COMBRI-HANDBUCH BRÜCKEN

Teil I: Anwendung von Eurocode-Regelungen

Das Projekt wurde durch den Forschungsfonds für Kohle und Stahl (Research Fund for Coal and Steel - RFCS) der Europäischen Gemeinschaft finanziell unterstützt.

COMBRI-HANDBUCH BRÜCKEN

Teil I: Anwendung von Eurocode-Regelungen

Das Projekt wurde durch den Forschungsfonds für Kohle und Stahl (Research Fund for Coal and Steel - RFCS) der Europäischen Gemeinschaft finanziell unterstützt.

Die Inhalte dieser Veröffentlichung wurden mit größter Sorgfalt erstellt. Für die Richtigkeit, Vollständigkeit und Aktualität der Inhalte können die Projektpartner und der Herausgeber jedoch keine Gewähr übernehmen. Eine Haftung für Schäden an Eigentum oder Personen infolge der Nutzung und Auslegung der Inhalte dieser Veröffentlichung wird nicht übernommen.

1. Auflage
Copyright © Projektpartner, 2008
Die Vervielfältigung des Werks für nicht-kommerzielle Zwecke ist gestattet, sofern die Quelle angegeben und die Verwendung dem Projektkoordinator gegenüber angezeigt wird. Eine öffentlich zugängliche Bereitstellung dieser Veröffentlichung durch andere Quellen als die der unten genannten Internetseiten bedarf der vorherigen Genehmigung durch die Projektpartner. Anfragen sind an den Projektkoordinator zu richten:

Universität Stuttgart
Institut für Konstruktion und Entwurf
Pfaffenwaldring 7
70569 Stuttgart
Telefon: 0711-685-66245
Telefax: 0711-685-66236
E-Mail: sekretariat@ke.uni-stuttgart.de

Das vorliegende Werk und weitere Dokumente, die im Rahmen des Forschungsprojekts COMBRI RFS-CR-03018 „Competitive Steel and Composite Bridges by Improved Steel Plated Structures" und des Nachfolgeprojekts RFS2-CT-2007-00031 „Valorisation of Knowledge for Competitive Steel and Composite Bridges" erstellt wurden, sind kostenlos auf den nachfolgend genannten Internetseiten der Projektpartner erhältlich. Beide Projekte wurden durch den Forschungsfonds für Kohle und Stahl (Research Fund for Coal and Steel - RFCS) der Europäischen Gemeinschaft finanziell unterstützt.

Belgien:	www.argenco.ulg.ac.be
Frankreich:	www.cticm.com
Deutschland:	www.uni-stuttgart.de/ke, www.stb.rwth-aachen.de
Spanien:	www.labein.es, www.apta.org.es
Schweden:	cee.project.ltu.se

Übersetzt ins Deutsche von Hetty Bigelow

Titelbilder (von links nach rechts):

Haseltalbrücke bei Suhl, Deutschland, 2006 (© KE)
Talbrücke Dambach bei Suhl, Deutschland, 2005 (© KE)
Dordogneviadukt bei Souillac, Frankreich, 2000 (© Sétra)

Vorwort

Dieses Handbuch ist ein Ergebnis des Forschungsprojekts RFS-CR-03018 „Competitive Steel and Composite Bridges by Improved Steel Plated Structures - COMBRI" [7] und des Nachfolgeprojekts RFS2-CT-2007-00031 „Valorisation of Knowledge for Competitive Steel and Composite Bridges - COMBRI+", die durch den Forschungsfonds für Kohle und Stahl (Research Fund for Coal and Steel - RFCS) der Europäischen Gemeinschaft finanziell unterstützt wurden. Im Rahmen des COMBRI-Forschungsprojekts wurden grundlegende Kenntnisse erworben, um die Wettbewerbsfähigkeit von Stahl- und Stahlverbundbrücken zu steigern. Dieses Wissen wurde im vorliegenden Handbuch aufbereitet und im Rahmen von Seminaren und Workshops vorgestellt. Das Handbuch besteht aus zwei Teilen:

► Teil I: Anwendung von Eurocode-Regelungen

Im COMBRI-Forschungsprojekt wurden die verschiedenen nationalen Blickwinkel der jeweiligen Partner, wie Eurocode-Regeln anzuwenden und zu verstehen sind, zusammengeführt und es wurde eine gemeinsame Sichtweise im Hinblick auf allgemeine Kenntnisse und Hintergrundinformationen entwickelt. Um dieses wertvolle Wissen zu erhalten, wurden im vorliegenden Teil I des COMBRI-Handbuchs zwei Verbundbrücken - ein zweistegiger Plattenbalken- und ein Kastenquerschnitt - als Rechenbeispiele erarbeitet. Beide Beispiele enthalten Verweise auf aktuelle Eurocode-Regeln.

► Teil II: Stand der Technik und Entwurf von Stahl- und Verbundbrücken

In Teil II des COMBRI-Handbuchs [8] werden zunächst Bauweisen von Brücken in den Ländern der Projektpartner - Belgien, Frankreich, Deutschland, Spanien und Schweden - vorgestellt, da der Stand der Technik im Brückenbau von Land zu Land unterschiedlich ist. Dies spiegelt die derzeit gängige Brückenbaupraxis in diesen Ländern wider und neben weit verbreiteten Bauweisen werden auch außergewöhnliche Projekte mit besonderen Randbedingungen und Pilotprojekte vorgestellt. Aufbauend hierauf werden Verbesserungsmöglichkeiten für den Entwurf von Stahl- und Verbundbrücken untersucht und die konzeptionellen Möglichkeiten, aber auch die Anwendungsgrenzen, der aktuellen Eurocode-Regeln hervorgehoben.

Darüber hinaus wird die im COMBRI-Forschungsprojekt entwickelte Software ***EB****Plate* [13] zur Ermittlung der idealen Beulspannungen und deren Anwendungsmöglichkeiten für Entwurf und Bemessung von schlanken Stahlbauteilen mit und ohne Steifen vorgestellt.

Die Autoren dieses Handbuchs bedanken sich für die Unterstützung und den finanziellen Zuschuss des Forschungsfonds für Kohle und Stahl (Research Fund for Coal and Steel - RFCS) der Europäischen Gemeinschaft.

Ulrike Kuhlmann, Benjamin Braun
Universität Stuttgart, Institut für Konstruktion und Entwurf (KE)

Markus Feldmann, Johannes Naumes
RWTH Aachen, Lehrstuhl für Stahlbau und Leichtmetallbau

Pierre-Olivier Martin, Yvan Galéa
Centre Technique Industriel de la Construction Métallique (CTICM)

Bernt Johansson, Peter Collin, Jörgen Eriksen
Luleå University of Technology, Division of Steel Structures (LTU)

Hervé Degée, Nicolas Hausoul
Université de Liège, ArGEnCo Département

José Chica
Fundación LABEIN

Joël Raoul, Laurence Davaine, Aude Petel
Service d'études sur les transports, les routes et leurs aménagements (Sétra)

Oktober 2008

Inhaltsverzeichnis

Seite

Formelzeichen V

1 Einleitung und Anwendungsbereich 1
1.1 Einleitung 1
1.2 Gliederung des Dokuments 3
2 Brückenbeschreibung und Tragwerksberechnung 5
2.1 Zweistegige Plattenbalkenbrücke 5
2.1.1 Aufbau in Längsrichtung 5
2.1.2 Querschnitt 5
2.1.3 Aufbau der Baustahlprofile 5
2.1.4 Bauablauf 11
2.2 Hohlkastenbrücke 15
2.2.1 Aufbau in Längsrichtung 15
2.2.2 Querschnitt 15
2.2.3 Aufbau des Baustahlquerschnitts 17
2.2.4 Bauablauf 19
2.3 Allgemeine Angaben 25
2.3.1 Bewehrung der Betonplatte 25
2.3.1.1 Beschreibung der Plattenbewehrung 25
2.3.1.2 Bestimmung der Hauptbiegemomente 25
2.3.2 Materialeigenschaften 29
2.3.2.1 Baustahl 29
2.3.2.2 Beton 29
2.3.2.3 Bewehrungsstahl 31
2.3.2.4 Teilsicherheitsbeiwerte für Materialien 31
2.3.3 Einwirkungen 31
2.3.3.1 Ständige Lasten 33
2.3.3.2 Betonschwinden 35
2.3.3.3 Kriechen – Reduktionszahlen 37
2.3.3.4 Verkehrslasten 39
2.3.3.5 Torsion 47
2.3.3.6 Temperatur 49
2.3.4 Einwirkungskombinationen 49
2.3.4.1 Bemessungssituationen 49

2.3.4.2 Allgemeine Anmerkungen 49
2.3.4.3 Kombinationen für den GZT außer Ermüdung 51
2.3.4.4 Kombinationen für den GZG 51
2.4 Tragwerksberechnung 53
2.4.1 Allgemeines 53
2.4.1.1 Rissbildung im Beton 53
2.4.1.2 Schubverzerrung in der Betonplatte 53
2.4.2 Schnittgrößen – Spannungen 53
2.4.2.1 Numerische Berechnung 53
2.4.2.2 Mittragende Breite 55
2.4.2.3 Ermittlung der gerissenen Betonbereiche im Bereich der Zwischenauflager 63
2.4.2.4 Schwinden und gerissene Betonbereiche 65
2.4.2.5 Ablauf der Tragwerksberechnung 65
2.4.2.6 Ergebnisse 69
3 Nachweise für den Endzustand 79
3.1 Zweistegige Plattenbalkenbrücke 79
3.1.1 Allgemeines 79
3.1.2 Querschnittsnachweis am Endauflager C0 81
3.1.2.1 Geometrie 81
3.1.2.2 Materialeigenschaften 83
3.1.2.3 Schnittgrößen 85
3.1.2.4 Querschnittsklassifizierung 85
3.1.2.5 Plastische Querschnittsberechnung 87
3.1.3 Querschnittsnachweis in Feldmitte C0-P1 95
3.1.3.1 Geometrie 95
3.1.3.2 Materialeigenschaften 95
3.1.3.3 Schnittgrößen 95
3.1.3.4 Querschnittsklassifizierung 95
3.1.3.5 Plastische Querschnittsberechnung 95
3.1.4 Querschnittsnachweis in Feldmitte P1-P2 97
3.1.4.1 Geometrie 97
3.1.4.2 Materialeigenschaften 99
3.1.4.3 Schnittgrößen 101
3.1.4.4 Querschnittsklassifizierung 101
3.1.4.5 Plastische Querschnittsberechnung 103
3.1.5 Querschnittsnachweis am Zwischenauflager P2 107
3.1.5.1 Teilfeld 1 - Geometrie 107
3.1.5.2 Teilfeld 1 - Materialeigenschaften 111

3.1.5.3 Teilfeld 1 - Schnittgrößen 111
3.1.5.4 Teilfeld 1 - Querschnittsklassifizierung 111
3.1.5.5 Teilfeld 1 - Elastische Querschnittsberechnung 115
3.1.5.6 Teilfeld 2 - Geometrie 127
3.1.5.7 Teilfeld 2 - Materialeigenschaften 127
3.1.5.8 Teilfeld 2 - Schnittgrößen 127
3.1.5.9 Teilfeld 2 - Ermittlung der Querschnittsklasse 127
3.1.5.10 Teilfeld 2 - Elastische Querschnittsberechnung 127
3.1.5.11 Teilfeld 3 - Geometrie 131
3.1.5.12 Teilfeld 3 - Materialeigenschaften 133
3.1.5.13 Teilfeld 3 - Schnittgrößen 133
3.1.5.14 Teilfeld 3 - Ermittlung der Querschnittsklasse 133
3.1.5.15 Teilfeld 3 - Elastische Querschnittsberechnung 133
3.2 Hohlkastenbrücke 137
3.2.1 Allgemeines 137
3.2.2 Querschnittsnachweis in Feldmitte P1-P2 139
3.2.2.1 Geometrie 139
3.2.2.2 Materialeigenschaften 141
3.2.2.3 Schnittgrößen 141
3.2.2.4 Einfluss der Schubverzerrung 143
3.2.2.5 Querschnittsklassifizierung 143
3.2.2.6 Nachweis der Momententragfähigkeit 145
3.2.2.7 Nachweis der Querkrafttragfähigkeit 145
3.2.2.8 M-V-Interaktion 151
3.2.3 Querschnittsnachweis am Zwischenauflager P3 151
3.2.3.1 Geometrie 151
3.2.3.2 Materialeigenschaften 153
3.2.3.3 Schnittgrößen 155
3.2.3.4 Mechanische Eigenschaften des Gesamtquerschnittes 155
3.2.3.5 Wirksame Fläche des längsausgesteiften Bodenbleches 157
3.2.3.6 Wirksame Fläche des Steges 173
3.2.3.7 Nachweis der Momententragfähigkeit 179
3.2.3.8 Nachweis der Querkrafttragfähigkeit 179
3.2.3.9 M-V-Interaktion 189
4 Nachweise für den Bauzustand 193
4.1 Zweistegige Plattenbalkenbrücke 193
4.1.1 Allgemeines 193
4.1.2 Nachweise gemäß Abschnitten 6 und 7, EN 1993-1-5 197
4.1.3 Nachweise gemäß Abschnitt 10, EN 1993-1-5 199

4.1.4 Ergebnisse 207
4.2 Hohlkastenbrücke 209
4.2.1 Allgemeines 209
4.2.2 Nachweise gemäß Abschnitt 6, EN 1993-1-5 215
4.2.2.1 Bemessungssituation „1” 215
4.2.2.2 Bemessungssituation „2” 221
4.2.2.3 Bemessungssituation „3” 221
4.2.3 Nachweise gemäß Abschnitt 10, EN 1993-1-5 223
4.2.3.1 Stegblech (Bemessungssituation „1”) 223
4.2.3.2 Bodenblech 241
4.2.4 Zusammenfassung 261
5 Zusammenfassung 265
Literatur 269
Abbildungsverzeichnis 273
Tabellenverzeichnis 277

Formelzeichen

Lateinische Kleinbuchstaben

a	Länge eines Stegbleches zwischen benachbarten vertikalen Steifen (mögliche Subskripte: p, w)
b_b	Breite des Untergurtes
b_{bf}	Breite des Untergurtes des Trägers
b_{eff}	Gesamte effektive Breite des Betongurtes
b_i	Tatsächliche geometrische Breite des zum Hauptträger gehörenden Betongurtes
b_{tf}	Breite des Obergurtes des Trägers
b_{slab}	Dicke des Betongurtes
b_{sub}	Breite eines jeden Teilfeldes des unteren Flansches
b_0	Abstand zwischen den äußeren Dübelreihen
b_1	Abstand zwischen den Steifenstegen
b_2	Breite des Steifenflansches
b_3	Breite eines jeden Steifensteges
c_{bf}	Breite der Druckzone des unteren Flansches
c_w	Breite der Druckzone des Steges
c_{lr}	Abstand zwischen dem Schwerpunkt einer jeden unteren Bewehrungslage und der nächsten freien Oberfläche
c_{ur}	Abstand zwischen dem Schwerpunkt einer jeden oberen Bewehrungslage und der nächsten freien Oberfläche
e	Dicke des Betongurtes
f_{cd}	Bemessungswert der Betondruckfestigkeit
f_{ck}	Charakteristische Zylinderdruckfestigkeit nach 28 Tagen
$f_{ctk,0.05}$	5% Fraktile der charakteristischen Betonzugfestigkeit
$f_{ctk,0.95}$	95% Fraktile der charakteristischen Betonzugfestigkeit
f_{ctm}	Mittelwert der Betonzugfestigkeit
f_{cm}	Mittelwert der Zylinderdruckfestigkeit nach 28 Tagen
f_{sk}	Charakteristicher Wert der Streckgrenze der Stabstahlbewehrung
f_u	Nennwert der Zugfestigkeit
f_y	Nennwert der Streckgrenze des Baustahls (mögliche Subskripte: w, tf, tf1, tf2, tst, p)
f_{yd}	Bemessungswert der Streckgrenze des Baustahls (mögliche Subskripte: w, tf, tf1, tf2, tst, p)
h	Trägerhöhe
$h_{a,seff}$	Lage der effektiven elastischen Nullinie (ENL) des Baustahlquerschnitts

h_{eff}	Lager der effektiven elastischen Nullinie (ENA) des Verbundquerschnitts
h_w	Steghöhe des Trägers
$h_{w,eff}$	Effektive Steghöhe bei Druckbeanspruchung des Trägers
$h_{we1,2}$	Verteilung der effektiven Steghöhe bei Druckbeanspruchung des Trägers
h_{st}	Höhe der Steife
k_σ	Plattenbeulkoeffizient für Normalspannung
k_τ	Plattenbeulkoeffizient für Schubspannung
m_q	Torsionsbeanspruchung infolge verteilter Lasten
n_{lr}	Gesamte Stahlbewehrung in der unteren Bewehrungslage
n_0	Reduktionszahl bei kurzzeitiger Beanspruchung
n_L	Reduktionszahl bei Langzeitbeanspruchung
n_{st}	Anzahl der gleichmäßig verteilten Steifen des unteren Flansches
n_{ur}	Gesamte Stahlbewehrung in der unteren Bewehrungslage
p	Umfang des Betongurtes
q	Exzentrisch verteilte Verkehrslasten
q_{fk}	Charakteristischer Wert gleichmäßig verteilter Lasten aus Fußgänger- und Radverkehr
q_{min}	Minimalwert der Linienlasten aus Brückenausbauten
q_{max}	Maximalwert der Linienlasten aus Brückenausbauten
q_{nom}	Nominalwert der Linienlasten aus Brückenausbauten (Sicherheitseinrichtungen, Belag,…)
s_{lr}	Abstand zwischen den Bewehrungsstäben der unteren Bewehrungslage des Betongurtes
s_{ur}	Abstand zwischen den Bewehrungsstäben der oberen Bewehrungslage des Betongurtes
t	Plattendicke (Mögliche Subskripte: tf, tf1, tf2, p, w, st)
t	Zeit
t_0	Betonalter bei Belastungsbeginn
t_f	Dicke des Trägerflansches (Mögliche Subskripte: 1, 2)
t_{ini}	Zeitpunkt der Verkehrsfreigabe
t_{slab}	Dicke des Betongurtes
t_{st}	Dicke der Steife
$t_{st,eq}$	Äquivalente Dicke des Steifensteges
t_w	Dicke des Trägersteges
w	Breite aller Verkehrsspuren
x	Balkenachse der Brücke
z	Schwerpunktslage des Querschnittes
z_{na}	Schwerpunktslage des Querschnittes der Verbundbrücke
z_{pl}	Lage der plastischen Nulllinie (PNL) des Querschnittes

Lateinische Großbuchstaben

A_a	Querschnittsfläche des Baustahlquerschnitts
A_{abf}	Querschnitt des unteren Flansches
$A_{a,\,eff}$	Effektive Querschnittsfläche des Baustahlquerschnitts
A_{atf}	Querschnittsfläche des oberen Flansches (Mögliche Subskripte: 1, 2)
A_{aw}	Querschnittsfläche des Steges
A_c	Betonquerschnittsfläche
	Gesamtfläche des unteren Flansches mit Steifen
$A_{c.eff.loc}$	Wirksame Querschnittsfläche infolge lokalen Plattenbeulens
A_{clr}	Betonquerschnittsfläche unterhalb der unteren Bewehrungslage des Betongurtes
A_{clur}	Betonquerschnittsfläche zwischen der unteren und der oberen Bewehrungslage des Betongurtes
A_{cur}	Betonquerschnittsfläche oberhalb der oberen Bewehrungslage des Betongurtes
A_{eff}	Effektive Querschnittsfläche des Verbundquerschnitts
A_{slr}	Querschnittsfläche eines einzelnen Bewehrungsstabes der unteren Bewehrungslage des Betongurtes
A_{stw}	Querschnittsfläche der Stegsteife
A_{sur}	Querschnittsfläche eines einzelnen Bewehrungsstabes der oberen Bewehrungslage des Betongurtes
A_{tot}	Gesamtquerschnittsfläche des Verbundquerschnittes
A_{tslr}	Querschnittsfläche der gesamten Bewehrung der unteren Bewehrungslage des Betongurtes
A_{tsur}	Querschnittsfläche der gesamten Bewehrung der oberen Bewehrungslage des Betongurtes
E_a	Elastizitätsmodul des Baustahls
E_{cm}	Elastizitätsmodul (mittlerer Sekantenmodul) des Betons
E_s	Rechenwert des Elastizitätsmoduls für Betonstahl
G_k	Charakteristischer (nomineller) Wert der Auswirkung ständiger Beanspruchungen
$G_{k,inf}$	Charakteristischer Wert einer *günstig* wirkenden ständigen Beanspruchung (nomineller Wert des Eigengewichts und Minimalwert nichttragender Brückenausrüstung) bei Berücksichtigung von Bauphasen
$G_{k,sup}$	Charakteristischer Wert einer *ungünstig* wirkenden ständigen Beanspruchung (nomineller Wert des Eigengewichts und Maximalwert nichttragender Brückenausrüstung) bei Berücksichtigung von Bauphasen
I	Flächenmoment zweiten Grades
$I_{a,eff}$	Effektives Flächenmoment zweiten Grades des Baustahlquerschnitts
I_{eff}	Effektives Flächenmoment zweiten Grades des Querschnitts
I_t	St. Venant'sche Torsionsstifigkeit
I_{tot}	Gesamtes Flächenmoment zweiten Grades des Verbunsquerschnitts
I_Δ	Flächenmoment zweiten Grades (bezüglich einer Achse Δ, die in der Verbundfuge liegt)

L_e	Effektive Länge des Durchlaufträgers
L_i	Länge des Feldes i
$M_{a,Ed}$	Bemessungswert des auf den Stahlträger einwirkenden Anteils des Momentes
$M_{c,Ed}$	Bemessungswert des auf den Verbundquerschnitt einwirkenden Biegemomentes
$M_{f,Rd}$	Bemessungswert der vollplastischen Momententragfähigkeit eines Querschnitts, der lediglich aus den Flanschen besteht
M_{Ed}	Bemessungswert des einwirkenden Momentes
$M_{pl,Rd}$	Bemessungswert der vollplastischen Momententragfähigkeit des Verbundquerschnitts bei vollständiger Verdübelung
M_Q	Torsionsbeanspruchung infolge Einzellasten
N_a	Bemessungswert der Normalkraft des Baustahlquerschnitts eines Verbundträgers
N_{abf}	Bemssungswert der vollplastischen Normalkrafttragfähigkeit des unteren Flansches des Baustahlquerschnitts
N_{atf}	Bemssungswert der vollplastischen Normalkrafttragfähigkeit des oberen Flansches des Baustahlquerschnitts
N_{aw}	Bemssungswert der vollplastischen Normalkrafttragfähigkeit des Steges des Baustahlquerschnitts
N_c	Bemessungswert der Drucknormalkraft des Betongurtes
N_{clr}	Bemessungswert der Drucknormalkraft des gedrückten Betonquerschnitts, der sich unterhalb der unteren Bewehrungslage befindet
N_{cur}	Bemessungswert der Drucknormalkraft des gedrückten Betonquerschnitts, der sich oberhalb der oberen Bewehrungslage befindet
N_{clur}	Bemessungswert der Drucknormalkraft des gedrückten Betonquerschnitts, der sich zwischen der unteren und der oberen Bewehrungslage befindet
N_{sl}	Bemessungswert der vollplastischen Normalkrafttragfähigkeit der unteren Bewehrungslage
N_{su}	Bemessungswert der vollplastischen Normalkrafttragfähigkeit der oberen Bewehrungslage
Q	Exzentrische Einzellasten aus veränderlichen Einwirkungen
Q_{k1}	Charakteristischer Wert der führenden veränderlichen Einwirkung 1
$Q_{ki,i\geq 2}$	Charakteristischer Wert der begleitenden veränderlichen Einwirkung i
S	Einhüllende der charakteristischen Schnittgrößen (oder Verformungen) aus Schwinden des Betons
S_{na}	Gesamtes Flächenmoment ersten Grades des Verbundquerschnitts
TS_{k}	Einhüllende der charakteristischen Schnittgrößen (oder Verformungen) aus den vertikalen Einzellasten des Lastmodells 1 der EN 1991-2
UDL_{k}	Einhüllende der charakteristischen Schnittgrößen (oder Verformungen) aus den vertikalen Gleichlasten des Lastmodells 1 der EN 1991-2
$V_{b,Rd}$	Bemessungswert der Schubbeultragfähigkeit des Steges des Baustahlquerschnitts
$V_{bf,Rd}$	Bemessungswert der Schubtragfähigkeit des Flansches bei Stegschubbeulen des Baustahlquerschnitts
$V_{bw,Rd}$	Bemessungswert der Schubtragfähigkeit des Steges bei Stegschubbeulen des Baustahlquerschnitts
V_{Ed}	Bemessungswert der einwirkenden Querkraft

