel web (Matsunoki Bridge Nr. 7). International Conference: New Technologies in Structural Engeneering. Lisbon, Portugal. 7 1997.

91 *Taylor, Beresford, Wilson:* A Non-Conforming Element for Stress Analysis. Int. Journal for Numerical Method Engineering, Vol. 10. 1976

92 *Tessler, A., Hughes, T. J. R.* An improved Treatment of Shear in the Mindlin-Typ Four-Node Quadrilateral Element. Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering 39. 1983

93 *Thieme D.:* Einführung in die Finite-Element-Methode für Bauingenieure. Verlag für Bauwesen, Berlin. 2. Auflage 1996.

94 *Trost, Heinrich.:* Auswirkungen des Superpositionsprinzips auf Kriech- und Relaxationsprobleme bei Beton und Spannbeton. Beton- und Stahlbetonbau. Ernst u. Sohn. 1967. S. 230

95 *Virlogeux, M.:* Les Ossatures mixtes Métal-Béton Précontraint. Technique générale de la Construction 103, Nr.: 458. 10. 1987

Berichte aus dem
Konstruktiven Ingenieurbau
Technische Universität München

1/90 Dialer C.: Bruch- und Verformungsverhalten von schubbeanspruchten Mauerwerksscheiben, zweiachsige Versuche an verkleinertem Modellmauerwerk

1/91 Ostermeier B.: Ein Beitrag zur Erfassung des Vortriebsgeschehens beim Bau von Tunneln im Lockergestein mit Spritzbetonsicherung - Ebene und räumliche Berechnungen

2/91 Gebhard P.O.K.: Nichtlineares Materialverhalten bei der räumlichen Berechnung eines Tunnelvortriebs im Lockergestein

3/91 Doster A.: Expertensystemunterstützte Benutzungsoberfläche für Tragwerksberechnungen auf objektorientierter Basis

4/91 Heins E.: Eine allgemeine nichtlineare Stabtheorie mit einem dreidimensionalen Rißmodell für Stahlbeton

5/91 Schneider M.: Ein Beitrag zu fußgängerinduzierten Brückenschwingungen

6/91 Kneidl R.: Ein Beitrag zur linearen und nichtlinearen Berechnung von Schichtbalkensystemen

7/91 Goebel W.: Reduktion numerischer Modelle in der nichtlinearen Strukturdynamik mit globalen Ansätzen

1/92 Ebert K. D.: Dynamische Untersuchungsmethoden zur Erkennung von Rissen in Stahlbetonbauteilen

2/92 Hertle R.: Zur dynamischen Analyse von schubweich und diskret gekoppelten Mehrschichtenträgern

3/92 Graf U.: Bruchmechanische Kennwerte und Verfahren für die Berechnung der Ermüdungsfestigkeit geschweißter Aluminiumbauteile

4/92 Hergenröder M.: Zur statischen Instandhaltungsplanung für bestehende Betonbauwerke bei Karbonatisierung des Betons und möglicher Korrosion der Bewehrung

5/92 Holzer S. M.: Das symmetrische Randelementverfahren: Numerische Realisierung und Kopplung mit der Finite-Elemente-Methode zur elastoplastischen Strukturanalyse

6/92 Springer O.: Zur Bedeutung der Querschnittsverformung für das Tragverhalten und die Konstruktion von stählernen Straßenbrücken

1/93 Neuner F.: Zur Berechnung prismatoidisch gefalteter Flächentragwerke unter besonderer Berücksichtigung elastischer Fugen

2/93 Müller G.: Ein Verfahren zur Kopplung der Randelementmethode mit analytischen Lösungsansätzen

Berichte aus dem
Konstruktiven Ingenieurbau
Technische Universität München

3/93 Mainz J.: Modellierung des Verbundtragverhaltens von Betonrippenstahl

4/93 Bulicek H.: Zur Berechnung des ebenen Spannungs- und des Verzerrungszustandes von schubbewehrten Stegen profilierter Stahlbeton- und Spannbetonträger im Grenzzustand der Schubtragfähigkeit

5/93 Bulenda T.: Behandlung nichtlinearer Lösungspfade in der Statik mit Hybriden Krylov-Newton-Verfahren

1/95 Eibl S. J.: Schockwellenbeanspruchung von Stahlbetonwänden durch Kontakt-Detonationen

2/95 Roos W.: Zur Druckfestigkeit des gerissenen Stahlbetons in scheibenförmigen Bauteilen bei gleichzeitig wirkender Querzugbeanspruchung

3/95 Bierwirth H.: Dreiachsige Druckversuche an Mörtelproben aus Lagerfugen von Mauerwerk