$V_{Ed,\,proj}$	In Richtung des Steges projizierter Anteil des Bemessungswertes der einwirkenden Querkraft
V_{Rd}	Bemessungswert der Querkraftttragfähigkeit
$V_{pl,Rd}$	Bemessungswert der vollplastischen Querkrafttragfähigkeit des Verbundquerschnitts
$V_{pl,a,Rd}$	Bemessungswert der vollplastischen Querkrafttragfähigkeit des Baustahlquerschnitts

Griechische Kleinbuchstaben

α	Faktor; Winkel; Prozentualer Anteil der druckbeanspruchten Höhe
α_{Qi}	Anpassungsbeiwert für Einzellasten *TS* des Lastmodells 1 auf den Fahrstreifen i (i = 1,2, …)
α_{qi}	Anpassungsbeiwert für Gleichlasten *UDL* des Lastmodells 1 auf den Fahrstreifen i (i = 1,2, …)
α_{qr}	Anpassungsbeiwert des Lastmodells 1 für die verbleibenden Flächen
β	Reduktionsfaktor zur Berücksichtigung der Schubverzerrung
γ_C	Teilsicherheitsbeiwert für Beton
γ_M	Teilsicherheitsbeiwert für eine Baustoffeigenschaft unter Berücksichtigung von Modellunsicherheiten und Abweichungen von den nominellen Abmessungen
γ_{M0}	Teilsicherheitsbeiwert für Baustahl nach EN 1993-1-1, 6.1(1)
γ_{M1}	Teilsicherheitsbeiwert für Baustahl bei stabilitätsgefährdeten Bauteilen nach EN 1993-1-1,6.1(1)
γ_{M2}	Teilsicherheitsbeiwert für Widerstände von Verbindungsmitteln
$\gamma_{M,ser}$	Teilsicherheitsbeiwert für Baustahl im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG)
γ_S	Teilsicherheitsbeiwert für Betonstahl
ε	Dehnung; Faktor $\sqrt{\frac{235N/mm^2}{f_y}}$ (mögliche Subskripte: tf, tf1, tf2, p, w, st)
ε_{ca}	Dehnung aus autogenem Schwinden
ε_{cd}	Dehnung aus Trocknungsschwinden
ε_{cs}	gesamte Dehnung aus Schwinden
η	Beiwert für die Streckgrenze des Baustahls
η_1 η_3	Verhältnis zwischen aufgebrachter Spannung und Streckgrenze in einem Baustahlquerschnitt
$\bar{\eta}_1$ $\bar{\eta}_3$	Verhältnis zwischen aufgebrachter Belastung und Widerstand in einem Baustahlquerschnitt
θ_ω	Neigungswinkel des Steges zur Vertikalen
κ	Faktor zur Berücksichtigung von Schubverzerrungen
$\bar{\lambda}$	Bezogene Schlankheit (mäögliche Subskripte: c, p, w, LT, op)
μ	Flächenmoment
ν	Querdehnzahl
σ_{abfu}	Spannung in der oberen Faser des unteren Flansches
σ_{atfl}	Spannung in der unteren Faser des oberen Flansches

σ_c	Normalzugpannung in der oberen Faser des Betongurtes
σ_{cr}	Elastische kritische Plattenbeulspannung
σ_E	Elastische kritische Eulerspannung
σ_{Ed}	Bemessungswert einer Normalspannung in einem Querschnitt
σ_{tsur}	Spannung in der oberen Bewehrung eines Verbundquerschnitts
$\sigma_{sup,reinf}$	Maximalspannung im Traglastzustand (Zustand II) in der oberen Bewehrung (Feldmoment)
ρ	Abminderungsfaktor (≤ 1,0) der effektiven Querschnittsfläche des Baustahlquerschnitts
ρ_c	Abminderungsfaktor für die mittragende Breite
ρ_s	Bewehrungsgrad eines Betonquerschnittes
τ_{cr}	Elastische kritische Schubbeulspannung
τ_{Ed}	Bemessungswert der Schubspannung in einem Querschnitt
φ	Kriechfunktion
ϕ	Durchmesser der Bewehrung im Betongurt
ϕ_{lr}	Durchmesser der unteren Bewehrung im Betongurt
ϕ_{ur}	Durchmesser der oberen Bewehrung im Betongurt
χ	Abminderungsfaktor (≤ 1) für Instabilität (mögliche Subskripte: c, p, w)
ψ	Verhältnis zweier Spannungsordinaten an gegenüberliegenden Kanten eines Stahlbleches (mögliche Subskripte: w)
ψ_L	Kriechbeiwert
ψ_0	Kombinationsbeiwert einer veränderlichen Einwirkung
ψ_1	Beiwert für den häufigen Wert einer veränderlichen Einwirkung
ψ_2	Beiwert für den quasi-ständigen Wert einer veränderlichen Einwirkung
Ω	Fläche, die durch die Mittelebenen der inneren Bauteile eines Kastenquerschnittes begrenzt wird

1 Einleitung und Anwendungsbereich

1.1 Einleitung

Dieses Handbuch hat seinen Ursprung im COMBRI-Forschungsprojekt [7], in dem die unterschiedlichen nationalen Hintergründe aller Projektbeteiligten zur Anwendung und Interpretation von Regelungen der Eurocodes zusammengetragen worden. Um die Anwendung der Eurocodes EN 1993-1-5, EN 1993-2 und EN 1994-2 im Hinblick auf die Nachweise des Plattenbeulens zu erleichtern, wurde entschieden, zwei Stahlbeton-Verbundbrücken zu behandeln - eine zweistegige Plattenbalken- und eine Hohlkastenbrücke – um anhand von Arbeitsbeispielen dieses Wissen ausführlich darzustellen. Da die Beispiele ihren Schwerpunkt auf der Anwendung und Umsetzung der Regelungen der Eurocodes haben, welche sich auf den Nachweis des Plattenbeulens beziehen, kann eine Gesamtdarstellung des Brückenentwurfes nicht erfolgen. In diesem Zusammenhang zeigt Abbildung 1-1, wie viele Normen der Entwurf einer Verbundbrücke umfassen kann. Im vorliegenden Handbuch werden hauptsächlich die Normen EN 1993-1-5 „Plattenförmige Bauteile”, EN 1993-2 „Stahlbrücken” und EN 1994-2 „Verbundbrücken” behandelt.

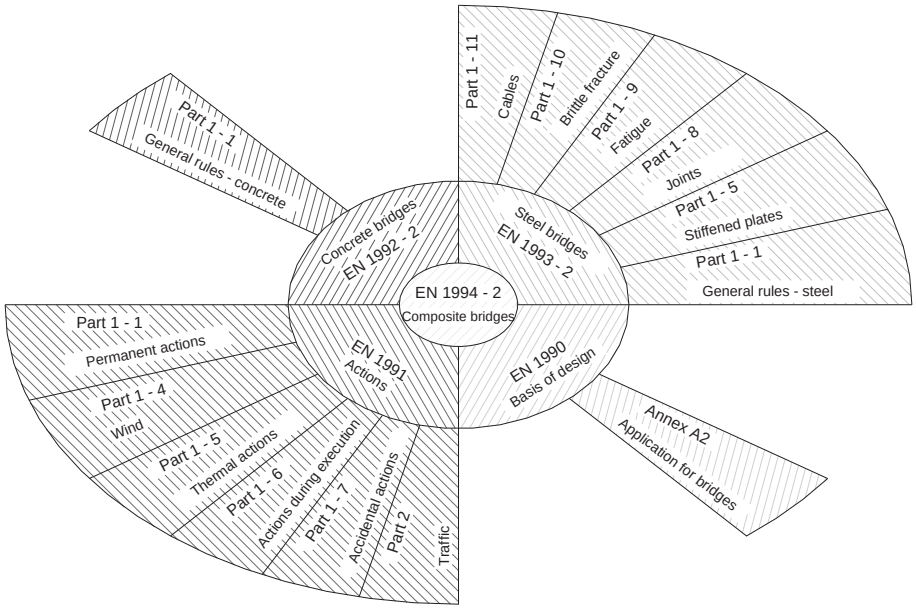


Abbildung 1-1: Anzuwendende Eurocodes im Entwurf von Verbundbrücken.

An einigen Stellen des Handbuchs werden, ohne weitere Schilderung des theoretischen Hintergrundes, Annahmen, z. B. Lastannahmen, getroffen. Des Weiteren wird davon ausgegangen, dass der Leser mit den grundsätzlichen Regeln des Entwurfs und der Modellbildung im Brückenbau vertraut ist, da dieses Handbuch zwar einen detaillierten Einblick in die Thematik des Plattenbeulens gibt, aber nicht alle weiteren mit dem Nachweis der Konstruktion verwandten Themen behandeln kann. Als weitergehende Literatur zu diesen Themenbereichen seien beispielsweise [2], [4], [6], [32], [33], [34], [35], [36], [37], [39], [41] genannt, ohne Anspruch auf Vollständigkeit zu erheben.

Bemessung und Konstruktion von Stahl- und Verbundbrücken gemäß Eurocodes

Für die Bemessung und Konstruktion von Stahl- und Verbundbrücken sind folgende Eurocodes anzuwenden [3]:

- EN 1990/A1 Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung – Anwendung für Brücken [14]
- EN 1991-1-1 Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen auf Tragwerke - Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau [15]
- EN 1991-1-3 Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-3: Allgemeine Einwirkungen auf Tragwerke, Schneelasten [16]
- EN 1991-1-4 Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen auf Tragwerke, Windlasten [17]
- EN 1991-1-5 Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-5: Allgemeine Einwirkungen auf Tragwerke, Temperatureinwirkungen [18]
- EN 1991-1-6 Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-6: Allgemeine Einwirkungen auf Tragwerke, Einwirkungen während der Bauausführung [19]
- EN 1991-1-7 Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-7: Allgemeine Einwirkungen auf Tragwerke, Außergewöhnliche Einwirkungen [20]
- EN 1991-2 Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken [21]
- EN 1993-1-1 Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau [22]
- EN 1993-1-5 Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 1-5: Plattenförmige Bauteile [23]
- EN 1993-2 Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 2: Stahlbrücken [24]
- EN 1994-1-1 Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Anwendungsregeln für den Hochbau [25]
- EN 1994-2 Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton – Teil 2: Allgemeine Bemessungsregeln und Anwendungsregeln für Brücken [26]
- EN 1997-1 Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 1: Allgemeine Regeln [27]
- EN 1998-1 Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben – Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und allgemeine Anforderungen an Bauwerke [28]
- EN 1998-2 Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben – Teil 2: Brücken [29]
- EN 1998-5 Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben – Teil 5: Gründungen, Stützbauwerke und geotechnische Aspekte [30]

Im Dokument sind Verweise auf einige der hier genannten Eurocodes angegeben.

1.2 Gliederung des Dokuments

Im Folgenden werden die Arbeitsbeispiele in einem doppelseitigem Layout präsentiert, wobei sich Kommentare, Hintergrundinformationen und Informationen zur Auslegungen des Normtextes sowie Auszüge aus der Norm auf der linken Seite befinden, Beispielrechnungen auf der rechten Seite. Wie oben erwähnt, handelt es sich bei den Beispielen um eine zweistegige Plattenbalken- und eine Hohlkastenbrücke, was eine grundlegende Betrachtung eines Entwurfes mit und ohne Längssteifen ermöglicht.

In Kapitel 2 werden die Fahrbahnplatte der zweistegigen Plattenbalken- und der Hohlkastenbrücke beschrieben und die allgemeine Berechnung beider Brücken vorgestellt. Zu diesem Zweck wird ein Überblick über die Brückengeometrie und -dimensionierung, sowie den Bauablauf gegeben. Anschließend folgt ein allgemeiner Abschnitt, in dem Informationen, wie z.B. Materialeigenschaften und Einwirkungskombinationen, dargestellt werden. Zum Schluss wird die globale Schnittgrößenberechnung beider Brücken dargestellt und die für die lokalen Nachweise relevanten Ergebnisse werden zusammengefasst. Darauf aufbauend beschäftigen sich die Kapitel 3 und 4 mit den Nachweisen für den Endzustand und die einzelnen Bauphasen. Die Kapitel fassen dabei die Nachweise der beiden Brückentypen getrennt zusammen.

2 Brückenbeschreibung und Tragwerksberechnung

2.1 Zweistegige Plattenbalkenbrücke

2.1.1 Aufbau in Längsrichtung

Bei der Brücke handelt es sich um eine symmetrische zweistegige Plattenbalkenbrücke in Verbundbauweise mit drei Feldern der Spannweiten 50 m, 60 m und 50 m und einer Gesamtlänge von 160 m zwischen den Widerlagern. Es handelt sich um ein theoretisches Beispiel, für das folgende geometrische Vereinfachungen getroffen wurden:

- Waagerechte, horizontale Ausrichtung
- Ebene Oberfläche der Fahrbahn
- Im Grundriss geradlinige Brücke
- Konstante Höhe von 2400 mm für die Baustahlprofile der Hauptträger

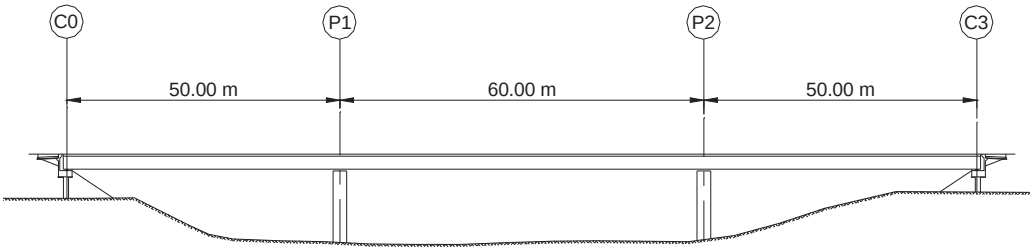


Abbildung 2-1: Schematische Ansicht der zweistegigen Plattenbalkenbrücke.

2.1.2 Querschnitt

Die Brücke besteht aus zwei 3,5 m breiten Fahrbahnen, einem 2 m breiten Seitenstreifen je Seite und einer Absturzsicherung (vgl. Abbildung 2-2).

Der Querschnitt der Brücke inklusive der nichttragenden Bauteile ist achsensymmetrisch bezüglich seiner vertikalen Mittelachse. Die Plattendicke variiert zwischen 0,4 m über den Haupträgern und 0,25 m an den freien Enden und wird rechnerisch als 0,325 m dicke Platte mit rechteckigem Querschnitt abgebildet.

Die Gesamtplattenbreite beträgt 12 m. Der Abstand zwischen den Achsen der Hauptträger beträgt 7,0 m. Die Auskragung der Platte beträgt zu beiden Seiten je 2,5 m.

2.1.3 Aufbau der Baustahlprofile

Die Querschnittsabstufung der Baustahlquerschnitte eines Hauptträgers ist in Abbildung 2-4 dargestellt.

Jeder Hauptträger weist eine konstante Höhe von 2400 mm auf. Die Dicke des oberen und unteren Flansches variiert, wobei der Stoß zweier unterschiedlich dicker Bleche stets so ausgeführt ist, dass die Abstufung zur Innenseite des Trägers weist. Der untere Flansch ist 1000 mm breit, der obere Flansch 800 mm.

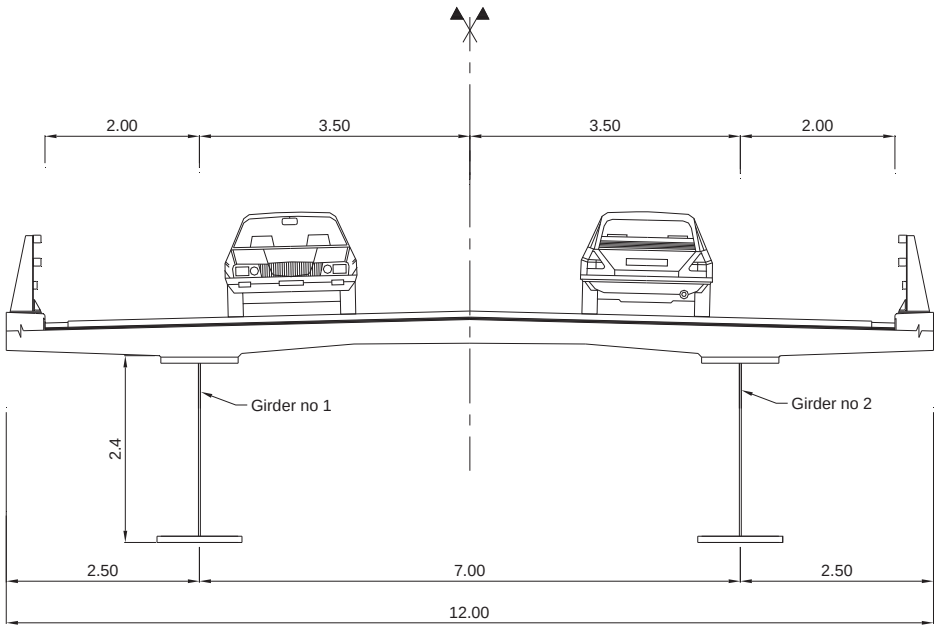


Abbildung 2-2: Querschnitt der zweistegigen Plattenbalkenbrücke.

Die Querausteifungen der Hauptträger befinden sich an den Widerlagern und den innenliegenden Auflagern sowie in Abständen von 8,333 m in den Endfeldern (C0-P1 and P2-C3) und 7,5 m im Mittelfeld (P1-P2). Abbildung 2-3 zeigt die für die Querausteifung an den Auflagern zugrunde gelegte Geometrie. Um die Aufnahme der Querkraft im Bereich der Innenauflager zu gewährleisten, wurden zusätzlich vertikale Aussteifungen im Abstand von 1,5 m und 4,0 m von den Innenauflagern angeordnet.

Die Optimierung dieser Aussteifung wird in Teil II des COMBRI-Handbuchs Brücken [8] entsprechend der Ergebnisse des COMBRI-Forschungsprojekts [7] diskutiert.

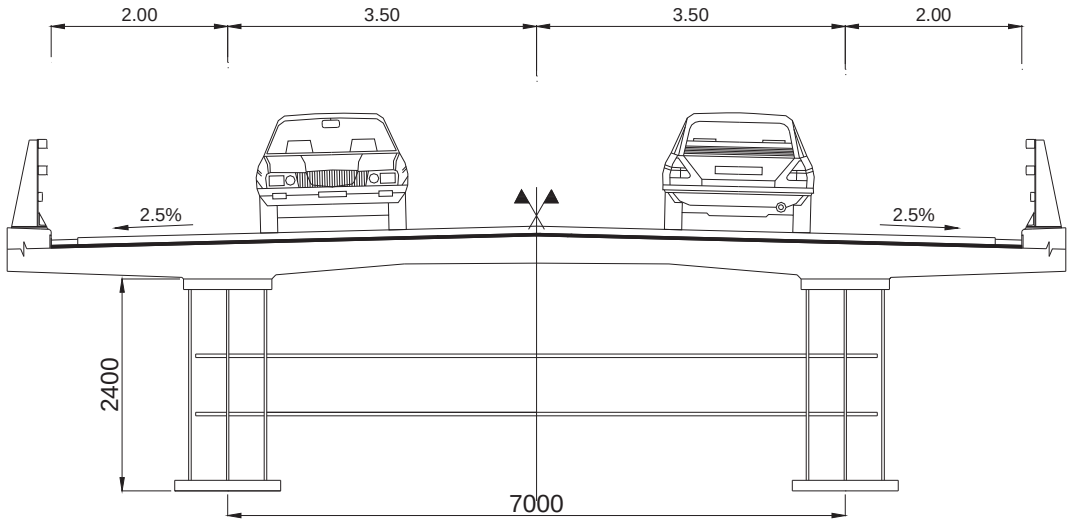


Abbildung 2-3: Querausteifung der zweistegigen Plattenbalkenbrücke.

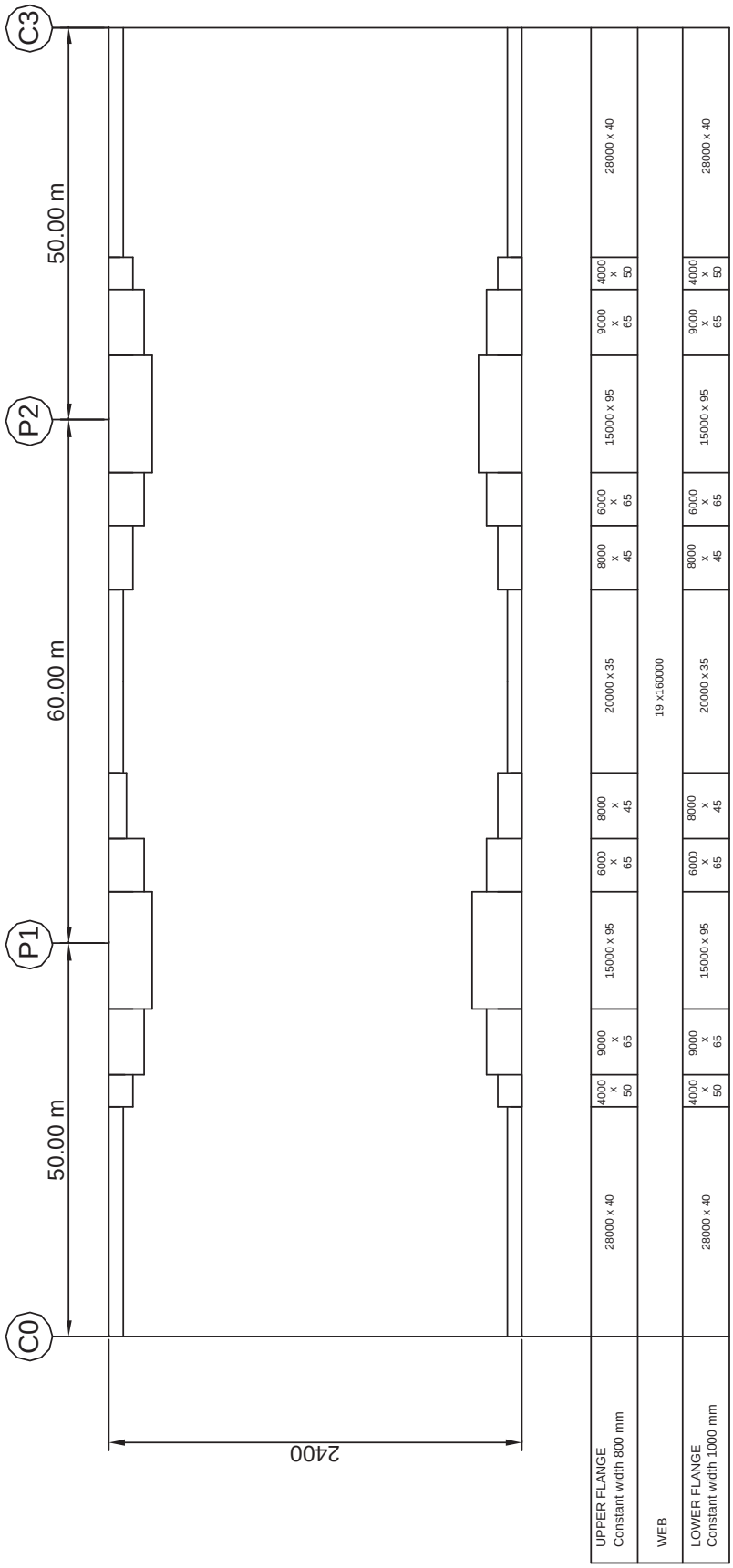


Abbildung 2-4: Abstufung der Stahlprofile eines Hauptträgers der zweistegigen Plattenbalkenbrücke.

EN 1994-2, 5.4.2.4: Belastungsgeschichte

(1)P Bei der Tragwerksberechnung müssen die Einflüsse aus der Belastungsgeschichte ausreichend genau berücksichtigt werden. Hierzu zählen Einflüsse aus einer abschnittsweisen Herstellung des Tragwerks, aus Systemwechseln und gegebenenfalls Einflüsse aus Einwirkungen, die teilweise auf das Stahl- oder Verbundtragwerk wirken (Herstellung mit oder ohne Eigengewichtsverbund).

(2) Bei Verbundträgern darf bei der Tragwerksberechnung für den Grenzzustand der Tragfähigkeit (ausgenommen Ermüdung) der Einfluss der Belastungsgeschichte vernachlässigt werden, wenn alle Querschnitte die Bedingungen der Klasse 1 oder 2 erfüllen und wenn keine Biegedrillknickgefahr besteht.

EN 1994-2, 6.6.5.2(3)

(3) Bei der Ausführung ist die Betonierreihenfolge so zu wählen, dass noch nicht vollständig abgebundener Beton infolge einer unplanmäßigen Verbundwirkung, die aus den Tragwerksverformungen infolge der nachfolgenden Betonierlasten resultiert, nicht geschädigt wird. In der Regel sollten Verbundmittel erst planmäßig beansprucht werden, wenn die Zylinderdruckfestigkeit des Betons mindestens 20 N/mm² beträgt.

2.1.4 Bauablauf

Die Annahmen bezüglich des Bauablaufes sind wichtig für alle Nachweise, die im Laufe der Fertigstellung der Stahlkonstruktion und der Fahrbahnplatte, insbesondere während des Betonierens, zu erbingen sind. Des Weiteren sind sie wichtig für die Ermittlung der Reduktionszahl $n = E_a/E_{cm}$ (vgl. Abschnitt 2.3.3.3). Außerdem sollte bei der Schnittgrößenberechnung der Fahrbahnplatte der Bauablauf berücksichtigt werden (EN 1994-2, 5.4.2.4).

Es wird der folgende Bauablauf zugrunde gelegt:

- Herstellung der Stahlkonstruktion im Längseinschubverfahren (siehe Abschnitt 4.1)
- Abschnittsweises Betonieren der Ortbetonfahrbahnplatte:

  Die Gesamtlänge von 160 m wird in 16 identische, 10 m lange Betonierabschnitte unterteilt. Diese werden in der in Abbildung 2-5 dargestellten Reihenfolge betoniert. Der Beginn des Betonierens des ersten Abschnittes ist der Zeitpunkt t=0. Diese Definition ist wichtig für die Ermittlung des jeweiligen Alters der Betonierabschnitte während des Bauablaufs.

  Die zum Betonieren eines Abschnitts benötigte Zeit wird mit drei Arbeitstagen abgeschätzt. Der erste Tag ist dem Betonieren gewidmet, der zweite dem Aushärten des Betons und der dritte dem Umsetzen der mobilen Schalung. Die Platte wird dementsprechend innerhalb von 48 Tagen fertiggestellt (EN 1994-2, 6.6.5.2(3)).
- Installation der nichttragenden Brückenaufbauten:

  Es wird eine Fertigstellung innerhalb von 32 Tagen angenommen, so dass die Fahrbahnplatte zum Zeitpunkt t = 48 + 32 = 80 Tage vollständig fertig gestellt ist.

Basierend auf diesen Annahmen gibt

Tabelle 2-1 das jeweilige Betonalter der einzelnen Betonierabschnitte und den Mittelwert des Alters t_0 des Gesamtbetons in jeder Phase des Bauablaufs wider.

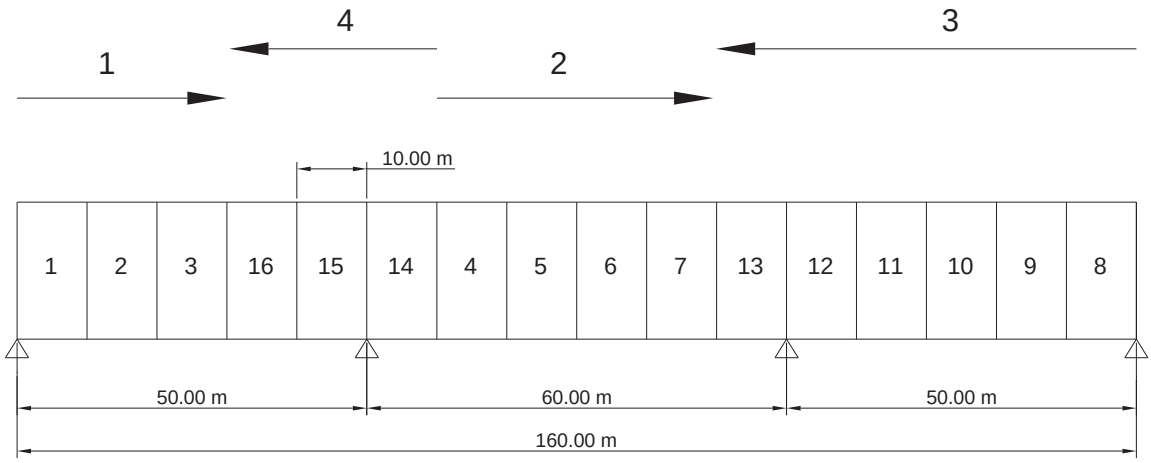


Abbildung 2-5: Betonierreihenfolge der zweistegigen Plattenbalkenbrücke.

Tabelle 2-1: Alter der Betonierabschnitte bei Fertigstellung der zweistegigen Plattenbalkenbrücke.

Loading	time t	segment 1	segment 2	segment 3	segment 4	segment 5	segment 6	segment 7	segment 8	segment 9	segment 10	segment 11	segment 12	segment 13	segment 14	segment 15	segment 16	Mean age t0 of the concrete at the time t
pouring of the segment 1	**0**																	
pouring of the segment 2	**3**	3																**3**
pouring of the segment 3	**6**	6	3															**4.5**
pouring of the segment 4	**9**	9	6	3														**6**
pouring of the segment 5	**12**	12	9	6	3													**7.5**
pouring of the segment 6	**15**	15	12	9	6	3												**9**
pouring of the segment 7	**18**	18	15	12	9	6	3											**10.5**
pouring of the segment 8	**21**	21	18	15	12	9	6	3										**12**
pouring of the segment 9	**24**	24	21	18	15	12	9	6	3									**13.5**
pouring of the segment 10	**27**	27	24	21	18	15	12	9	6	3								**15**
pouring of the segment 11	**30**	30	27	24	21	18	15	12	9	6	3							**16.5**
pouring of the segment 12	**33**	33	30	27	24	21	18	15	12	9	6	3						**18**
pouring of the segment 13	**36**	36	33	30	27	24	21	18	15	12	9	6	3					**19.5**
pouring of the segment 14	**39**	39	36	33	30	27	24	21	18	15	12	9	6	3				**21**
pouring of the segment 15	**42**	42	39	36	33	30	27	24	21	18	15	12	9	6	3			**22.5**
pouring of the segment 16	**45**	45	42	39	36	33	30	27	24	21	18	15	12	9	6	3		**24**
end of the slab hardening	**48**	48	45	42	39	36	33	30	27	24	21	18	15	12	9	6	3	**25.5**
superstructures	**80**	80	77	74	71	68	65	62	59	56	53	50	47	44	41	38	35	**57.5**
End of construction phasing	**80**	**80**	**77**	**74**	**71**	**68**	**65**	**62**	**59**	**56**	**53**	**50**	**47**	**44**	**41**	**38**	**35**	**57.5**

2.2 Hohlkastenbrücke

2.2.1 Aufbau in Längsrichtung

Die Brücke hat einen symmetrischen Hohlkastenaufbau in Verbundbauweise mit fünf Feldern à 90 m, 120 m, 120 m, 120 m, und 90 m Länge (d. h. eine Gesamtlänge zwischen den Widerlagern von 540 m). Es handelt sich um ein theoretisches Beispiel, für das folgende geometrische Vereinfachungen getroffen wurden:

- Waagerechte, horizontale Ausrichtung
- Ebene Oberfläche der Fahrbahn
- Im Grundriss geradlinige Brücke
- Konstante Höhe von 4000 mm für den Stahlhohlkasten

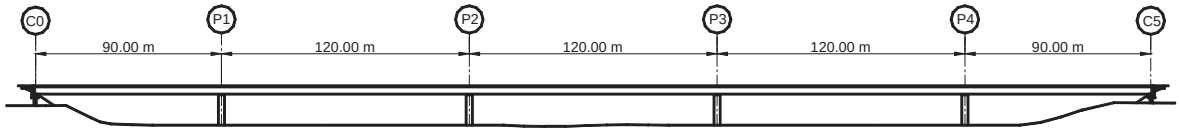


Abbildung 2-6: Schematische Ansicht der Hohlkastenbrücke.

2.2.2 Querschnitt

Es handelt sich bei dem gewählten Querschnittt um eine vierspurige Straßenbrücke. Jede Spur ist 3,5 m breit, wobei die zwei äußeren Spuren jeweils auf der rechten Seite von einem 2,06 Meter breiten Standstreifen begrenzt werden. Außerhalb des Standstreifens und in der Mitte der Fahrbahnbreite befinden sich Absturzsicherungen (vgl. Abbildung 2-7).

Der Querschnitt der Brücke inklusive der nichttragenden Bauteile ist achsensymmetrisch bezüglich seiner vertikalen Mittelachse. Für die 21,5 m breite Platte wurde in der Berechnung eine konstante Dicke von 0,325 m angenommen. Der Achsabstand der Hauptträger beträgt 12,0 m, die Auskragung der Platte auf jeder Seite 4,75 m.

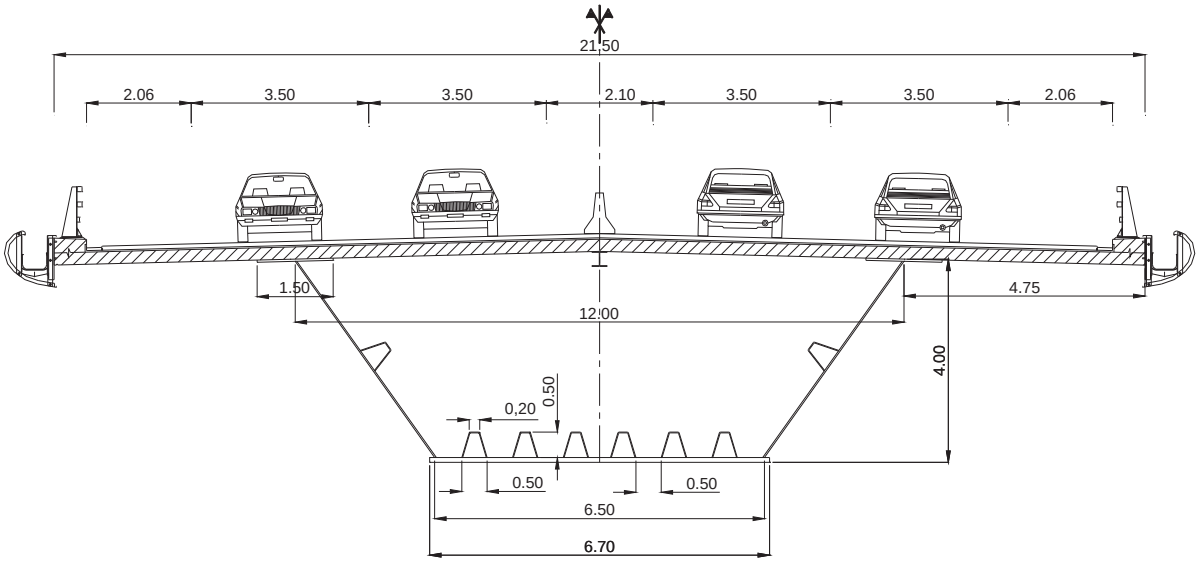


Abbildung 2-7: Querschnitt der Hohlkastenbrücke.

Der Betongurte sind mit einem offenen Kastenquerschnitt mit den folgenden Abmessungen verbunden:

- Gesamthöhe des Stahlhohlkastens: 4,00 m
- Abstand der Stege auf Höhe der Obergurte (Achsmaß): 12,00 m
- Abstand der Stege auf Höhe des Bodenbleches (Achsmaß): 6,50 m
- Breite der oberen Flansche: 1,50 m
- Breite der unteren Flansche: 6,70 m

2.2.3 Aufbau des Baustahlquerschnitts

In Abbildung 2-10 ist der Baustahlquerschnitt der Brücke dargestellt.

Der Hohlkasten hat eine konstante Höhe von 4000 mm und die Dickenänderungen des oberen und unteren Flansches erfolgen in Richtung des Inneren des Hohlkastens. Der Untergurt ist 6700 mm breit und der Obergurt ist 1500 mm breit. Ein zusätzlicher oberer Flansch ist im Bereich der Zwischenauflager erforderlich. Er ist unterhalb des Hauptobergurtes angeordnet, so dass die Höhe des Hohlkastens konstant 4000 mm beträgt. Die Breite dieses zusätzlichen Obergurtes beträgt 1400 mm.

Ein zusätzlicher gewalzter I-Träger (welcher entlang der Längssymmetrieachse angeordnet ist) wurde mit der Betonplatte verbunden. Er wirkt während des Betonierens der Platte als Unterstützung und trägt zum Widerstand des Verbundquerschnittes bei (als zusätzliches Profil im Bereich der oberen Stahlflansche).

Der Hohlkastenträger hat Queraussteifungen an den End- und Zwischenauflagern, sowie zusätzlich alle 4,0 m. In Abbildung 2-8 ist die Geometrie dieser Quersteifen dargestellt.

Um die Querkrafttragfähigkeit der an die Zwischenauflager angrenzenden Stegbleche zu erhöhen, wurden zusätzliche Querrahmen im Abstand von 2,5 m von den Zwischenauflagern angeordnet.

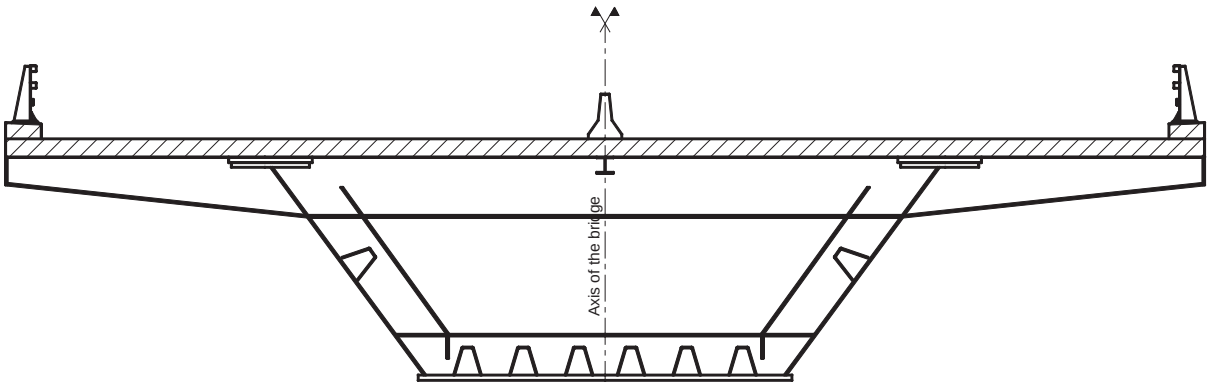


Abbildung 2-8: Queraussteifung an den Auflagern der Hohlkastenbrücke.

In Abbildung 2-9 sind die Abmessungen der Trapezsteifen des Untergurtes dargestellt. Die Dicken der Stege und des Flansches der Aussteifung betragen 15 mm. Sie sind konstant über die gesamte Brückenlänge, während die Längssteifen der Stege nur im Anschlussbereich der Zwischenauflager angeordnet werden. Die Längssteifen der Stege haben dieselben Abmessungen wie die Untergurtlängssteifen und sind in Stegmitte angeordnet. Sie dienen dazu, den Schubwiderstand der Stege zu erhöhen.

Basierend auf den Ergebnissen des COMBRI-Forschungsprojekts [7] wurden vergleichsweise große Steifen gewählt, deren Abmessungen größer als die der üblicherweise verwendeten Steifen sind.

EN 1993-1-10 Tabelle 2.1

EN 1994-2, 5.4.2.4: Belastungsgeschichte

(1)P Bei der Tragwerksberechnung müssen die Einflüsse aus der Belastungsgeschichte ausreichend genauberücksichtigt werden. Hierzu zählen Einflüsse aus einer abschnittsweisen Herstellung des Tragwerks, ausSystemwechseln und gegebenenfalls Einflüsse aus Einwirkungen, die teilweise auf das Stahl- oder Verbundtragwerkwirken (Herstellung mit oder ohne Eigengewichtsverbund)

(2) Bei Verbundträgern darf bei der Tragwerksberechnung für den Grenzzustand der Tragfähigkeit (ausgenommen Ermüdung) der Einfluss der Belastungsgeschichte vernachlässigt werden, wenn alle Querschnitte die Bedingungen der Klasse 1 oder 2 erfüllen und wenn keine Biegedrillknickgefahr besteht.

EN 1994-2, 6.6.5.2(3)

(3) Bei der Ausführung ist die Betonierreihenfolge so zu wählen, dass noch nicht vollständig abgebundener Beton infolge einer unplanmäßigen Verbundwirkung, die aus den Tragwerksverformungen infolge der nachfolgenden Betonierlasten resultiert, nicht geschädigt wird. In der Regel sollten Verbundmittel erst planmäßig beansprucht werden, wenn die Zylinderdruckfestigkeit des Betons mindestens 20 N/mm² beträgt.

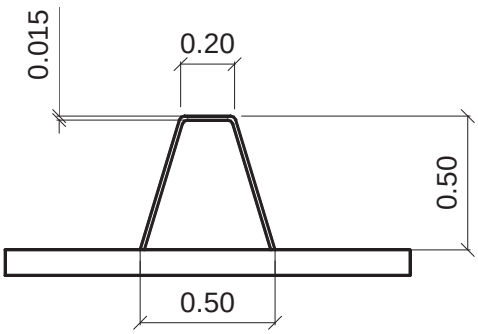


Abbildung 2-9: Detail einer Längssteife des Bodenblechs der Hohlkastenbrücke.

ANMERKUNG 1: Am Zwischenauflager wird ein zusätzlicher Obergurt von 1400 mm x 90 mm an den Hauptobergurt angeschweißt.

ANMERKUNG 2: Es können unterschiedliche Blechdicken im Bereich um die Zwischenauflager angesetzt werden, wenn Stahl der Sorte S355 in den Gütegruppen N oder NL verwendet wird. Zwar ist laut EN 10025-3 beim Einsatz von Stahl der Güte S355 N/NL die Dicke des Hauptobergurtes auf 100 mm zu begrenzen, um eine Streckgrenze von 315 N/mm² zu erhalten, demgegenüber steht aber die Aussage der EN 10025-4, die den Ansatz der vollen Streckgrenze eines S355 N/NL bis zu einer Dicke von t = 120 mm zu 320 N/mm² erlaubt. Somit ist bei der Verwendung eines S355 N/NL ein Entwurf mit 120 mm dicken Obergurten und zusätzlichen, 70 mm dicken Lamellen an den Zwischenauflagern möglich. Die Wahl der Blechdicke sollte außerdem die Anforderungen nach EN 1993-1-10, Tabelle 2.1 erfüllen.

ANMERKUNG 3: Ein alternativer Entwurf mit einem einzelnen Obergurt aus S 460 wurde im Combri-Handbuch Brücken Teil II, Kapitel 3 [8] untersucht.

2.2.4 Bauablauf

Die Annahmen bezüglich des Bauablaufs sind wichtig für alle Nachweise, die während der Fertigstellung der Stahlkonstruktion der Fahrbahnplatte und des Betonierens zu erbingen sind. Des Weiteren sind sie wichtig für die Ermittlung der Werte der Reduktionszahl $n = E_a/E_{cm}$ (vgl. Abschnitt 2.3.3.3). Außerdem sollte bei der Schnittgrößenberechnung der Fahrbahnplatte der Bauablauf berücksichtigt werden (EN 1994-2, 5.4.2.4).

Es wird der folgende Bauablauf zugrunde gelegt:

- Herstellung der Stahlkonstruktion im Längseinschubverfahren, siehe Abschnitt 4.1
- Abschnittsweises Betonieren der Ortbetonfahrbahnplatte:

  Die Gesamtlänge von 540 m wird in 45 identische, 12 m lange Betonierabschnitte unterteilt. Diese werden in der in Abbildung 2-11 dargestellten Reihenfolge betoniert. Der Beginn des Betonierens des ersten Abschnittes ist der Zeitpunkt $t = 0$. Diese Definition ist wichtig für die Ermittlung des jeweiligen Alters der Betonierabschnitte während des Bauablaufs.

  Die zum Betonieren eines Abschnitts benötigte Zeit wird mit drei Arbeitstagen abgeschätzt. Der erste Tag ist dem Betonieren gewidmet, der zweite dem Aushärten des Betons und der dritte dem Umsetzen der mobilen Schalung. Die Platte wird dementsprechend innerhalb von 135 Tagen fertig gestellt (EN 1994-2, 6.6.5.2(3)).
- Installation der nichttragenden Bauteile:

  Es wird eine Fertigstellung innerhalb von 32 Tagen angenommen, so dass die Fahrbahnplatte zum Zeitpunkt $t = 135 + 35 = 170$ Tage vollständig fertig gestellt ist.