4/95 Vismann U.: Zuverlässigkeitstheoretische Verifikation von Bemessungskriterien im Stahlbetonbau

5/95 Temme Ch.: Numerische Behandlung der Interaktionseffekte von erdbebenerregten, unverankerten Flüssigkeitsbehältern

6/95 Mackert M.: Objektorientierte und wissensbasierte Modellierung für die Statik am Beispiel Tunnelbau

7/95 Plica S.: Zum Einfluß der Bauteilgröße auf die Zuverlässigkeit von Bauteilen aus Faser-Kunststoff-Verbund

1/96 Garske E.: Zur Innenverankerung von Spanngliedern unter Berücksichtigung nichtlinearer Materialgesetze für Beton und Betonstahl

2/96 Waubke H.: Dynamische Berechnungen für den Halbraum mit streuenden Parametern mittels orthogonaler Polynome

3/96 Nechvatal D.: Normalbeton unter hohen Dauerlasten bei verhindertem Feuchteaustausch

4/96 Borkner-Delcarlo O.: Eine Halbfacetten-Datenstruktur für die Modellierung von „non-manifold"-Körpern

5/96 Logiadis I.: Die Anwendung vertikaler Spannglieder ohne Verbund in der Erdbebenisolierung von Bauwerken

6/96 Bouyssy V.: Zur probabilistischen Lebensdauervoraussage von Meeresplattformen

Berichte aus dem
Konstruktiven Ingenieurbau
Technische Universität München

7/96 Hartmann Chr.: "Simulierte Evolution": Ein Lösungsansatz für Formfindungsprobleme?

8/96 Breitsamter N.: Ersatzmodelle zur Bestimmung der Schwingungsantwort von Gebäuden unter Anregung durch Bodenerschütterungen

9/96 Schäpertöns B.: Über die Wellenausbreitung im Baugrund und deren Einfluß auf das Tragverhalten von flüssigkeitsgefüllten Behältern

10/96 Zirwas G.: Ein hybrides Verfahren zur Behandlung der Bauwerk-Bodenwechselwirkung mit analytischen Integraltransformationen und numerischen Ansätzen

1/97 Böckmann A.: Zuverlässigkeitsanalyse von ebenen Tragwerken aus Stahlbeton in Wechselwirkung mit dem Baugrund

2/97 Lieb M.: Adaptive numerische Fouriertransformation in der Bodendynamik unter Verwendung einer Waveletzerlegung

3/97 Kowalczyk W.: Ein interaktiver Modellierer für evolutionäre Produktmodelle

4/97 Klöker T.: Beitrag zur nichtlinearen Berechnung von Brücken für den Lastfall Erdbeben

5/97 Duddeck F.: Funktional-Analysis der Kontinuumsmechanik – Fouriertransformation bezüglich Raum und Zeit der Energiemethoden

6/97 Deml M.: Ein Finite-Element-Konzept zur Traglastanalyse imperfektionssensitiver Schalenstrukturen

7/97 Ndogmo J.R.L.: Zur Sicherheit und zur wirtschaftlichen Verstärkung ausgebeulter Stegbleche von Vollwandträgerbrücken unter Berücksichtigung der Ermüdung

1/98 Sindel R.: Zur Untersuchung von Systemen von Ermüdungsrissen bei der Inspektionsplanung

2/98 Euringer Th.: Objektorientierte Formulierung und Programmierung numerischer Starrkörperverfahren in der Geotechnik

3/98 Schieder M.: Beitrag zur elasto-plastischen Bemessung orthotroper Platten

4/98 Ondra R.: Statistische Auswertung bruchmechanischer Kenndaten und Formulierung von Bemessungslinien geschweißter Bauteile aus Aluminiumlegierungen

1/99 Waubke H.: Moment-Closure Technik zur Abschätzung der elasto-plastischen Reaktion von Stockwerksrahmen auf zufällige Belastungen aus Windereignissen

2/99 Johannis A.: Zur Zuverlässigkeit und Wirtschaftlichkeit nichtlinear bemessener Stahlbetontragwerke

Berichte aus dem
Konstruktiven Ingenieurbau
Technische Universität München

3/99 Chen W.: Restsicherheit und Restlebensdauer älterer Stahlbrücken auf der Basis bruchmechanischer Verfahren mittels Finite Element Methoden

4/99 Schätz M.: Experimentelle Untersuchungen zur grundlegenden Neumodellierung des Biege-, Querkraft- und Verformungsverhaltens von Ziegelelementdecken

5/99 Siebert G.: Zum Einsatz von Glas als tragender Bauteil im konstruktiven Ingenieurbau

6/99 Pravida J.: Zur nichtlinearen adaptiven Finite-Element-Analyse von Stahlbetonscheiben

ISSN 0941 - 925X