Basierend auf diesen Annahmen gibt Tabelle 2-2 das jeweilige Betonalter der einzelnen Betonierabschnitte und den Mittelwert des Alters t_0 des Gesamtbetons in jeder Phase des Bauablaufs wider. Aus Gründen der Übersichtlichkeit wurden Sonn- und Feiertage vernachlässigt.

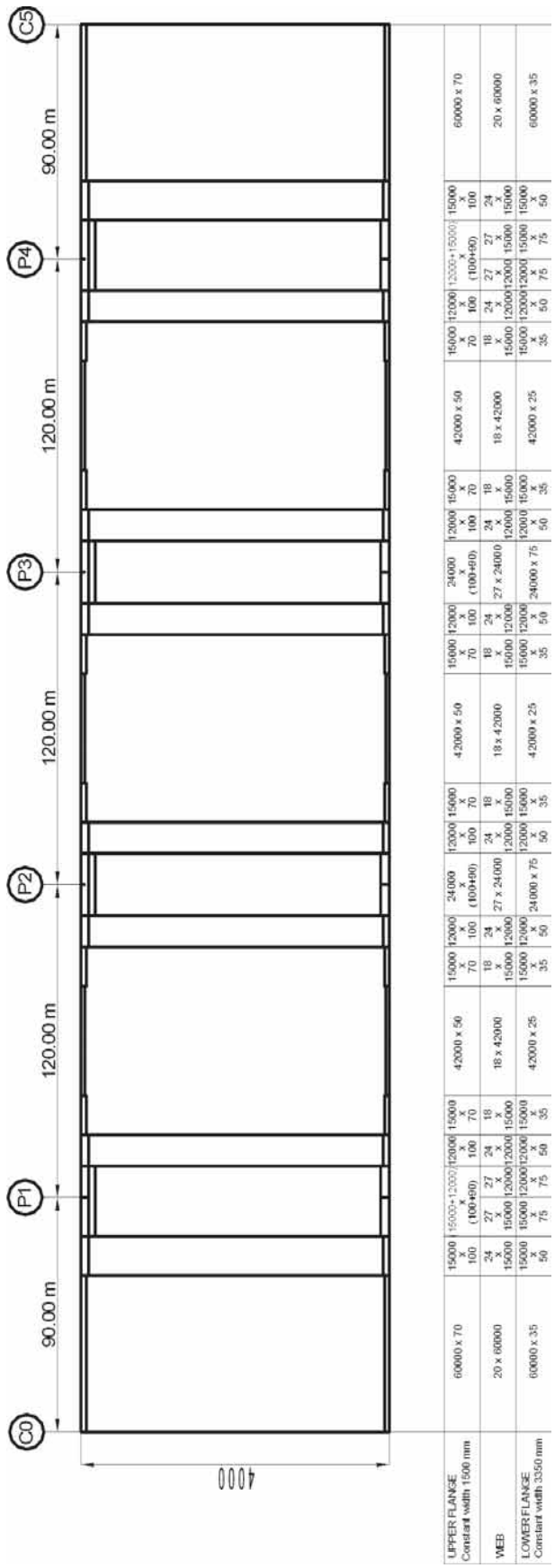


Abbildung 2-10: Stahlprofilabmessungen eines Hauptträgers der Hohlkastenbrücke.

.

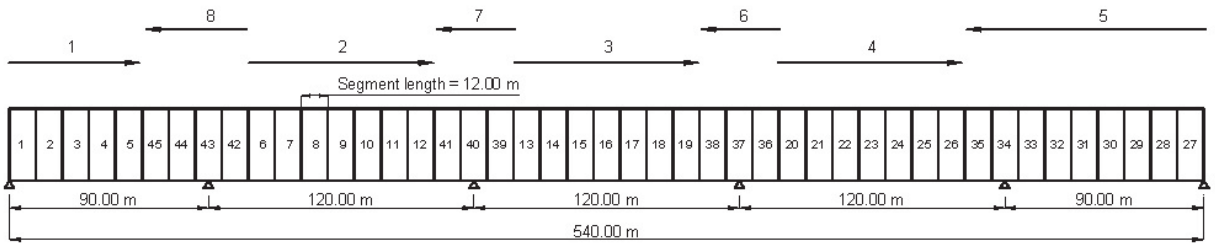


Abbildung 2-11: Reihenfolge der Betonierabschnitte der Hohlkastenbrücke.

Tabelle 2-2: Alter der Betonierabschnitte am Ende des Bauablaufs der Hohlkastenbrücke.

Belastung	Zeit t	Abschnitt 1	Abschnitt 2	Abschnitt 3	Abschnitt 4	Abschnitt 5	Abschnitt 6	Abschnitt 7	Abschnitt 8	…	Abschnitt 39	Abschnitt 40	Abschnitt 41	Abschnitt 42	Abschnitt 43	Abschnitt 44	Abschnitt 45	Durchschnittsaltert0 des Betonszum Zeit-punkt t
Betonieren des Abschnittes 1	**0**																	**0**
Betonieren des Abschnittes 2	**3**	**3**																**3**
Betonieren des Abschnittes 3	**6**	**6**	**3**															**4.5**
Betonieren des Abschnittes 4	**9**	**9**	**6**	**3**														**6**
Betonieren des Abschnittes 5	**12**	**12**	**9**	**6**	**3**													**7.5**
Betonieren des Abschnittes 6	**15**	**15**	**12**	**9**	**6**	**3**												**9**
Betonieren des Abschnittes 7	**18**	**18**	**15**	**12**	**9**	**6**	**3**											**10.5**
Betonieren des Abschnittes 8	**21**	**21**	**18**	**15**	**12**	**9**	**6**	**3**										**12**
…	**…**	**…**	**…**	**…**	**…**	**…**	**…**	**…**	**…**									**…**
Betonieren des Abschnittes 39	**114**	**114**	**111**	**108**	**105**	**102**	**99**	**96**	**93**	**…**								**58.5**
Betonieren des Abschnittes 40	**117**	**117**	**114**	**111**	**108**	**105**	**102**	**99**	**96**	**…**	**3**							**60**
Betonieren des Abschnittes 41	**120**	**120**	**117**	**114**	**111**	**108**	**105**	**102**	**99**	**…**	**6**	**3**						**61.5**
Betonieren des Abschnittes 42	**123**	**123**	**120**	**117**	**114**	**111**	**108**	**105**	**102**	**…**	**9**	**6**	**3**					**63**
Betonieren des Abschnittes 43	**126**	**126**	**123**	**120**	**117**	**114**	**111**	**108**	**105**	**…**	**12**	**9**	**6**	**3**				**64.5**
Betonieren des Abschnittes 44	**129**	**129**	**126**	**123**	**120**	**117**	**114**	**111**	**108**	**…**	**15**	**12**	**9**	**6**	**3**			**66**
Betonieren des Abschnittes 45	**132**	**132**	**129**	**126**	**123**	**120**	**117**	**114**	**111**	**…**	**18**	**15**	**12**	**9**	**6**	**3**		**67.5**
Ende der Betonaushärtung	**135**	**135**	**132**	**129**	**126**	**123**	**120**	**117**	**114**	**…**	**21**	**18**	**15**	**12**	**9**	**6**	**3**	**69**
Unterkonstruktion	**170**	**170**	**167**	**164**	**161**	**158**	**155**	**152**	**149**	**…**	**56**	**53**	**50**	**47**	**44**	**41**	**38**	**104**
Ende des Bauablaufes	170	170	167	164	161	158	155	152	149	…	56	53	50	47	44	41	38	104

2.3 Allgemeine Angaben

2.3.1 Bewehrung der Betonplatte

2.3.1.1 Beschreibung der Plattenbewehrung

Dieser Bericht befasst sich nicht mit der erforderlichen Querbewehrung, es wird ausschließlich Längsbewehrung betrachtet.

Im hier behandelten Beispiel werden die Querschnitte zur Ermittlung der Längsbewehrung in Feld- und Auflagerbereiche eingeteilt. Die Längen dieser Bereiche sind in Abbildung 2-12 und Abbildung 2-13 dargestellt.

- Feldbereich:

  Bewehrungsdurchmesser Ø = 16 mm; Abstand s = 130 mm in oberer und unterer Lage
  (d.h. insgesamt ρ_s = 0,96% des Betonquerschnitts)

- Auflagerbereich:

  Bewehrungsdurchmesser Ø = 20 mm; Abstand s = 130 mm in oberer Lage
  Bewehrungsdurchmesser Ø = 16 mm; Abstand s = 130 mm in unterer Lage
  (d.h. insgesamt ρ_s = 1,22% des Betonquerschnitts)

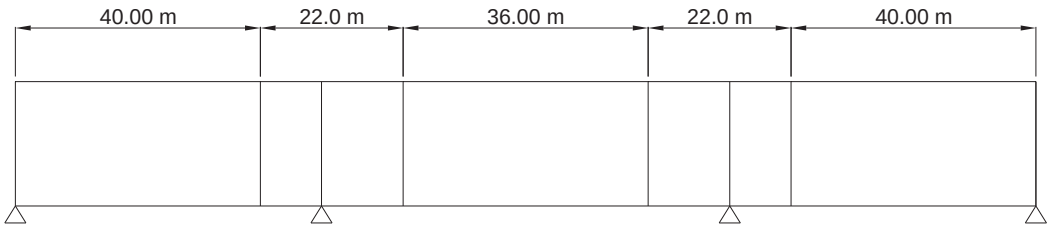


Abbildung 2-12: Lage der Feld- und Auflagerbereiche für die Längsbewehrung der zweistegigen Balkenbrücke.

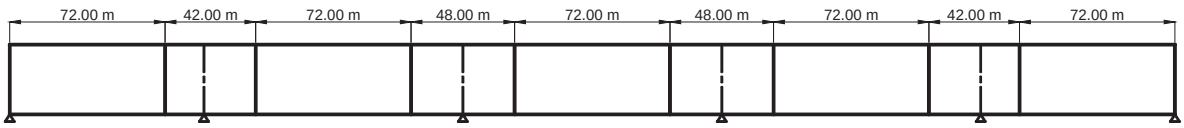


Abbildung 2-13: Lage der Feld- und Auflagerbereiche für die Längsbewehrung der Hohlkastenbrücke.

2.3.1.2 Bestimmung der Hauptbiegemomente

Vereinfachend wird der tatsächliche Plattenquerschnitt einer halben Platte (vgl. Abbildung 2-15) als rechteckige Fläche mit der tatsächlichen Breite (d.h. 6 m) und konstanter Höhe e angenommen. Mit e = 32,5 cm ergibt sich für den vereinfachten Querschnitt die gleiche Querschnittsfläche wie für den reellen Betonquerschnitt.

Die mechanischen Eigenschaften des gesamten Überbaus sind:

Zweistegige Plattenbalkenbrücke

- Fläche: A_b = 3,9 m²
- Flächenträgheitsmoment (bezogen auf die horizontale Achse Δ, die in der Verbundfuge liegt):

  I_Δ = 0,137 m^4
- Umfang: p = 24,65 m

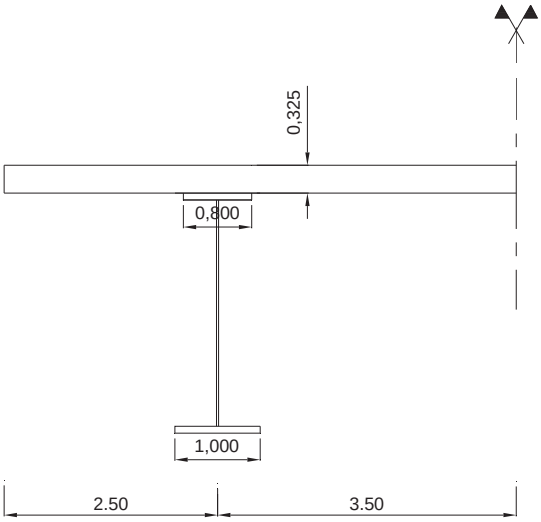


Abbildung 2-14: Vereinfachtes Modell des Überbaus zur Bestimmung der Hauptbiegemomente (zweistegige Plattenbalkenbrücke)

Hohlkastenbrücke

- Fläche: A_b = 21,5 · 0,325 = 6,99 m ²
- Flächenträgheitsmoment (bezogen auf die horizontale Achse Δ, die in der Verbundfuge liegt:

  $I_\Delta = 21{,}5 \cdot 0{,}325^3 / 12 + A_b \cdot (0{,}325 / 2)^2 = 0{,}246$ m^4
- Umfang : p = (21,5 + 0,325) · 2 = 43,65 m

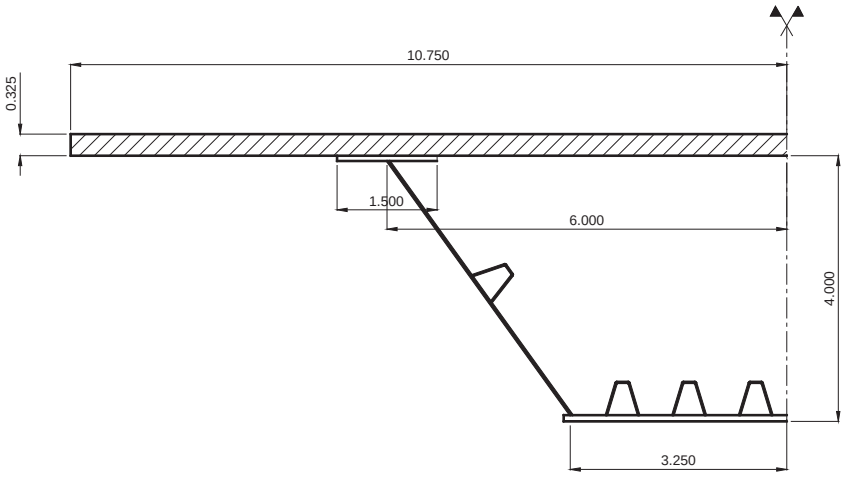


Abbildung 2-15: Vereinfachtes Modell des Überbaus zur Bestimmung der Hauptbiegemomente (Hohlkastenbrücke).

EN 1993-1-1, 3.2.6: Bemessungswerte der Materialkonstanten

(1) Für die in diesem Teil des Eurocodes 3 geregelten Baustähle sind in der Regel folgende Werte für die Berechnung anzunehmen;

- Elastizitätsmodul E = 210000 N/mm²
- Schubmodul $G = \dfrac{E}{2(1+\nu)} \approx 81000$ N/mm²
- Poisson'sche Zahl = 0,3
- Wärmeausdehnungskoeffizient α = 12x10^{-6} *je K (für T ≤ 100 °C).*

ANMERKUNG Für die Berechnung von Zwängungen infolge ungleicher Temperatureinwirkung in Beton- und Stahlteilen von Stahlverbundbauwerken nach EN 1994 kann der Wärmeausdehnungskoeffizient α mit α = 10 x 10^{-6} je K angenommen werden.

EN 1993-1-10 und EN 10164

EN 1992-1-1, 3.1.2 Tabelle 3.1 – Spannungs- und Formänderungseigenschaften für Beton

	Betonfestigkeitsklassen														Analytische Beziehung
f_{ck} (MPa)	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90	
$f_{ck,cube}$ (MPa)	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105	
f_{cm} (MPa)	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98	$f_{cm} = f_{ck} + 8$ (MPa)
f_{ctm} (MPa)	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0	$f_{ctm} = 0{,}30 \times f_{ck}^{(2/3)} \leq$ C50/60 $f_{ctm} = 2{,}12 \cdot \ln[1 + (f_{cm}/10)] >$ C50/60
$f_{ctk,0,05}$ (MPa)	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2	3,4	3,5	$f_{ctk;0,05} = 0{,}7 \times f_{ctm}$ 5%-Quantil
$f_{ctk,0,95}$ (MPa)	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6,0	6,3	6,6	$f_{ctk;0,95} = 1{,}3 \times f_{ctm}$ 95%-Quantil
E_{cm} (GPa)	27	2	930	31	33	34	35	36	37	38	39	41	42	44	$E_{cm} = 22\,[(f_{cm})/10]^{0,3}$ (f_{cm} in MPa)
ε_{c1} (‰)	1,8	1,9	2,0	2,1	2,2	2,25	2,3	2,4	2,45	2,5	2,6	2,7	2,8	2,8	Siehe Bild 3.2 ε_{c1} ($^0/_{00}$) = 0,7 $f_{cm}^{0,31}$ < 2,8
ε_{cu1} (‰)	3,5									3,2	3,0	2,8	2,8	2,8	Siehe Bild 3.2 für f_{ck} = 50 MPa ε_{cu1}($^0/_{00}$) = 2,8 + 27 [(98 – f_{cm})/100]^4 f_{cm})/100]^4
ε_{c2} (‰)	2,0									2,2	2,3	2,4	2,5	2,6	Siehe Bild 3.3 für f_{ck} = 50 MPa ε_{c2}($^0/_{00}$) = 2,0 + 0,085 (f_{ck} – 50)^{0,53}
ε_{cu2} (‰)	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	Siehe Bild 3.3 für f_{ck} = 50 MPa ε_{cu2}($^0/_{00}$) = 2,6 + 35 [(90 – f_{ck})/100]^4
n	2,0									1,75	1,6	1,45	1,4	1,4	für f_{ck} = 50 MPa n = 1,4 + 23,4 [(90 – f_{ck})/100]^4
ε_{c3} (‰)	1,75									1,8	1,9	2,0	2,2	2,3	Siehe Bild 3.4 für f_{ck} = 50 MPa ε_{c3}($^0/_{00}$) = 1,75 + 0,55 [(f_{ck} – 50)/40]
ε_{cu3} (‰)	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	Siehe Bild 3.4 für f_{ck} = 50 MPa ε_{cu3}($^0/_{00}$) = 2,6 + 35 [(90 – f_{ck})/100]^4

In ähnlicher Weise wird, zur Berücksichtiung der Stahlbewehrung, jede Bewehrungslage durch einen einzelnen punkförmigen Stab mit äquivalenter Querschnittsfläche ersetzt und in der Ebene des Trägersteges angeordnet. Die Betonstahlflächen werden im Berechnungsmodell als prozentualer Anteil an der Betongesamtfläche berücksichtigt:

Tabelle 2-3: Betonstahlflächen

		ρ_s (%)
Querschnitt in Feldmitte	Obere Lage	0,48
	Untere Lage	0,48
Querschnitt am Auflager	Obere Lage	0,74
	Untere Lage	0,48

Der Mittelpunkt jeder Bewehrungsstahllage wird im Abstand von 60 mm von der nächstgelegenen Betonplattenoberfläche angenommen. Dieser Wert berücksichtigt die Betondeckung sowie die Tatsache, dass die Querbewehrung außerhalb der Längsbewehrung angeordnet ist.

2.3.2 Materialeigenschaften

2.3.2.1 Baustahl

Für die untersuchte Brücke wurde die Stahlsorte S355 mit den Gütegruppen N bzw. NL, je nach Blechdicke, gewählt. Die entsprechenden Materialeigenschaften des Baustahls sind EN10025-3 zu entnehmen.

Tabelle 2-4: Abminderung von f_y und f_u in Abhängigkeit der Blechdicke t

t (mm)	≤ 16	> 16 ≤ 40	> 40 ≤ 63	> 63 ≤ 80	> 80 ≤ 100	> 100 ≤ 150
f_y (N/mm²)	355	345	335	325	315	295
f_u (N/mm²)	470	470	470	470	470	450

Der Baustahl besitzt einen Elastizitätsmodul von E_a = 210 000 N/mm² (EN 1993-1-1, 3.2.6).
Um Terassenbruch zu vermeiden, besitzt der Stahl die Z-Güte 15 für den Trägersteg (wenn ein Querverband angeschweißt wird) entsprechend EN 1993-1-10 und EN 10164.

2.3.2.2 Beton

Für die bewehrte Platte wird Normalbeton der Klasse C35/45 verwendet. Die wichtigsten Materialeigenschaften sind im Folgenden dargestellt (EN 1992-1-1, 3.1.2 Tabelle 3.1):

- Charakteristische Zylinderdruckfestigkeit nach 28 Tagen: f_{ck} = 35 N/mm²
- Durchschnittswert der Längszugfestigkeit: f_{ctm} = -3,2 N/mm²
- 5% Fraktilwert der charakteristischen Längszugfestigkeit: $f_{ctk,0.05}$ = -2,2 N/mm²
- 95% Fraktilwert der charakteristischen Längszugfestigkeit: $f_{ctk,0.95}$ = -4,2 N/mm²
- Durchschnittswert der Zylinderdruckfestigkeit nach 28 Tagen: $f_{cm} = f_{ck} + 8$ = 43 N/mm²
- Elastizitätsmodul: E_{cm} = 22 000 (f_{cm} / 10)0.3 = 34 077 N/mm².

EN 1992-1-1, 3.2 und Anhang C: Betonstahl

EN 1994-2, 3.2(2): Betonstahl für Brückentragwerke

(2) Für Verbundtragwerke darf anstelle des Rechenwertes des Elastizitätsmoduls E_s der Wert für Baustahl nach EN 1993-1-1, 3.2.6 verwendet werden.

EN 1992-1-1, 2.4.2.4: Teilsicherheitsbeiwerte für Eigenschaften von Baustoffen

EN 1993-2, 6.1 und Tabelle 6.2: Allgemeines

EN 1993-2, 7.3 (1): Spannungsbegrenzung

2.3.2.3 Bewehrungsstahl

Bei den in diesem Projekt verwendeten Bewehrungsstäben handelt es sich um Betonstahl der Klasse B mit einer Streckgrenze f_{sk} = 500 N/mm² (EN 1992-1-1, 3.2 und Anhang C).

Nach EN 1992-1-1 ist der Elastizitätsmodul von Bewehrungsstahl E_s = 200 000 N/mm². EN 1994-2 erlaubt jedoch, vereinfachend den Ansatz eines an den Baustahl angepassten E-Moduls von $E_s = E_a$ = 210 000 N/mm² zu verwenden, wovon im Rahmen der vorliegenden Berechnung Gebrauch gemacht wird.

2.3.2.4 Teilsicherheitsbeiwerte für Materialien

Für den Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT):

Tabelle 2-5: Teilsicherheitsbeiwerte für Materialien (GZT).

Bemessungs-Situation	γ_C (Beton)	γ_S (Bewehrungsstahl)	γ_M (Baustahl)	
Ständig und Vorübergehend	1,5	1,15	γ_{M0} =1,0	Fließen im Quer-schnitt, lokales Beulen
			γ_{M1} =1,1	Stabilitätswiderstand des Bauteils
			γ_{M2} =1,25	Widerstand von Ver-bindungen
Quelle	EN 1992-1-1, 2.4.2.4.		EN 1993-2, 6.1 und Tabelle 6.1	

Für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG):

Tabelle 2-6: Teilsicherheitsbeiwerte für Materialien (GZG).

γ_C (Beton)	γ_S (Bewehrungsstahl)	$\gamma_{M,ser}$ (Baustahl)
1,0	1,0	1,0
EN 1992-1-1, 2.4.2.4		EN 1993-2, 7.3 (1)

2.3.3 Einwirkungen

Aus gründen der Übersichtlichkeit beschränkt sich die Berechnung auf die folgenden Lastfälle:

1. Eigengewicht des Baustahls
2. Eigengewicht der bewehrten Betonplatte (inkl. Bauablauf, folglich 16 Lastfälle für die zweistegige Plattenbalkenbrücke und 45 Lastfälle für die Hohlkastenbrücke)
3. Eigengewicht der nichttragenden Bauteile
4. Schwinden
5. Kriechen
6. Verkehrslast LM1

Es folgen Erläuterungen zu den einzelnen Lastfällen.

EN 1991-1-1, Table A.4 ─ Baustoffe: Metalle

Baustoffe	Wichte γ [kN/m³]
Metalle	
Aluminium	27,0
Messing	83,0 - 85,0
Bronze	83,0 - 85,0
Kupfer	87,0 - 89,0
Gusseisen	71,0 - 72,5
Schmiedeeisen	76,0
Blei	112,0 - 114,0
Stahl	77,0 - 78,5
Zink	71,0 - 72,0

EN 1991-1-1, Tabelle A.1 ─ Baustoffe: Beton und Mörtel

Baustoffe	Wichte γ [kN/m³]
Beton (siehe prEN 206)	
Leichtbeton	
Rohichteklasse LC 1,0	9,0 - 10,0 [a, b]
Rohichteklasse LC 1,2	10,0 - 12,0 [a, b]
Rohichteklasse LC 1,4	12,0 - 14,0 [a, b]
Rohichteklasse LC 1,6	14,0 - 16,0 [a, b]
Rohichteklasse LC 1,8	16,0 - 18,0 [a, b]
Rohichteklasse LC 2,0	18,0 - 20,0 [a, b]
Normalbeton	24,0 [a, b]
Schwerbeton	>[a, b]
Mörtel	
Zementmörtel	19,0 - 23,0
Gipsmörtel	12,0 - 18,0
Kalkzementmörtel	18,0 - 20,0
Kalkmörtel	12,0 - 18,0

ANMERKUNG Siehe Abschnitt 4.

[a] Erhöhung um 1kN/m³ bei üblichem Bewehrungsgrad für Stahlbeton und Spannbeton

[b] Erhöhung um 1kN/m³ als Frischbetonzuschlag

2.3.3.1 Ständige Lasten

Bei den ständigen Lasten wird zwischen dem Eigengewicht der Baustahlträger, dem der Stahlbetonplatte und dem der nichttragenden Bauteile unterschieden.

2.3.3.1.1 Eigengewicht

Die Dichte von Baustahl wird zu 77 kN/m^3 angenommen (EN 1991-1-1, Tabelle A-4). Für die Berechnung der Schnittgrößen und Spannungen infolge globaler Hauptbiegemomente werden folgende Vereinfachungen getroffen:

Zweistegige Plattenbalkenbrücke

Das Eigengewicht des im Feld angeordneten Querträgers wird durch eine gleichmäßig verteilte Streckenlast von 1300 N/m, je Hauptträger berücksichtigt. Dies entspricht etwa 12% des Gewichtes des jeweiligen Hauptträgers.

Hohlkastenbrücke

Das Eigengewicht der im Feld angeordneten Queraussteifung wird durch eine gleichmäßig verteilte Vertikallast von 8000 N/m über die Gesamtbreite der Brücke abgebildet. Dies entspricht etwa 12,2 % des Gewichtes des gesamten Hohlkastens.

Die Dichte des Stahlbetons wird zu 25 kN/m^3 angenommen (EN 1991-1-1, Tabelle A-1).

2.3.3.1.2 Nichttragende Bauteile

In allen Feldern wird der Nennwert der Dichtungsschicht um +/-20 % erhöht bzw. verringert und der Nennwert der Asphaltschicht um +40 % / -20 % (EN 1991-1-1, 5.2.3).

Tabelle 2-7: Lasten der nichttragenden Bauteile (zweistegige Plattenbalkenbrücke)

Position	Eigenschaften	max. Faktor	min. Faktor	q_{nom} (kN/m)	q_{max} (kN/m)	q_{min} (kN/m)
Dichtungsschicht	3 cm dick, 25 kN/m^3	1,2	0,8	4,2	5,04	3,36
Asphalt	8 cm dick, 25 kN/m^3	1,4	0,8	11	15,4	8,8
Betonkonsole für Absturzsicherung	Fläche 0,5 x 0,2 m, 25 kN/m^3	1	1	2,5	2,5	2,5
Absturzsicherung	65 kg/m	1	1	0,638	0,638	0,638
Brüstung	25 kg/m	1	1	0,245	0,245	0,245
Gesamt				**18,58**	**23,82**	**15,54**

Tabelle 2-8: Lasten der nichttragenden Bauteile (Hohlkastenbrücke)

Position	Eigenschaften	max. Faktor	min. Faktor	q_{nom} (kN/m)	q_{max} (kN/m)	q_{min} (kN/m)
Dichtungsschicht	3 cm dick, 25 kN/m3	1,2	0,8	7,66	9,19	6,13
Asphalt	8 cm dick, 25 kN/m3	1,4	0,8	20,22	28,31	16,18
Betonkonsole für Absturzsicherung	Fläche 0,5 x 0,2 m, 25 kN/m3	1	1	2,50	2,50	2,50
Absturzsicherung	65 kg/m	1	1	0,64	0,64	0,64
Brüstung	25 kg/m	1	1	0,25	0,25	0,25
Gesamt				**31,26**	**40,88**	**25,68**

EN 1991-1-1, 5.2.3: Zusätzliche Festlegungen für Brücken

(1) Für Stoffe, die sich während der Nutzung verdichten können, die gesättigt werden oder sonst ihre Eigenschaften ändern, z. B. Schotter auf Eisenbahnbrücken oder Verfüllungen über Durchlässen, sollte ein oberer oder ein unterer charakteristischer Wert für die Wichte berücksichtigt werden.

ANMERKUNG Geeignete Zahlenwerte dürfen im nationalen Anhang festgelegt werden.

(2) Die Nennhöhe des Schotterbettes von Eisenbahnbrücken sollte festgelegt werden. Die oberen und unteren charakteristischen Werte der Schotterbetthöhe sollten anhand einer Abweichung von ± 30 % der Nennhöhe bestimmt werden.

ANMERKUNG Geeignete Zahlenwerte dürfen im nationalen Anhang festgelegt werden

(3) Zur Bestimmung der oberen und unteren charakteristischen Werte des Eigengewichtes von Dichtungsschichten, Beschichtungen oder Fahrbahnbelägen auf Brücken ist eine Abweichung der wirklichen Dicken von der Nenndicke oder von anderen festgelegten Werten zu berücksichtigen. Wenn nicht anders geregelt, sollten diese Abweichung mit ± 20 % angesetzt werden, wenn das nachträgliche Anbringen einer Beschichtung bereits vorgesehen wurde, und mit +40 % und 20 %, wenn eine solche Maßnahme vorab nicht geplant ist.

ANMERKUNG Geeignete Festlegungen dürfen im nationalen Anhang erfolgen.

(4) Bei der Bestimmung des Eigengewichtes von Kabeln, Rohrleitungen, und Versorgungsleitungen sollten die oberen und unteren charakteristischen Werte verwendet werden. Wenn nicht anders geregelt, sollte eine Abweichung von ± 20 % vom Mittelwert des Eigengewichts angesetzt werden.

ANMERKUNG Geeignete Festlegungen dürfen im nationalen Anhang erfolgen, siehe auch EN 1990 4.1.2(4)

(5) Bei der Bestimmung des Eigengewichtes von anderen nicht tragenden Bauteilen wie:

- Handläufe, Schutzplanken, Geländer, Schrammborde und anderem Brückenzubehör,
- Anschlüsse und Befestigungen
- Aussparungen,

sollten als charakteristische Werte, soweit nicht anderweitig festgelegt, die Nennwerte verwendet werden.

ANMERKUNG Geeignete Festlegungen dürfen im nationalen Anhang erfolgen. Abhängig von der Ausbildung und dem Projekt dürfen Wassersackbildung und Wasserfüllungen von Hohlräumen berücksichtigt werden.

Abbildung 2-16 zeigt die nichttragende Bauteile, welche im Rahmen des vorliegenden Berechnungsbeispiele berücksichtigt wurden.

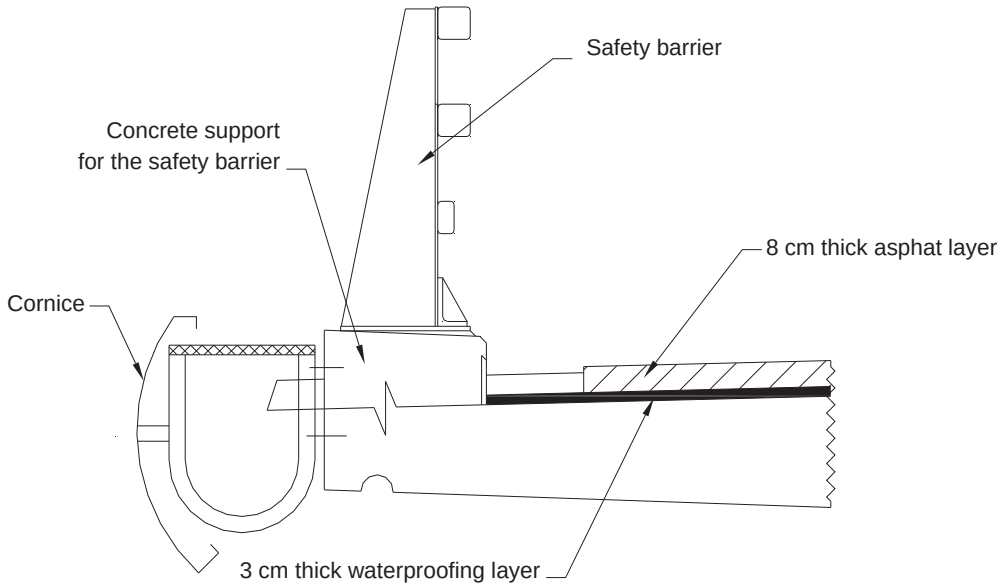


Abbildung 2-16: Nichttragende Bauteile der Brückenausrüstung.

2.3.3.2 Betonschwinden

Nach Eurocode 4 sollten drei unterschiedliche Schwindverformungen bei der Planung berücksichtigt werden. Zur Vereinfachung der Berechnung, und da die Berücksichtigung von Temperaturschwinden ohnehin Gegenstand nationaler Regelungen ist, wurde entschieden, diese Form des Schwindens zu vernachlässigen. Bei der Berechnung wurden also ausschließlich autogenes Schwinden und Trocknungsschwinden ($\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{ca} + \varepsilon_{cd}$ mit Darstellung nach EN 1992-1-1, 3.1.4(6)) berücksichtigt. Es wurden zwei Werte der Gesamtverformung ε_{cs} berechnet:

Schwindverformungen für die ständige Bemessungssituation zum Zeitpunkt der Verkehrsfreigabe (Zeitpunkt t_{ini} = 80 Tage für die zweistegige Plattenbalkenbrücke, Zeitpunkt t_{ini} = 170 Tage für die Hohlkastenbrücke).

Tabelle 2-9 fasst die Werte für die autogene und die Trocknungsschwindverformung für die ständige Bemessungssituation zum Zeitpunkt der Verkehrsfreigabe jeweils für die zweistegige Plattenbalken–brücke und die Hohlkastenbrücke zusammen.

Table 2-9: Schwindverformung aus der ständigen Bemessungssituation zum Zeitpunkt der Verkehrsfreigabe (t_{ini})

	zweistegige Plattenbalkenbrücke	**Hohlkastenbrücke**
Autogenes Schwinden	4,88E-05	5,44E-05
Trocknungsschwinden	1,36E-05	2,23E-05
Gesamt	**6,20E-05**	**7,67E-05**

Schwindverformungen für die ständige Bemessungssituation zum Zeitpunkt t = ∞

Tabelle 2-10 fasst die Werte für die autogene und die Trockenschwindverformung für die ständige Bemessungssituation zum Zeitpunkt t = ∞ für die zweistegige Plattenbalkenbrücke und die Hohlkastenbrücke zusammen.

EN 1994-2, 5.4.2.2 (2): Kriechen und Schwinden

(2) Mit Ausnahme von Doppelverbundquerschnitten dürfen die Einflüsse aus dem Kriechen des Betons mit Hilfe von Reduktionszahlen n_L, die von der Beanspruchungsart (Indizes L) abhängig sind, berücksichtigt werden:

$$n_L = n_0 \, (1 + \psi_L / \varphi_t) \qquad (5.6)$$

Dabei ist:

n_0 = E_a/E_{cm} die Reduktionszahl für kurzzeitige Beanspruchungen;

E_{cm} der Elastizitätsmodul (mittlerer Sekantenmodul) des Betons bei kurzzeitiger Beanspruchung nach EN 1992-1-1:2004, Tabelle 3.1 oder Tabelle 11.3.1;

φ_t die Kriechzahl φ (t,t_0) nach EN 1992-1-1:2004, 3.1.4 oder 11.3.3 in Abhängigkeit vom betrachteten etonalter (t) und vom Alter (t_0) bei Belastungsbeginn;

ψ_L ein von der Beanspruchungsart abhängiger Kriechbeiwert, der für ständige Beanspruchungen mit 1,10, für primäre und sekundäre Beanspruchungen aus dem Schwinden mit 0,55 und für Beanspruchungen aus Vorspannung mittels planmäßig eingeprägter Deformationen mit 1,50 angenommen werden darf.

Tabelle 2-10: Schwinden zum Zeitpunkt t = ∞

	t = ∞
Autogenes Schwinden	6,25E-05
Trocknungsschwinden	1,77E-04
Gesamt l	**2,4E-04**

Um letztendlich die Schnittgrößen für die ständige Bemessungssituation zum Zeitpunkt der Verkehrsfreigabe zu berechnen, wird eine Schwindverformung von $6{,}2 \cdot 10^{-5}$ (für die zweistegige Plattenbalkenbrücke) und $7{,}67 \cdot 10^{-5}$ (für die Hohlkastenbrücke) auf jedes Plattenelement in Betonierreihenfolge aufgebracht. Für die ständige Bemessungssituation zum Zeitpunkt t = ∞ wird eine Schwindverformung von $2{,}4 \cdot 10^{-4}$ (für beide Brücken) nach Beendigung sämtlicher Betonierphasen auf die gesamte Platte aufgebracht.

2.3.3.3 Kriechen – Reduktionszahlen

2.3.3.3.1 Reduktionszahl für kurzzeitige Beanspruchung

$$n_0 = \frac{E_a}{E_{cm}} = \frac{210000}{22000\left(\frac{f_{cm}}{10}\right)^{0.3}} = 6{,}16$$

2.3.3.3.2 Reduktionszahl für ständige Beanspruchung

Für eine ständige Beanspruchung L, welche aufgebracht wird, wenn das Durchschnittsalter des Betons gleich t_0 ist, ist die Reduktionszahl durch die folgende Gleichung gegeben (Berechnungen der Brücke zum Zeitpunkt t = ∞ (EN 1994-2, 5.4.2.2(2)):

$$n_L = n_0\left(1 + \psi_L \varphi(\infty, t_0)\right)$$

Tabelle 2-11 und Tabelle 2-12 fassen die Zwischenwerte der Berechnung der Kriechzahl $\varphi(\infty, t_0)$ und der Reduktionzahl n_L, welche jeweils beim Entwurf der zweistegige Plattenbalken- und der Hohlkastenbrücke verwendet werden, zusammen. Siehe jeweils

Tabelle 2-1 und Tabelle 2-2, für weitere Hinweise zu den Zeitpunkten t_0.

Tabelle 2-11: Reduktionszahlen für ständige Beanspruchung (zweistegige Plattenbalkenbrücke)

Lastfall	ψ_L	t_0 (Tage)	$\varphi(\infty, t_0)$	n_L
Betonieren	1,1	24	1,484	16,22
Schwinden	0,55	1	2,683	15,25
Nichttragende Bauteile	1,1	57.5	1,256	14,68

Tabelle 2-12: Reduktionszahlen für ständige Beanspruchung (Hohlkastenbrücke)

Lastfall	ψ_L	t_0 (Tage)	$\varphi(\infty, t_0)$	n_L
Betonieren	1,1	67,5	1,215	14,40
Schwinden	0,55	1	2,674	15,23
Nicht-tragende Bauteile	1,1	104	1,118	13,74

EN 1991-2, 4.2.3: Unterteilung der Fahrhahn in rechnerische Fahrstreifen

(1) Die Fahrbahnbreite w sollte zwischen den Schrammborden oder den inneren Grenzen der Rückhaltesysteme für Fahrzeuge gemessen werden und sollte weder den Abstand zwischen fest eingebauten Rückhaltesystemen für Fahrzeuge oder Schrammborde des Mittelstreifens noch die Breite dieser Fahrzeugrückhaltesysteme enthalten.

ANMERKUNG Der Nationale Anhang darf den Kleinstwert für die Höhe von Schrammborden festlegen, der zu berücksichtigen ist. Der empfohlene Wert beträgt 100 mm.

(2) Die Breite w_1 der rechnerischen Fahrstreifen auf einer Fahrbahn und die größte ganzzahlige Anzahl n_1 dieser Streifen auf dieser Fahrbahn sind in Tabelle 4.1 definiert.

Tabelle 4.1 — Anzahl und Breite der rechnerischen Fahrstreifen

Fahrbahnbreite w	Anzahl der rechnerischen Fahrstreifen	Breite eines rechnerischen Fahrstreifens w_l	Breite der verbleibenden Restfläche
$w < 5{,}4$ m	$n_l = 1$	3 m	$w - 3$ m
$5{,}4 \text{ m} \leq w < 6$ m	$n_l = 2$	$\frac{w}{2}$	0
$6 \text{ m} \leq w$	$n_l = Int\left(\frac{w}{3}\right)$	3 m	$w - 3 \times n_l$
ANMERKUNG Zum Beispiel ergibt sich für eine Fahrbahn von 11 m die Anzahl der rechnerischen Fahrstreifen zu $n_l = Int\left(\frac{w}{3}\right) = 3$. Die Breite der vorhandenen Restfläche beträgt: 11 - 3×3 = 2m.			

(3) Für unterschiedliche Fahrbahnbreiten ergibt sich die Anzahl der rechnerischen Fahrstreifen durch die in Tabelle 4.1 festgelegten Regeln.

ANMERKUNG Die Anzahl der rechnerischen Fahrbahnbreiten beträgt hiernach:

- 1 bei $w < 5{,}4$ m
- 2 bei $5{,}4 \text{ m} \leq w < 9$ m
- 3 bei $9 \text{ m} \leq w < 12$ m, usw.

(4) Wird die Fahrbahn eines Brückenüberbaus durch Anordnung eines Mittelstreifens in zwei Richtungsfahrbahnen unterteilt, so gilt:

(a) jeder Teil, einschließlich Standstreifen oder Bankette, ist getrennt in rechnerische Fahrstreifen zu unterteilen, wenn die Teile durch fest angebrachte Rückhaltesysteme an Straßen voneinander getrennt sind;

(b) die gesamte Fahrbahnbreite einschließlich des Mittelstreifens ist in rechnerische Fahrstreifen zu unterteilen, wenn die Teilfahrbahnen durch abnehmbare Rückhaltesysteme an Straßen getrennt sind.

ANMERKUNG Die in 4.2.3 (4) angegebenen Regeln dürfen für ein Einzelprojekt in Abhängigkeit von zukünftigen Änderungen der Fahrspurverläufe (z. B. für Reparaturarbeiten) auf dem Überbau angepaßt werden.

Sekundäre Effekte des Kriechens sind vernachlässigbar klein verglichen mit denen anderer Einwirkungen. Dementsprechend wurden sie bei der Berechnung nicht berücksichtigt, weswegen die entsprechenden Reduktionszahlen hier nicht aufgeführt sind.

2.3.3.4 Verkehrslasten

2.3.3.4.1 Anpassungsfaktoren

Die Definition der Vertikallasten LM1 (dargestellt durch die Doppelachslast (Tandemlast = TS) und die gleichmäßig verteilte Last (uniformly distributed load = UDL) beinhaltet eine Reihe von Anpassungsfaktoren α_{Qi}, α_{qi} und α_{qr}. Diese Beiwerte werden in jedem Land durch den Nationalen Anhang festgelegt. Durch EN 1991-2 werden lediglich Mindestempfehlungen vorgegeben. Für das COMBRI+ Projekt wurden folgende Werte angenommen (dem französichen Nationalen Anhang zu EN 1991-2 für die Verkehrskategorie Autobahn und Bundesstraßen entnommen):

Tabelle 2-13: Anpassungsfaktor für LM1

Fahrbahn Nr.	α_{Qi} für TS	α_{qi} für UDL	α_{qr}
1	0,9	0,7	/
2 oder höher	0,8	1,0	/
Restfläche	/	/	1

2.3.3.4.2 Laststellung in Querrichtung (LM1)

Die Lastfälle UDL und TS werden in Längs-und Querrichtung der Fahrbahnplatte so aufgebracht, dass sich die ungünstigste Lasteinwirkung für den betrachteten Hauptträger (Träger Nr. 1 in Abbildung 2-17) und den Hohlkasten ergeben.

Zweistegige Plattenbalkenbrücke

Es wurde eine geradlinige Einflussline verwendet (vgl. Abbildung 2-20 und Abbildung 2-22) unter der Annahme, dass die Vertikallast, welche in der Stegebene eines Hauptträgers angreift, vollständig von diesem Träger aufgenommen wird. Die ungünstigsten Anteile der Einflussline in Längsrichtung werden dann gemäß der Querverteilung der Verkehrslasten UDL und TS zwischen den beiden Hauptträgern aufgebracht.

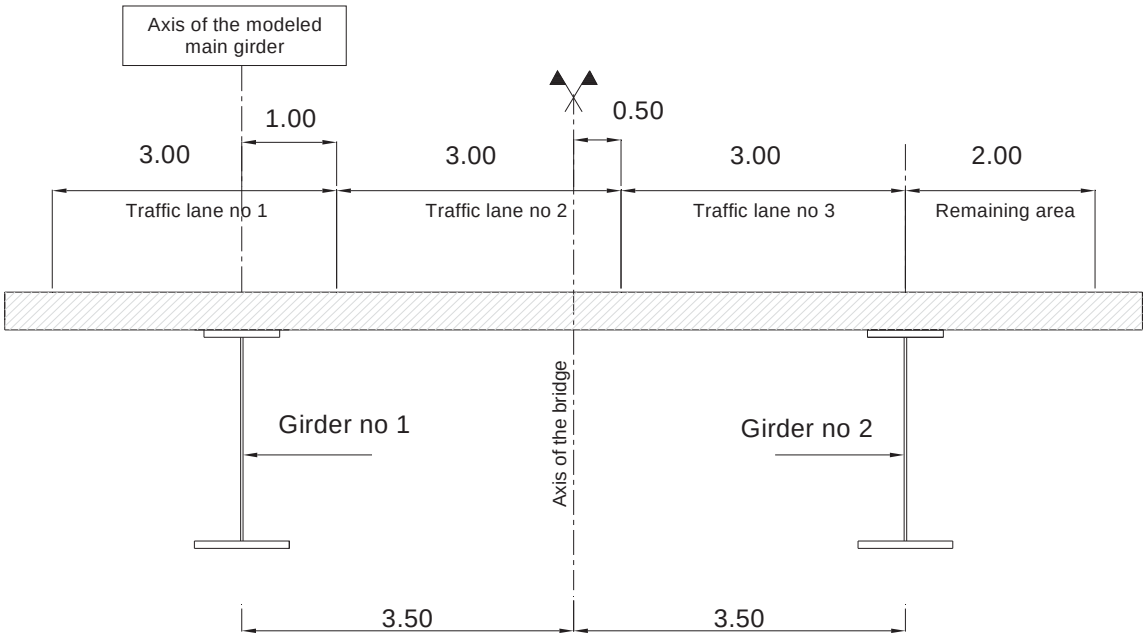


Abbildung 2-17: Anordnung der Fahrbahnen für die Berechnung des Trägers Nr. 1

Die gesamte Fahrbahnbreite zwischen den Brückenkappen beträgt w = 11 m. Auf dieser Breite können drei 3 m breite Fahrspuren und eine 2 m breite Restfläche untergebracht werden. Die Fahrspuren werden in der für den untersuchten Träger Nr. 1 ungünstigsten Weise angeordnet, entsprechend dem Diagramm in Abbildung 2-20 (EN 1991-2, 4.2.3).

Hohlkastenbrücke

Es wurde eine horizontal verlaufende, konstante Einflußlinie zur Querverteilung der Lasten verwendet (vgl. Abbildung 2-21 und Abbildung 2-23). Dies entspricht der Annahme, dass eine ausreichende Austeifung vorhanden ist, um eine Verformung der Querschnitte zu verhindern. Die außermittigen Verkehrslasten *Q (TS)* und *q (UDL)* wurden durch zentrische Lasten mit denselben Werten Q und q sowie den zusätzlichen Torsionsmomenten M_Q für die Einzellast und m_q für die Streckenlast berücksichtigt, vgl. Abbildung 2-18. Diese Torsionsmomente wurden bei der Berechnung, welche in Abschnitt 2.3.3.5 näher erläutert wird, berücksichtigt.

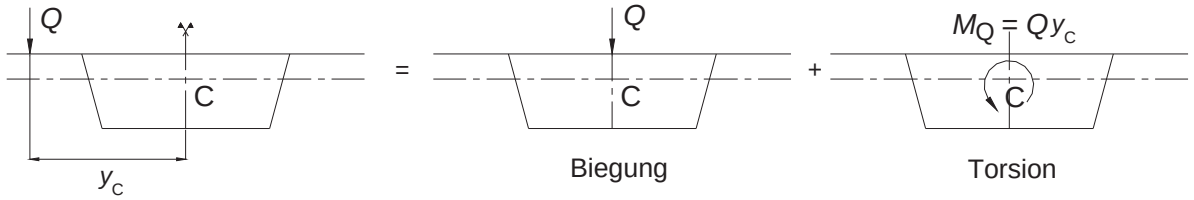


Abbildung 2-18: Berechnung des Hohlkastens für eine außermittige Einzellast.

Die gesamte Fahrbahnbreite zwischen den Brückenkappen beträgt 20,22 m. Die Absturzsicherung, welche die beiden Fahrtrichtungen in Fahrbahnmitte trennt, wurde bei der Lastaufbringung gemäß Lastmodell 1 auf die 20,22 m breite Fahrbahn nicht berücksichtigt.

Sechs Fahrspuren, je 3 m breit, und eine 2,22 m breite Restfläche können auf dieser 20,22 m breiten Fahrbahn angeordnet werden. Die Anordnung der Fahrspuren in Querrichtung spielt bei der Untersuchung der Auswirkungen der mittigen Vertikallasten Q und q keine Rolle, da die Lasten gleichmäßig von den Stegen aufgenommen werden. Die letztgenannte Annahme entspricht der Verwendung der in Abbildung 2-21 und Abbildung 2-23 dargestellten horizontalen Einflusslinie für eine Lastverteilung in Querrichtung, wobei die Belastung jeweils zur Hälfte über jedem Hauptträgersteg aufgebracht wurde. Im Gegensatz dazu beeinflusst die Annordnung der Fahrspuren in Querrichtung allerdings die Ergebnisse der globalen Torsionsbetrachtung. Abbildung 2-19 zeigt die ungünstigste Fahrbahnaufteilung bei der Torsionsbetrachtung.

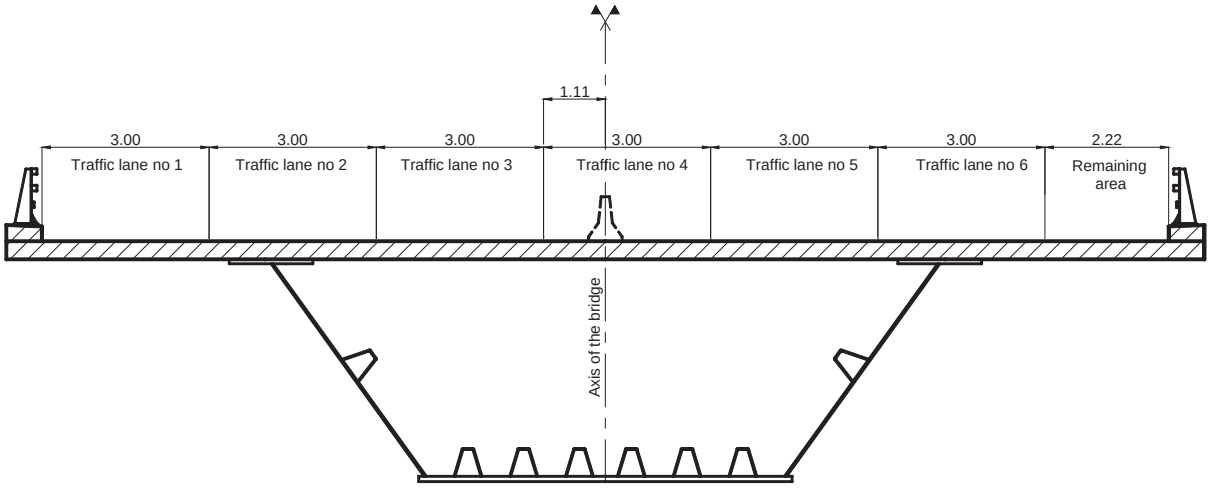


Abbildung 2-19: Anordnung der Fahrspuren bei der Berechnung des Hohlkastens.

EN 1991-2, 4.3.2(1) (a): Lastmodell 1

(1) Das Lastmodell 1 besteht aus zwei Teilen:

(a) Doppelachse (Tandem-System TS): Jede Achslast beträgt:

$$\alpha_q \, Q_k \tag{4.1}$$

wobei α_q ein Anpassungsfaktor ist.

- In jedem rechnerischen Fahrstreifen sollte nur eine Doppelachse aufgestellt werden.
- Es sollten nur vollständige Doppelachsen angeordnet werd.
- Für die globalen Nachweise sollte jede Doppelachse in der Mitte der rechnerischen Fahrstreifen angenommen werden (für lokale Nachweise siehe (5) und Bild 4.2 b).
- Jede Achse der Doppelachse sollte durch zwei identische Räder berücksichtigt werden, so dass jede Radlast 0,5 $\alpha_q \, Q_k$ beträgt.
- Die Aufstandsfläche jedes Rads sollte als ein Quadrat mit einer Seitenlänge von 0,40 m angenommen werden (siehe Bild 4.2 b).

(b) Die gleichmäßig verteilte Belastung (UDL-System) beträgt je m² des rechnerischen Fahr–streifens:

$$\alpha_q \, q_k \tag{4.2}$$

wobei α_q ein Anpassungsfaktor ist.

Diese Lasten sollten sowohl in Längs- als auch in Querrichtung nur auf den belastenden Teilen der Einflussfläche aufgebracht werden.

ANMERKUNG Mit dem LM 1 soll der fließende und zähfließende Verkehr oder Stausituationen mit einer hohen Anzahl an LKW abgedeckt werden. Im allgemeinen werden bei Verwendung der Grundwerte die Einflüsse aus den in Anhang A definierten Sonderfahrzeugen bis zu 600kN abgedeckt.

(4) Die charakteristischen Werte von Q_{ik} und q_{ik} einschließlich ihrer dynamischen Vergrößerungsfaktoren sollten der Tabelle 4.2 entnommen werden.

Tabelle 4.2 ─ Lastmodell 1: charakteristische Werte

Stellung	Doppelachsen *TS*	Gleichmäßig verteilte Last
	Achslast Q_{ik} (kN)	q_{ik} (oder q_{rk}) (kN/m²)
Fahrstreifen 1	300	9
Fahrstreifen 2	200	2,5
Fahrstreifen 3	100	2,5
Andere Fahrstreifen	0	2,5
Verbleibende Restfläche q_{rk}	0	2,5

Doppelachlast TS

Jede Achse der Doppelachslast TS muss in ihrer Fahrspur zentriert werden. Die Werte für die Vertikallasten pro Achse sind in EN 1991-2 Tabelle 4.2 angegeben. Abbildung 2-20 zeigt die Anordnung in Querrichtung der drei Doppelachslasten unter Berücksichtigung der Hauptträger (EN 1991-2, 4.3.2(1)(a)).

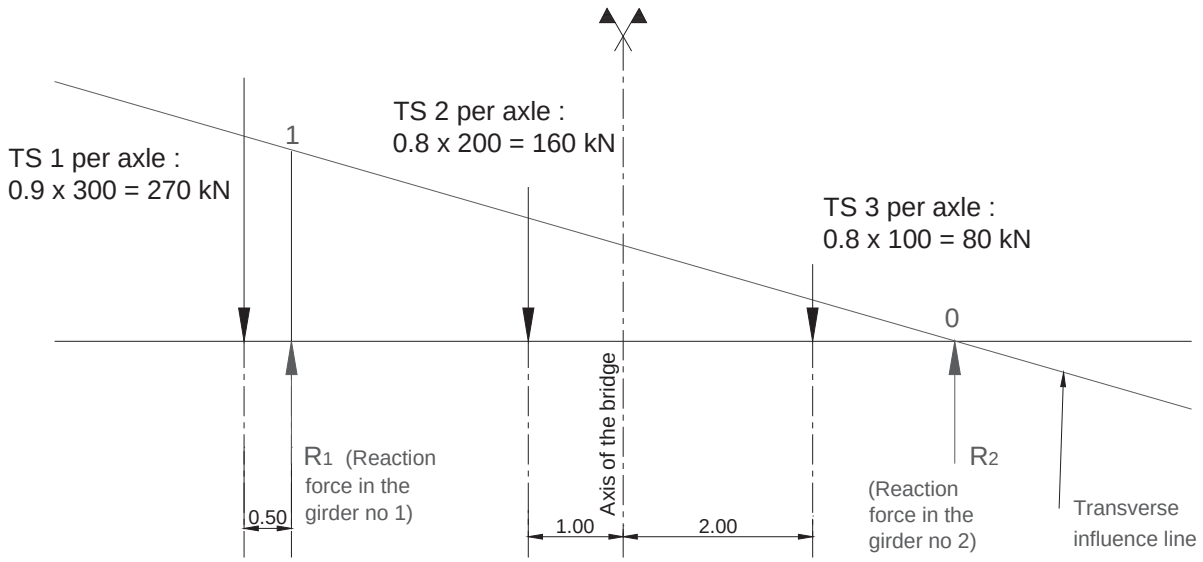


Abbildung 2-20: Doppelachslasten TS auf Fahrbahnplatte (zweistegige Plattenbalkenbrücke)

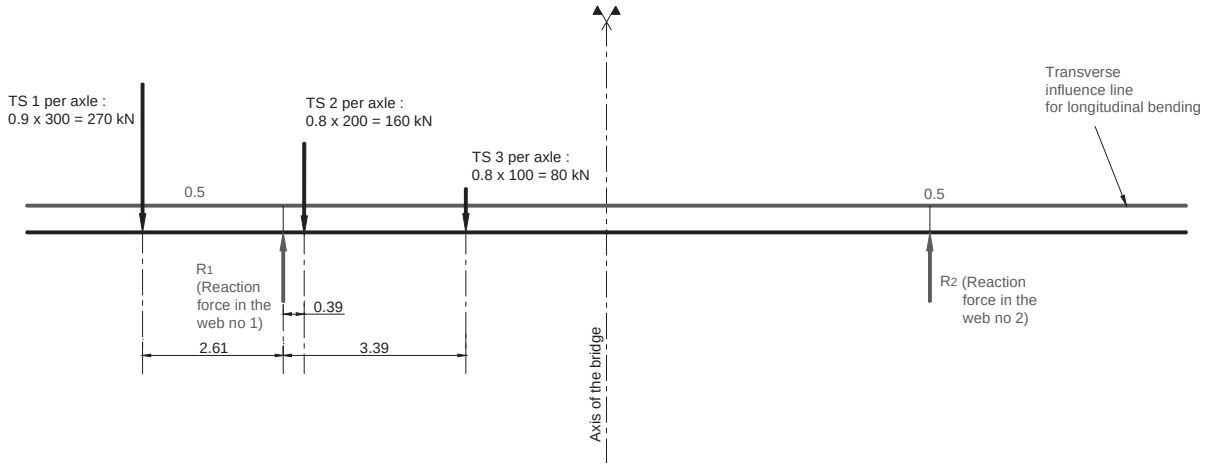


Abbildung 2-21: Doppelachslasten TS auf Fahrbahnplatte (Hohlkastenbrücke)

In jedem rechnerischen Fahrstreifen wurde nur eine Doppelachslast TS angeordnet. Die drei angesetzten Doppelachslasten TS müssen nicht zwangsläufig in einer Querschnittsebene angeordnet werden.

Streckenlast UDL

Bei der zweistegigen Plattenbalkenbrücke werden die Fahrspuren mit der Steckenlast UDL bis zur Achse des Trägers Nr. 2 belastet (vgl. Abbildung 2-22), das heißt nur im Bereich der positiven Ordinaten der Einflußlinie zur Querverteilung der Lasten. Bei der Hohlkastenbrücke wird, angesichts der vorliegenden Einflußlinie zur Querverteilung der Lasten, die vollständige Fahrbahnbreite mit den Vertikallasten UDL belastet. Die Zahlenwerte für die Vertikallasten UDL sind in EN 1991-2 Tabelle 4.2 (EN 1991-2, 4.3.2(1) (b)) festgelegt.

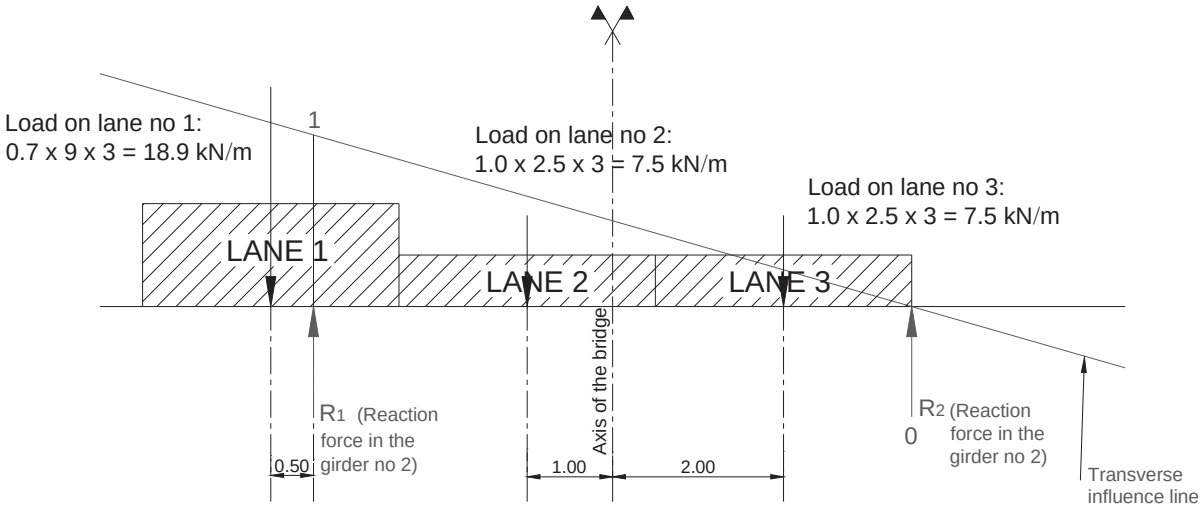


Abbildung 2-22: Querverteilung von UDL auf der Fahrbahnplatte der zweistegigen Plattenbalkenbrücke.

ANMERKUNG: Für den Fall, dass Spur Nr. 3 über die Achse von Hauptträger Nr. 2 hinausgehen sollte, wurden nur die Lastanteile berücksichtigt, die im positiven Bereich der Einflußlinie zur Querverteilung der Lasten lagen.

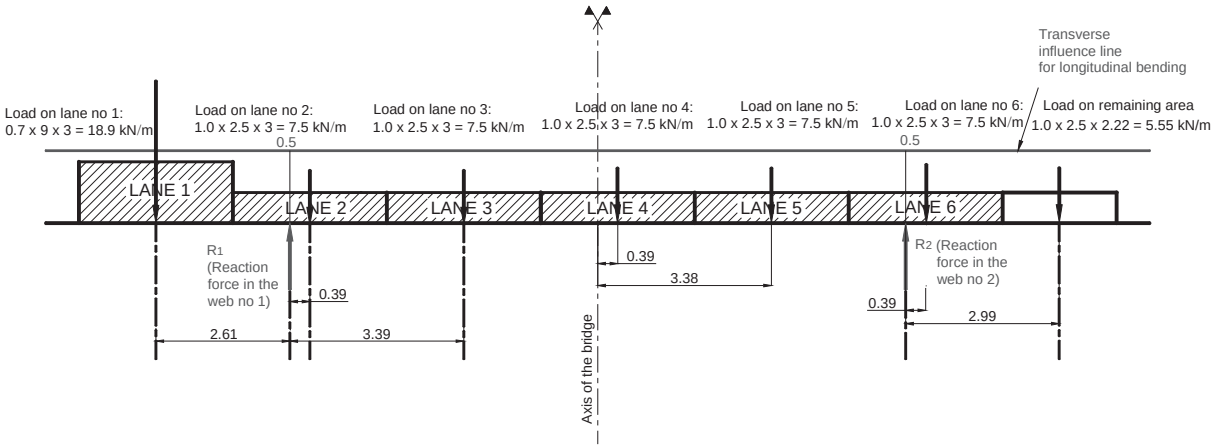


Abbildung 2-23: Querverteilung von UDL auf der Fahrbahnplatte der Hohlkastenbrücke.

2.3.3.4.3 Laststellung in Längsrichtung (LM1)

Die Schnittgrößen wurden mit Hilfe einer Software ermittelt, die eine automatisierte Änderung der Laststellung TS und UDL in Längsrichtung ermöglicht. Die so ermittelten Einhüllenden für die Biegemomente und Querkräfte sind für den Träger Nr. 1 in Abbildung 2-30 dargestellt, wobei folgende Einwirkungskombinationen berücksichtigt wurden:

- charakteristischer Wert von LM1: 1,0 · UDL + 1,0 · TS
- häufiger Wert von LM1: 0,4 · UDL + 0,75 · TS

EN 1994-2, 5.4.2.2(11): Kriechen und Schwinden

(11) Die St. Venant'sche Torsionssteifigkeit von Kastenquerschnitten ist im Allgemeinen mit Hilfe eines ideellen Querschnitts zu ermitteln, bei dem die Dicke des Betongurtes mit der Reduktionszahl $n_{0G} = G_a/G_c$ abgemindert wird. Dabei sind G_a und G_c die Schubmoduli von Baustahl und Beton. Zur Berücksichtigung des Kriechens ist in der Regel die Reduktionszahl

$n_{LG} = n_{0G}\ (1 + \psi_L \varphi_t)$ in Übereinstimmung mit (2) zugrunde zu legen.

EN 1994-2, 5.4.2.3(6): Einflüsse aus der Rissbildung des Betons

(6) Die Torsionssteifigkeit von Kastenträgern darf mit einem ideellen Querschnitt ermittelt werden. Wenn keine genauere Berechnung erfolgt, darf in Trägerbereichen, in denen der Betongurt als gerissen angenommen wird, zur Berücksichtigung des Einflusses der Rissbildung auf die Schubsteifigkeit näherungsweise der 0,5fache Wert der Dicke des Betongurtes angesetzt werden.

2.3.3.5 Torsion

Alle auf die Hohlkastenbrücke aufgebrachten Lasten sind in Querrichtung symmetrisch, abgesehen von den Verkehrslasten.

Dementsprechend wird die Querschnittsverdrehung nur durch LM1 hervorgerufen. Unter Berücksichtigung von Vertikallasten, welche auf der linken Seite der Längsachse der Fahrbahn aufgebracht werden, berechnet man

- das Torsionsmoment infolge TS (pro Tandemachse) gemäß:

  270 kN · 8,61 m + 160 kN · 5,61 m + 80 kN · 2,61 m = 3431 kNm

- das lineare Torsionsmoment infolge UDL gemäß:

  18,9 kN/m · 8,61 m + 17,8 kN/m · 3,55 m = 226 kNm/m.

Die ungünstigste Laststellung für die Torsionsbeanspruchung wurde in Abschnitt 2.3.3.4.2. mit Hilfe einer Software ermittelt. Der Einfluss von Dickenänderungen von Querschnittsteilen auf die Lage des Schubmittelpunktes wurde vernachlässigt. Dementsprechend wird angenommen, dass alle Abschnitte der Brücke denselben Schubmittelpunkt haben.

Die St Venant´sche Torsionssteifigkeit eines jeden Kastenquerschnitts wurde unter Verwendung folgender Formal berechnet:

$$I_t = \frac{4\Omega^2}{\oint \frac{l}{e}}$$

Ω ist diejenige Fläche, die durch die Achslinien der Teilbleche des Kastenquerschnitts eingeschlossen wird

Für das Betonelement wird die Dicke e durch die Reduktionszahl der E-Moduli n_{0G} für die Kurzzeitbeanspruchung entsprechend EN 1994-2 § 5.4.2.2 (11) geteilt. Befindet sich die Betonplatte im Zustand II, also liegt sie im negativen Momentbereich des Durchlaufträgers, wird die Plattendicke auf die Hälfte reduziert, um den Einfluss der Rissbildung zu berücksichtigen (EN 1994-2 5.4.2.3 (6)).

Für den Abschnitt in der Mitte der Brücke (x = 270 m) folgt:

$$\Omega = \frac{6{,}5+12}{2} 4{,}15 = 38{,}4 \text{ m}^2$$

$$n_{0G} = n_0 \frac{1+\nu_c}{1+\nu_a} = 6{,}1625 \frac{1{,}3}{1{,}2} = 5{,}69$$

Untergurt: $\frac{l}{e} = \frac{6{,}5}{0{,}025} = 260$; jeder Steg: $\frac{l}{e} = \frac{4{,}8}{0{,}018} = 266$;

jeder oberere Verbundflansch: $\frac{l}{e} = \frac{0{,}75}{0{,}05 + 0{,}325/5{,}69} = 7{,}0$;

Untergurt nur mit Beton: $\frac{l}{e} = \frac{10{,}5}{0{,}325/5{,}69} = 184$

$$\Rightarrow \quad \sum \frac{l}{e} = 990$$

Es folgt $I_t = \frac{4\Omega^2}{\oint \frac{l}{e}} = 5{,}96 \text{ m}^4$ für diesen Querschnitt.

EN 1990, 4.1.2: Charakteristische Werte von Einwirkungen

EN 1990, 6.4.3.2 (3): Kombinationen von Einwirkungen bei ständigen oder vorübergehenden Bemessungssituationen (Grundkombinationen)

(3) Die Kombination der Einwirkungen in Klammern { } in (6.9b) darf entweder durch:

$$\sum_{j\geq 1}\gamma_{G,j}G_{k,j}\text{"+"}\gamma_P P\text{"+"}\gamma_{Q,1}Q_{k,1}\text{"+"}\sum_{i>1}\gamma_{Q,i}\psi_{0,i}Q_{k,i} \qquad (6.10)$$

ausgedrückt werden oder für Nachweise STR und GEO durch die ungünstigere der beiden Kombinationen:

$$\begin{cases}\sum_{j\geq 1}\gamma_{G,j}G_{k,j}\text{"+"}\gamma_P P\text{"+"}\gamma_{Q,1}\psi_{0,1}Q_{k,1}\text{"+"}\sum_{i>1}\gamma_{Q,i}\psi_{0,i}Q_{k,i} \\ \sum_{j\geq 1}\xi_j\gamma_{G,j}G_{k,j}\text{"+"}\gamma_P P\text{"+"}\gamma_{Q,1}Q_{k,1}\text{"+"}\sum_{i>1}\gamma_{Q,i}\psi_{0,i}Q_{k,i}\end{cases} \qquad (6.10a)\quad(6.10b)$$

Dabei bedeuten:

"+" „ist zu kombinieren“

$\sum$ „gemeinsame Auswirkung von "

ξ Reduktionsbeiwert für ungünstig wirkende ständige Einwirkungen G.

ANMERKUNG Weitere Angaben zur Wahl der Methode sind im Anhang A zu finden.

EN 1990 Anhang 2, Tabelle A.1.2(B) – Bemessungswerte der Einwirkungen (STR/GEO)(Gruppe B)

Ständige und vorübergehende Bemessungs-situation	Ständige Einwirkungen		Leiteinwirkung[a]	Begleiteinwirkungen[a]
	Ungünstig	Günstig		Weitere
(Gleichung 6.10)	$\gamma_{Gj,sup}\ G_{kj,sup}$	$\gamma_{Gj,inf}\ G_{kj,inf}$	$\gamma_{Q,1}Q_{k,1}$	$\gamma_{Q,i}\ \Psi_{0,i}Q_{k,i}$

Ständige und vorübergehende Bemessungs-situation	Ständige Einwirkungen		Leiteinwirkung[a]	Begleiteinwirkungen[a]	
	Ungünstig	Günstig		Haupt (falls vor-handen)	Weitere
(Gleichung 6.10a)	$\gamma_{Gj,sup}\ G_{kj,sup}$	$\gamma_{Gj,inf}\ G_{kj,inf}$		$\gamma_{Q,1}\ \Psi_{0,1}Q_{k,1}$	$\gamma_{Q,i}\ \Psi_{0,i}Q_{k,i}$
(Gleichung 6.10b)	$\xi\gamma_{Gj,sup}\ G_{kj,sup}$	$\gamma_{Gj,inf}\ G_{kj,inf}$	$\gamma_{Q,1}Q_{k,1}$		$\gamma_{Q,i}\ \Psi_{0,i}Q_{k,i}$

ANMERKUNG 1 Die verbindlichen Festlegung aus der Auswahl (6.10) oder (6.10a) und (6.10b) erfolgt im Nationalen Anhang. Im Falle von (6.10a) und (6.10b) kann der Nationale Anhang (6.10a) so verändern, dass nur ständige Einwirkungen berücksichtigt werden.

ANMERKUNG 2 Die Festlegung der Teilsicherheitsbeiwerte und der ξ-Beiwerte erfolgt im Nationalen Anhang. Bei Wahl der Ausdrücke (6.10) oder (6.10a) und (6.10b) wurden die folgenden Teilsicherheitsbeiwerte und ξ-Beiwerte empfohlen:

$\gamma_{Gj,sup}$ = 1,35

$\gamma_{Gj,inf}$ = 1,00

$\gamma_{Q,1}$ = 1,50 bei ungünstiger Wirkung (0 bei günstiger Wirkung)

$\gamma_{Q,i}$ = 1,50 bei ungünstiger Wirkung (0 bei günstiger Wirkung)

Bei Wahl von (6.10a) und (6.10b) im Nationalen Anhang wird ξ = 0,85 empfohlen, so dass

$\xi\gamma_{Gj,sup}$ = 0,85 × 1,35 ≅ 1,15. Zu verbindlichen Werten siehe Nationalen Anhang.

Teilsicherheitsbeiwerte γ für eingeprägte Verformungen sind in EN 1991 bis EN 1999 zu finden.

ANMERKUNG 3 Die charakteristischen Werte aller ständigen Einwirkungen, die den gleichen Ursprung besitzen, werden mit $\gamma_{G,sup}$ multipliziert, wenn ihre gesamte Auswirkung ungünstig ist. Für den Fall, dass alle ständigen Einwirkungen eine günstige Wirkung verursachen, ist $\gamma_{G,inf}$ zu verwenden. Zum Beispiel können alle Einwirkungen aus dem Eigengewicht des Tragwerks als aus einem Ursprung herrührend betrachtet werden; dies gilt auch bei Verbundtragwerken oder Mischbauweisen.

ANMERKUNG 4 Im Sonderfall können die Werte γ_G und γ_Q in γ_g und γ_q und die Werte γ_{Sd} für die Modellunsicherheit aufgeteilt werden. Der Wert γ_{Sd} kann mit γ_{Sd} = 1,15 festgelegt werden. Die Festlegung erfolgt im Nationalen Anhang.

[a] Die veränderlichen Einwirkungen sind in Tabelle A.1.1 angegeben.

2.3.3.6 Temperatur

Zur Vereinfachung der Untersuchung wird der Temperaturgradient in diesem Bericht nicht berücksichtigt. Eine Berücksichtigung des Temperaturgradienten hätte folgende Einflüsse:

- Eine Änderung der Spannungsordinate im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG) infolge von Primäreffekten des Gradienten. Im Rahmen des ComBri+ Projektes wurde der Schwerpunkt jedoch auf das Stabilitätsversagen im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) gelegt.
- Die Amplitude der Betonspannungsumhüllenden wäre größer, und infolge dessen ebenfalls die Ausdehnung der gerissenen Zone aus der globalen Analyse.

2.3.4 Einwirkungskombinationen

2.3.4.1 Bemessungssituationen

Die Brücke sollte für folgende Bemessungssituationen nachgewiesen werden:

- Vorübergehende Bemessungssituation:

  - Für den Baustahl (ohne Fahrbahnplatte) unter Eigengewicht während des Einschubs,

  - Während und nach dem Betonieren jedes Plattenabschnittes (16 oder 45 Situationen je nach Brückenbeispiel.)

- Ständige Bemessungssituation:

  - zum Zeitpunkt der Verkehrsfreigabe,

  - zum Zeitpunkt $t = \infty$

Die vorübergehenden Bemessungssituationen, welche mit dem Einschub des Baustahlquerschnitts zusammenhängen, werden in Kapitel 4 untersucht.

Beide ständigen Bemessungssituationen werden in der globalen Bemessung behandelt (durch den Einsatz von zwei verschiedenen Verhältniszahlen der E-Moduli). Der Nachweis der Brücke wird dann in einem einzigen Schritt durch die Verwendung der Umhüllenden der Schnittgrößen geführt.

2.3.4.2 Allgemeine Anmerkungen

Die verwendeten Bezeichnungen entstammen den Eurocodes:

- $G_{k,sup}$: charakteristischer Wert einer *ungünstig wirkenden* ständigen Einwirkung (Nennwert des Eigengewichtes und Maximalwert der nichttragenden Bauteile) unter Berücksichtigung des Bauablaufs.
- $G_{k,inf}$: charakteristischer Wert einer *günstig wirkenden* ständigen Einwirkung (Nennwert des Eigengewichtes und Maximalwert der nichttragenden Bauteile) unter Berücksichtigung des Bauablaufs
- S : Einhüllende der charakteristischen Werte der Schnittgrößen (oder Verformungen) infolge Betonschwindens
- UDL_k : Einhüllende der charakteristischen Werte der Schnittgrößen (oder Verformungen) infolge der vertikalen Streckenlasten nach Lastmodell Nr. 1 entsprechend EN 1991-2
- TS_k : Einhüllende der charakteristischen Werte der Schnittgrößen (oder Verformungen) infolge vertikaler Einzellasten nach Lastmodell Nr. 1 entsprechend EN 1991-2

Eine Berechnung der Umhüllenden mit $G_{k,sup}$ und $G_{k,inf}$ ist für die ständigen Lasten nur aufgrund der Schwankungen der Oberflächenlasten der Fahrbahnplatte erforderlich. Der Nennwert des Eigengewichtes wurde berücksichtigt (EN 1990, 4.1.2).

Die oben genannte Kombination der Einwirkungen wurde unter Berücksichtigung der EN 1990 und ihres Anhangs A2 „Anwendung für Brücken“ ermittelt.

EN 1990 Anhang 2, Tabelle A.2.1 – Empfehlung für die Zahlenwerte der ψ – Faktoren für Straßenbrücken

Einwirkung	Bezeichnung		ψ_0	ψ_1	ψ_2
Verkehrslasten (siehe EN 1991-2, Tabelle 4.4)	gr1a (LM1+Lasten auf Gehwegen oder Radwegen) [a]	Doppelachse	0,75	0,75	0
		Gleichmäßig verteilte Last	0,40	0,40	0
		Gehweg- und Radwegbelastung[b]	0,40	0,40	0
	gr1b (Einzelachse)		0	0,75	0
	gr2 (Horizontalkräfte)		0	0	0
	gr3 (Gehwegbelastung)		0	0	0
	gr4 (LM4 – Menschengedränge)		0	0,75	0
	gr5 (LM3 – Spezialfahrzeuge)		0	0	0
Windkräfte	F_{Wk}				
	— Ständige Bemessungssituationen		0,6	0,2	0
	— Bauausführung		0,8	—	0
	F_W^*		1,0	—	—
Temperatureinwirkungen	T_k		0,6[c]	0,6	0,5
Schneelasten	$Q_{Sn,k}$ (während der Bauausführung)		0,8	—	—
Lasten aus Bauausführung	Q_c		1,0		1,0

[a] Die empfohlenen Werte für ψ_0, ψ_1, ψ_2 für gr1a und gr1b gelten für Straßenverkehr, der den Anpassungsfaktoren α_{Qi}, α_{qi}, α_{qr} und β_Q gleich 1 entspricht.

Die Werte für die gleichmäßig verteilte Last entsprechen seltenen Verkehrssituationen mit normalem Verkehr und Anhäufung von LKWs. Für andere Straßenklassen oder ungewöhnliche Verkehrssituationen können in Verbindung mit der Wahl der α-Faktoren andere Zahlenwerte zutreffend sein.

Zum Beispiel kann für die gleichmäßig verteilte Last im System LM1 ein Wert ψ_2 ungleich Null angenommen werden, wenn die Brücke ständig durch einen kontinuierlich fließenden Schwerverkehr beansprucht wird. Siehe auch EN 1998.

[b] Der Kombinationswert für Gehweg- und Radwegbelastung, aufgeführt in Tabelle 4.4a der EN 1991-2, ist ein „abgeminderter Wert". Die ψ_0- und ψ_1-Faktoren sind auf diesen Wert anwendbar.

[c] Der empfohlene Zahlenwert für ψ_0 für Temperatureinwirkungen darf für die Grenzzustände der Tragfähigkeit EQU, STR und GEO in den meisten Fällen auf 0 abgemindert werden. Siehe auch die Eurocodes für die Bemessung.

EN 1990 Anhang 2, A2.4.1: Allgemeines

(1) Für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit sollten, wenn nicht anders in EN 1991 bis EN 1999 festgelegt, die Bemessungswerte der Einwirkungen der Tabelle A2.6 genommen werden.

ANMERKUNG 1: Für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit können die γ-Faktoren für Einwirkungen aus Verkehr und anderen Einwirkungen im Nationalen Anhang festgelegt werden. Empfohlen werden die in der Tabelle A2.6 angegebenen Bemessungswerte, für die alle γ-Faktoren zu 1,0 angesetzt sind.

Tabelle A.2.6 – Bemessungswerte der Einwirkungen bei den Einwirkungskombinationen

Kombination	Ständige Einwirkungen G_d		Vorspannung	Veränderliche Einwirkungen Q_d	
	Ungünstig	Günstig		Leiteinwirkung	Andere
Charakteristisch	$G_{kj,sup}$	$G_{kj,inf}$	P	$Q_{k,1}$	$\psi_{0,i}\,Q_{k,i}$
Häufig	$G_{kj,sup}$	$G_{kj,inf}$	P	$\psi_{1,1}Q_{k,1}$	$\psi_{2,i}\,Q_{k,i}$
Quasi-ständig	$G_{kj,sup}$	$G_{kj,inf}$	P	$\psi_{2,1}Q_{k,1}$	$\psi_{2,i}\,Q_{k,i}$

ANMERKUNG 2: Der Nationale Anhang kann auch auf die „nicht häufige" Kombination der Einwirkungen verweisen.

(2) Die Kriterien für die Gebrauchstauglichkeit sollten entsprechend den in 3.4 und in EN 1992 bis EN 1999 enthaltenen Anforderungen an die Gebrauchstauglichkeit festgelegt werden. Verformungen sollten entsprechend EN 1991 bis EN 1999 berechnet werden, wobei die Einwirkungskombinationen nach Gleichungen (6.14a) bis (6.16b) (siehe Tabelle A2.6) entsprechend den Anforderungen an die Gebrauchstauglichkeit und der Unterscheidung zwischen umkehrbaren und nicht umkehrbaren Grenzzuständen benutzt werden sollten.

Schwinden wird nicht berücksichtigt, wenn seine Auswirkungen günstig sind.

2.3.4.3 Kombinationen für den GZT außer Ermüdung

$$1{,}35\ G_{k,sup}\ (\text{oder } 1{,}0\ G_{k,inf}) + (1{,}0 \text{ oder } 0{,}0)\ S + 1{,}35\ \{\ UDL_k + TS_k\ \}$$

Die oben erwähnten Einwirkungskombinationen entsprechen Gleichung (6.10) in EN 1990, 6.4.3.2. Die Gleichungen (6.10 a) und (6.10 b) wurden nicht verwendet. Die γ-Faktoren wurden der Tabelle A.2.4 (B) des Anhangs A2 der EN 1990 entnommen. Die zur Bestimmung der Kombinationsbeiwerte einer veränderlichen Last verwendeten ψ_0–Faktoren stammen aus Tabelle A.2.1 des Anhangs A2 zu EN 1990.

2.3.4.4 Kombinationen für den GZG

Entsprechend A2.4.1 des Anhangs A2 zu EN 1990 sollten folgende Kombinationen berücksichtigt werden:

- Charakteristische Kombination im GZG:

  $G_{k,sup}$ (oder $G_{k,inf}$) + (1,0 oder 0,0) S + UDL_k + TS_k

- Häufige Kombination im GZG:

  $G_{k,sup}$ (oder $G_{k,inf}$) + (1,0 oder 0,0) S + 0,4 · UDL_k + 0,75 · TS_k

- Quasi-ständige Kombination im GZG:

  $G_{k,sup}$ (oder $G_{k,inf}$) + (1,0 oder 0,0) S

EN 1994-2, 5.4.2.3 (2): Einflüsse aus der Rissbildung des Betons

(2) Zur Berücksichtigung der Einflüsse aus der Rissbildung darf für Verbundträger mit Betongurten das nachfolgend angegebene Verfahren verwendet werden. Im ersten Schritt werden für die charakteristische Kombination der Einwirkungen nach EN 1990:2002, 6.5.3 die extremalen Schnittgrößen (Momentengrenzlinie) mit den Biegesteifigkeiten $E_a I_1$ der ungerissenen Querschnitte und unter Berücksichtigung des Langzeitverhaltens des Betons bestimmt. Diese Berechnung wird als „Tragwerksberechnung ohne Berücksichtigung der Rissbildung“ bezeichnet”.

In Trägerbereichen, in denen infolge der aus der Haupttragwerkswirkung resultierenden extremalen Schnittgrößen die Randzugspannung des Betongurtes für Normalbeton den zweifachen Wert von f_{ctm} nach EN 1992-1-1:2004, Tabelle 3.1 und für Leichtbeton den zweifachen Wert von f_{lctm} nach EN 1992-1-1:2004, Tabelle 11.3.1 überschreitet, ist die Biegesteifigkeit auf den Wert $E_a I_2$ nach 1.5.2.12 abzumindern. Die hieraus resultierende Steifigkeitsverteilung darf für Grenzzustände der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit zugrunde gelegt werden. Anschließend sind die Schnittgrößen und gegebenenfalls die Verformungen mit dieser Steifigkeitsverteilung erneut zu ermitteln. Diese Berechnung wird als „Tragwerksberechnung unter Berücksichtigung der Rissbildung“ bezeichnet.

2.4 Tragwerksberechnung

2.4.1 Allgemeines

Bei der globalen Analyse handelt es sich um die Berechnung der gesamten Brücke zur Bestimmung der Schnittgrößen und der zugehörigen Spannungen in allen ihren Querschnitten. Dies wird unter Berücksichtigung der definierten Bauabschnitte für zwei bestimmte Zeitpunkte in der Lebensdauer der Brücke berechnet – zur Verkehrsfreigabe (kurzzeitige Beanspruchung) und zum Zeitpunkt $t = \infty$ (Langzeitbeanspruchung).

Nach Eurocode 4 handelt es sich bei der Berechnung einer zweistegigen Plattenbalkenbrücke um eine linear-elastische Berechnung, unter Berücksichtigung des Bauablaufes und der Rissbildung im Beton im Bereich der Zwischenauflager.

2.4.1.1 Rissbildung im Beton

Für dieses Beispiel wurde anstelle der vereinfachten „15%-Abschätzung" eine genaue Risszonenberechnung im Bereich der Zwischenauflager gewählt. Dies wird durch zwei schrittweise durchgeführte globale Berechnungen erreicht (EN 1994-2, 5.4.2.3(2)):

- In einer ersten globalen Berechnung - genannt „*ungerissene Berechnung*" - wird der Beton als ungerissen angenommen, um die Querschnittseigenschaften aller Querschnitte des modellierten Hauptträgers zu bestimmen.
- In einem gegebenen Querschnitt ist, falls die obere Längs-Zugfaser-Spannung σ_c in der Betonplatte unter der charakteristischen Einwirkungskomination im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG) größer als $-2 \cdot f_{ctm}$ (= -6,4 N/mm² in diesem Beispiel) ist, der Beton in diesem Bereich in einer zweiten globalen Berechnung als gerissen anzunehmen. Dieses Kriterium definiert den gerissenen Bereich auf beiden Seiten der Zwischenauflager.
- In einer zweiten globalen Berechnung - genannt „*gerissene Berechnung*" - wird die Betonsteifigkeit in den gerissenen Bereichen auf die Steifigkeit des Bewehrungsstahls reduziert. Die Schnittgrößen dieser Berechnung im gerissenen Zustand – ebenso wie die entsprechenden Spannungsverteilungen –sollten für alle Querschnittsnachweise der Platte verwendet werden.

Vergleiche hierzu auch Abbildung 2-28.

2.4.1.2 Schubverzerrung in der Betonplatte

Die Schubweichheit in der Betonplatte wird durch eine Reduzierung der tatsächlichen Plattenbreite auf eine „mittragende" Breite berücksichtigt. Folglich werden die in der globalen Berechnung verwendeten Querschnittseigenschaften beeinflusst (EN 1994-2, 5.4.1.2).Vergleiche hierzu auch Abschnitt 2.4.2.2 zur Berechnung der mittragenden Plattenbreite.

2.4.2 Schnittgrößen – Spannungen

2.4.2.1 Numerische Berechnung

2.4.2.1.1 Zweistegige Plattenbalkenbrücke

Zur Berechnung der globalen Hauptbiegemomente wird die Platte als durchgehender Träger aus Balkenelementen modelliert, die hinsichtlich ihrer Lage der neutralen Faser des abzubildenden Hauptträgers entsprechen, und die durch Stützen und Auflager gelagert ist. Hinsichtlich eines festen Bezugspunktes (welcher beispielsweise im letzten Längsprofil der Brücke liegen kann) ändert sich diese neutrale Faser im Verlauf der Berechnung entsprechend den Querschnittseigenschaften (Flächen und Flächenträgheitsmomente), welche den Stabelementen des Modells zugewiesen wurden. Dies ist der Fall aufgrund der verschiedenen zu berücksichtigenden Verhältniszahlen der E-Moduli sowie der Tatsache, dass es sich entsprechend des jeweiligen Zeitpunktes der globalen Berechnung bei einem vorgegebenen

EN 1994-2, 5.4.1.2 (5): Mittragende Breite des Betongurtes — Einfluss der Schubweichheit breiter Gurte

In den Feldbereichen und an Auflagern ergibt sich mit Bild 5.1 die gesamte mittragende Breite b_{eff} zu:

$$b_{eff} = b_0 + \sum b_{ei} \qquad (5.3)$$

Dabei ist:

b_0 der Achsabstand zwischen den äußeren Dübelreihen;

b_{ei} die mittragende Breite der Teilgurte beiderseits des Trägersteges, die mit $L_e/8$, jedoch nicht größer als die geometrische Teilgurtbreite bi angenommen werden darf. Für die geometrische Teilgurtbreite b_i ist im Allgemeinen die Hälfte des in der Gurtmittelfläche vorhandenen Abstandes zwischen den äußeren Dübelreihen benachbarter Träger anzunehmen. Bei Randträgern ist bi der Abstand zwischen der äußeren Dübelreihe und dem freien Betonrand. Als äquivalente Stützweite L_e ist im Allgemeinen der Abstand der Momentennullpunkte anzunehmen. Für typische durchlaufende Verbundträger, bei denen die Momentengrenzlinie aus unterschiedlichen Laststellungen resultiert, sowie für Kragarme darf L_e nach Bild 5.1 angenommen werden.

Querschnitt um einen Verbundquerschnitt mit gerissenem / ungerissenem Beton oder um einen reinen Stahlquerschnitt handeln kann.

Zusätzlich zu den Querschnitten an Zwischen- und Endauflagern sowie in den Feldmitten ist die Anordnung besonderer Querschnitte an den Stabelementenden in folgenden Schnitten sinnvoll:

- in den Viertelspunkten jedes Brückenfeldes (zur Bestimmung der effektiven Plattenbreiten, siehe auch Abschnitt 6.2.2),
- an den Enden jedes Betonierabschnittes,
- bei Änderungen der Dicken im Baustahlquerschnitt.
- um den gerissenen Bereich genauer abbilden zu können, wird die Länge der Stabelemente auf 1,5 m im Mittelfeld und auf 1,25 m im Endfeld begrenzt.

Jeder Lastfall wird auf das Stabmodell mit den zugehörigen mechanischen Eigenschaften des jeweiligen Querschnitts aufgebracht.

2.4.2.1.2 Hohlkastenbrücke

Berechnung der Hauptbiegemomente

Der Hohlkasten wird als zweistegige Plattenbalkenbrücke idealisiert, deren Untergurt halb so breit wie der Untergurt beim Kastenquerschnitt ist. Es wird der halbe Hohlkasten untersucht (d.h. das Äquivalent eines Trägers der zweistegigen Plattenbalkenbrücke).

Die Hauptunterschiede sind die Fahrspuranordnung sowie die Einflußlinie zur Querverteilung der Lasten, welche bereits in Abschnitt 2.3.3.4 beschrieben wurden.

Zur Berechnung der Hauptbiegemomente wird der Überbau als gelenkig gelagerter Durchlaufträger generiert dessen Lage in der neutralen Faser des halben Hohlkastens liegt. Unter Berücksichtigung eines festen Bezugspunktes ändert sich diese neutrale Faser im Verlauf der Berechnung entsprechend den Querschnittseigenschaften (Flächen und Flächenträgheitsmomente), welche den Stabelementen des Modells zugeordnet wurden. Dies ist der Fall aufgrund der verschiedenen zu berücksichtigenden Verhältniszahlen der E-Moduli sowie der Tatsache, dass es sich entsprechend des jeweiligen Zeitpunktes der globalen Berechnung bei einem vorgegebenen Querschnitt um einen Verbundquerschnitt mit gerissenem / ungerissenem Beton oder um einen reinen Stahlquerschnitt handeln kann.

Zusätzlich zu den Querschnitten an Zwischen- und Endauflagern sowie in den Feldmitten ist die Anordnung besonderer Querschnitte an den Stabelementenden in folgenden Schnitten sinnvoll:

- in den Viertelspunkten jedes Brückenfeldes (zur Bestimmung der effektiven Plattenbreiten, siehe auch Abschnitt 2.4.2.2),
- an den Enden jedes Betonierabschnittes,
- bei Änderungen der Dicken im Baustahlquerschnitt.

Jeder Lastfall wird auf das numerische Modell mit den zugehörigen mechanischen Eigenschaften des Querschnittes aufgebracht.

Berechnung der Hauptbiegemomente

Bei dem ersten Modell handelt es sich um ein 2D Modell, welches nur eine halbe Platte abbildet. Die Torsionsberechnung erfordert ein 3D Modell mit einer definierten Torsionssteifigkeit über den gesamten Brückenverlauf und den kompletten Hohlkastenquerschnitt des Überbaus.

2.4.2.2 Mittragende Breite

2.4.2.2.1 Zweistegige Plattenbalkenbrücke

Bei einem gegebenen Hauptträgerquerschnitt setzt sich die effektive Breite aus drei Summanden zusammen (vgl. Abbildung 2-24):

$$b_{eff} = b_0 + \beta_1 b_{e1} + \beta_2 b_{e2} \qquad \text{(EN 1994-2, 5.4.1.2 (5))}$$

EN 1994-2, 5.4.1.2 (6): Mittragende Breite des Betongurtes — Einfluss der Schubweichheit breiter Gurte

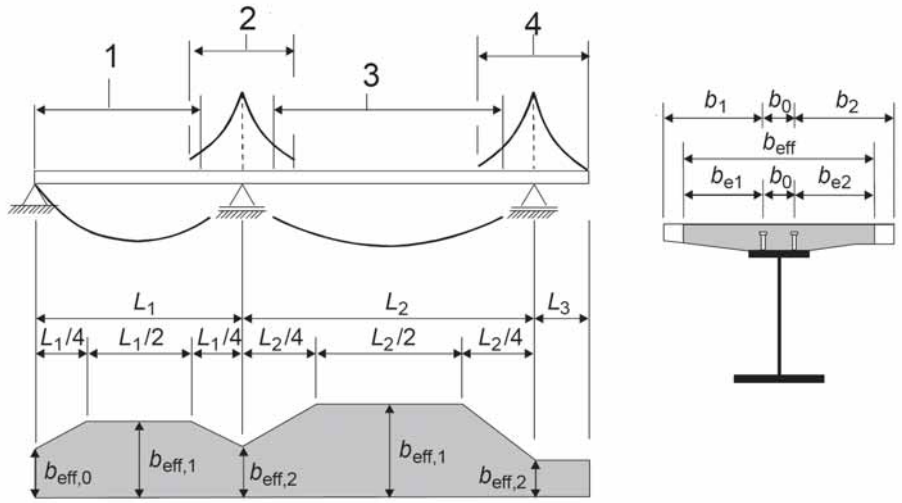
Die mittragende Breite an Endauflagern darf wie folgt bestimmt werden:

$$b_{eff} = b_0 + \sum \beta_i \, b_{ei} \qquad (5.4)$$

mit:

$$\beta_i = (0{,}55 + 0{,}025 \, L_e / b_{ei}) \leq 1{,}0 \qquad (5.5)$$

Dabei ist b_{ei} die mittragende Breite in Feldmitte des Endfeldes nach (5) und L_e die äquivalente Stützweite des Endfeldes nach Bild 5.1.



Legende

1 $L_e = 0{,}85 \, L_1$ für $b_{eff,1}$

2 $L_e = 0{,}25 \, (L_1 + L_2)$ für $b_{eff,2}$

3 $L_e = 0{,}70 \, L_2$ für $b_{eff,1}$

4 $L_e = 2 \, L_3$ für $b_{eff,2}$

Bild 5.1 – Äquivalente Stützweiten zur Ermittlung der mittragenden Gurtbreite

mit:

b_0 (= 650 mm in diesem Beispiel) als Achsabstand zwischen den äußeren Dübelreihen;

b_{ei} = min {L_e/8 ; b_i } mit L_e als äquivalente Stützweite des betrachteten Querschnittsabschnittes und mit b_i als tatsächliche geometrische Plattenbreite des zugehörigen Hauptträgers;

$\beta_1 = \beta_2 = 1$, ausgenommen Querschnitte an den Endauflagern C0 und C3, für die gilt: $\beta_i = 0{,}55 + 0{,}025 \cdot L_e/b_{ei} < 1{,}0$ mit b_{ei} als mittragende Breite in der Mitte des Endfeldes (EN 1994-2, 5.4.1.2 (6)).

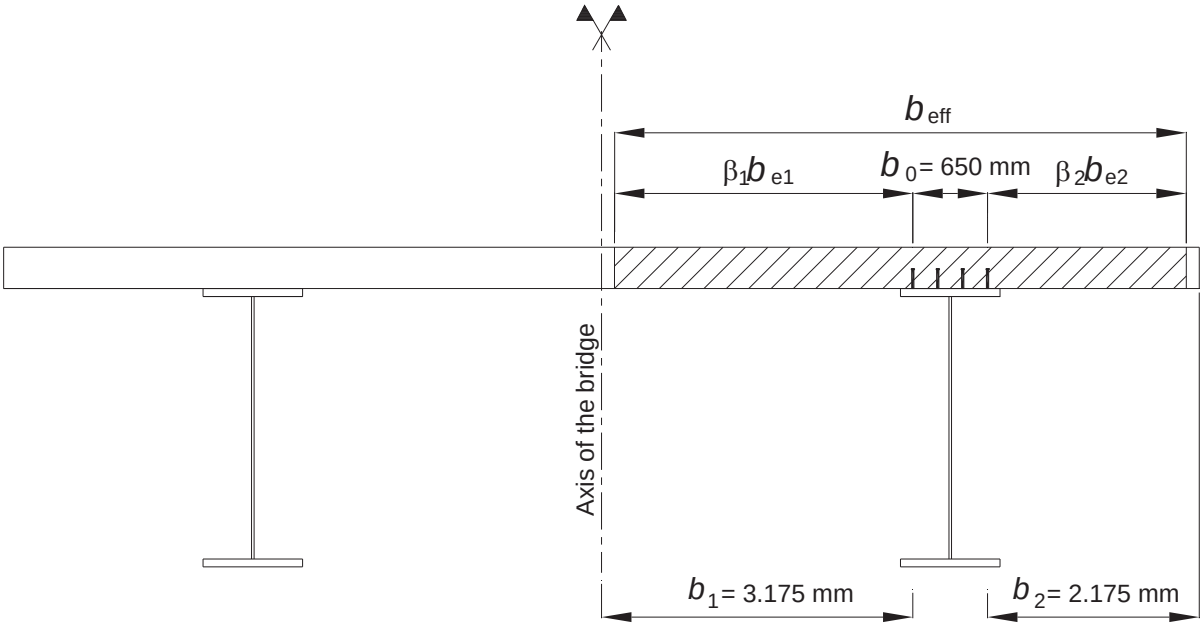


Abbildung 2-24: Mittragende Plattenbreite der zweistegigen Plattenbalkenbrücke

Die äquivalenten Stützweiten sind:

$L_{e1} = 0{,}85 \cdot L_1 = 0{,}85 \cdot L_1 = 0{,}85 \cdot 50 = 42{,}5$ m für die Querschnitte in den Endfeldern C0-P1 und P2-C3 sowie für die Querschnitte an den Endauflagern C0 und C3 (EN 1994-2, Abbildung 5.1);

$L_{e2} = 0{,}7 \cdot L_2 = 0{,}7 \cdot 60 = 42$ m für die Querschnitte im Mittelfeld P1-P2;

$L_{e3} = 0{,}25 \cdot (L_1 + L_2) = 0{,}25 \cdot (50 + 60) = 27{,}5$ m für die Querschnitte an den Zwischenauflagern P1 und P2.

Da L_{ei}/8 in diesem Beispiel immer größer als b_i ist, wird davon ausgegangen, dass die mittragende Breite gleich der tatsächlichen Breite ist. Ausgenommen sind die Querschnitte an den Endauflagern C0 und C3, bei denen der Faktor β_i Einfluss nimmt:

$\beta_1 = 0{,}55 + 0{,}025 \cdot L_{e1}/b_{e1} = 0{,}55 + 0{,}025 \cdot 42{,}5/3{,}175 = 0{,}88 < 1{,}0$,

$\beta_2 = 0{,}55 + 0{,}025 \cdot L_{e1}/b_{e2} = 0{,}55 + 0{,}025 \cdot 42{,}5/2{,}175 = 1{,}04$; da jedoch $\beta_2 > 1$, bleibt $\beta_2 = 1$.

Die Plattenbreite verändert sich daher linear von 5,634 m am Endauflager C0 auf 6,0 m für die Abzisse $0{,}25 \cdot L_1 = 12{,}5$ m im Feld C0-P1 (EN 1994-2, Abbildung 5.1). Anschließend verläuft sie konstant mit 6,0 m bis zur Abzisse $2 \cdot L_1 + L_2 - 0{,}25\, L_1 = 147{,}5$ m, dann verändert sie sich linear von 6,0 m auf 5,634 m am Endauflager C3.

EN 1994-2, 5.4.1.2 (4): Mittragende Breite des Betongurtes — Einfluss der Schubweichheit breiter Gurte

Bei der globalen Tragwerksberechnung darf eine feldweise konstante mittragende Breite angenommen werden. Diese ergibt sich für Träger mit beidseitiger Auflagerung aus dem Wert $b_{eff,1}$ in Feldmitte und für Kragarme aus dem Wert $b_{eff,2}$ am Auflager.

EN 1994-2, 5.4.1.2 (5): Mittragende Breite des Betongurtes — Einfluss der Schubweichheit breiter Gurte

In den Feldbereichen und an Auflagern ergibt sich mit Bild 5.1 die gesamte mittragende Breite b_{eff} zu:

$$b_{eff} = b_0 + \sum b_{ei} \qquad (5.3)$$

Dabei ist: b_0 der Achsabstand zwischen den äußeren Dübelreihen;

b_{ei} die mittragende Breite der Teilgurte beiderseits des Trägersteges, die mit $L_e/8$, jedoch nicht größer als die geometrische Teilgurtbreite b_i angenommen werden darf. Für die geo-metrische Teilgurtbreite b_i ist im Allgemeinen die Hälfte des in der Gurtmittelfläche vorhandenen Abstandes zwischen den äußeren Dübelreihen benachbarter Träger anzunehmen. Bei Randträgern ist b_i der Abstand zwischen der äußeren Dübelreihe und dem freien Betonrand. Als äquivalente Stützweite L_e ist im Allgemeinen der Abstand der Momentennullpunkte anzunehmen. Für typische durchlaufende Verbundträger, bei denen die Momentengrenzlinie aus unterschiedlichen Laststellungen resultiert, sowie für Kragarme darf L_e nach Bild 5.1 angenommen werden.

EN 1994-2, 5.4.1.2 (6): Mittragende Breite des Betongurtes — Einfluss der Schubweichheit breiter Gurte

Die mittragende Breite an Endauflagern darf wie folgt bestimmt werden:

$$b_{eff} = b_0 + \sum \beta_i \, b_{ei} \qquad (5.4)$$

mit: $$\beta_i = (0{,}55 + 0{,}025\, L_e / b_{ei}) \leq 1{,}0 \qquad (5.5)$$

Dabei ist b_{ei} die mittragende Breite in Feldmitte des Endfeldes nach (5) und L_e die äquivalente Stützweite des Endfeldes nach Bild 5.1.

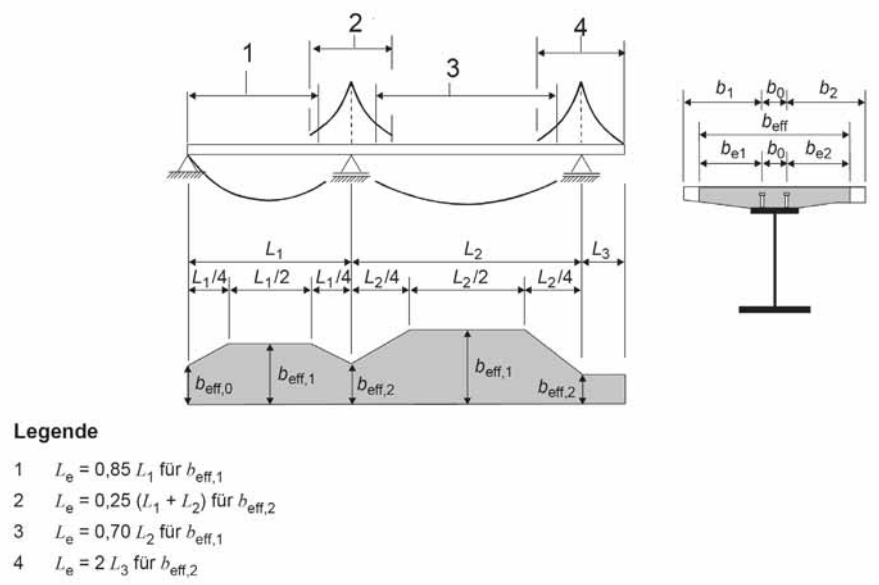


Bild 5.1 — Äquivalente Stützweiten zur Ermittlung der mittragenden Gurtbreite

Diese veränderliche mittragende Breite wird bei der Berechnung der Längsspannungsverteilung immer berücksichtigt.

Zur Schnittgrößenermittlung mit einer linear-elastischen globalen Berechnung wurden durch die Berücksichtigung der Werte in den Feldmitten konstante Breiten für alle Felder betrachtet (EN 1994-2, 5.4.1.2(4)). Für das vorliegende Beispiel bedeutet dies, dass die Berechnung über den gesamten Brückenverlauf mit den tatsächlichen Plattenbreiten durchgeführt werden kann.

$\Rightarrow \quad b_{eff} = 6$ m

2.4.2.2.2 Hohlkastenbrücke

Mittragende Breite der Betonplatte

Bei einem gegebenen Querschnitt eines der Hauptträger, setzt sich die mittragende Breite der Betonplatte aus drei Summanden zusammen (vgl. Abbildung 2-25):

$$b_{eff} = b_0 + \beta_1 b_{e1} + \beta_2 b_{e2} \qquad \text{(EN 1994-2, 5.4.1.2 (5))}$$

mit:

b_0 (= 1250 mm in diesem Beispiel) als Achsabstand zwischen den äußeren Dübelreihen;

$b_{ei} = \min\{L_e/8 ; b_i\}$ mit L_e als äquivalente Stützweite des betrachteten Querschnittsabschnittes und mit b_i als tatsächliche geometrische Plattenbreite des zugehörigen Hauptträgers;

$\beta_1 = \beta_2 = 1$, ausgenommen Querschnitte an den Endauflagern C0 und C5 wo gilt $\beta_i = 0{,}55 + 0{,}025 \cdot L_e/b_{ei} < 1{,}0$ mit b_{ei} als die mittragende Breite in der Mitte des Endfeldes (EN 1994-2, 5.4.1.2 (6)).

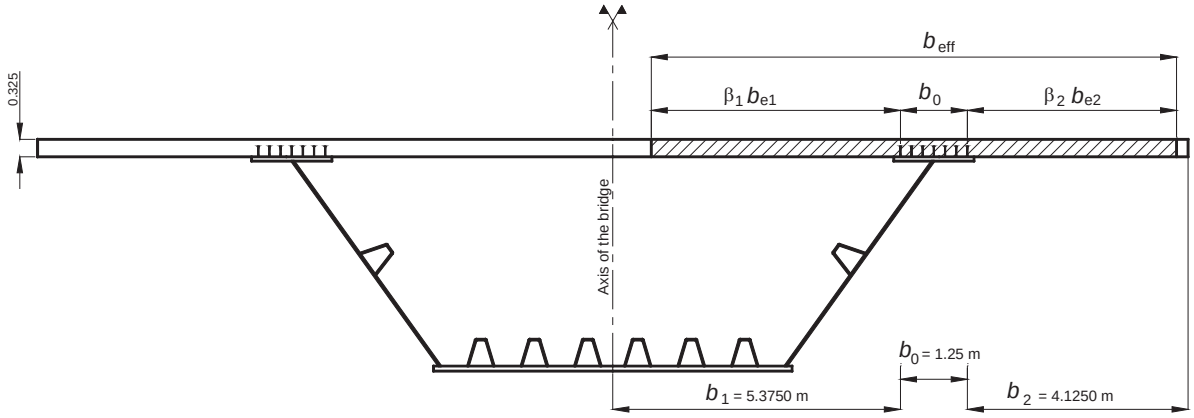


Abbildung 2-25: Mittragende Plattenbreite für einen Hauptträger der Hohlkastenbrücke

Die äquivalenten Stützweiten sind:

$L_{e1} = 0{,}85 \cdot L_1 = 0{,}85 \cdot L_1 = 0{,}85 \cdot 90 = 76{,}5$ m für die Querschnitte an den Endfeldern C0-P1 und P4-C5 sowie für die Querschnitte an den Endauflagern C0 und C5 (EN 1994-2, Abbildung 5.1);

$L_{e2} = 0{,}7 \cdot L2 = 0{,}7 \cdot 120 = 84$ m für die Querschnitte in den mittleren Feldern P1-P2, P2-P3 und P3-P4;

$L_{e3} = 0{,}25 \cdot (L_1 + L_2) = 0{,}25 \cdot (90 + 120) = 52{,}5$ m für die Querschnitte an den Zwischenauflagern P1 und P4.

$L_{e4} = 0{,}25 \cdot (L_2 + L_2) = 0{,}25 \cdot (120 + 120) = 60$ m für die Querschnitte an den Zwischenauflagern P2 und P3.

EN 1993-1-5, 3.3 (1): Berücksichtigung der Schubverzerrungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit

(1) Im Grenzzustand der Tragfähigkeit dürfen die Schubverzerrungen wie folgt berücksichtigt werden:

a) wie elastische Schubverzerrungen entsprechend den Nachweisen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit und den Nachweisen für die Werkstoffermüdung,

b) für die gleichzeitige Wirkung von Schubverzerrungen und Plattenbeulen,

c) für die elastisch-plastische Wirkung von Schubverzerrungen unter Berücksichtigung der Begrenzung plastischer Dehnungen.

ANMERKUNG 1 Die zu verwendende Vorgehensweise darf im nationalen Anhang festgelegt werden. Solange nicht in EN 1993-2 bis EN 1993-6 anders festgelegt, wird die Anwendung der in ANMERKUNG 3 angegebenen Vorgehensweise empfohlen.

ANMERKUNG 2 Die gleichzeitige Wirkung von Plattenbeulen und Schubverzerrungen darf mittels der effektiven Querschnittsfläche Aeff wie folgt berücksichtigt werden:

$$A_{eff} = A_{c,eff} . \beta_{ult} \qquad (3.3)$$

Dabei ist: $A_{c,eff}$ die wirksame Querschnittsfläche eines Druckgurtes unter Berücksichtigung von Plattenbeulen nach 4.4 und 4.5;

β_{ult} der Abminderungsfaktor für die mittragende Breite zur Berücksichtigung der Schubverzerrungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit. β_{ult} darf mit β nach Tabelle 3.1 angesetzt werden, jedoch unter Verwendung von:

$$\alpha_0^* = \sqrt{\frac{A_{c,eff}}{b_0 t_f}} \qquad (3.4)$$

t_f die Gurtblechdicke.

ANMERKUNG 3 Die elastisch-plastische Wirkung von Schubverzerrungen unter Berücksichtigung der Begrenzung plastischer Dehnungen darf mittels der effektiven Querschnittsfläche A_{eff} wie folgt berücksichtigt werden:

$$A_{eff} = A_{c,eff} . \beta^{\kappa} \geq A_{c,eff} . \beta \quad \text{mit } \beta \text{ und } \kappa \text{ nach Tabelle 3.1} \qquad (3.5)$$

Die Gleichungen in ANMERKUNG 2 und ANMERKUNG 3 dürfen auch für Gurte unter Zugbeanspruchung angesetzt werden; hierbei ist $A_{c,eff}$ in der Regel durch die Bruttoquerschnittsfläche des Zuggurtes zu ersetzen.

Tabelle 3.1 – Abminderungsfaktor β für die mittragende Breite

κ	Nachweisort	β-Wert
$\kappa \leq 0{,}02$		$\beta = 1{,}0$
$0{,}02 < \kappa \leq 0{,}70$	Feldmoment	$\beta = \beta_1 = \frac{1}{1 + 6{,}4\,\kappa^2}$
	Stützmoment	$\beta = \beta_2 = \frac{1}{1 + 6{,}0\left(\kappa - \frac{1}{2\ 500\,\kappa}\right) + 1{,}6\,\kappa^2}$
$> 0{,}70$	Feldmoment	$\beta = \beta_1 = \frac{1}{5{,}9\,\kappa}$
	Stützmoment	$\beta = \beta_2 = \frac{1}{8{,}6\,\kappa}$
alle κ	Endauflager	$\beta_0 = (0{,}55 + 0{,}025/\kappa)\,\beta_1$, jedoch $\beta_0 < \beta_1$
alle κ	Kragarm	$\beta = \beta_2$ am Auflager und am Kragarmende

$\kappa = \alpha_0\, b_0/L_e$ mit $\alpha_0 = \sqrt{1 + \frac{A_{s\ell}}{b_0 t}}$

Dabei ist $A_{s\ell}$ die Querschnittsfläche aller Längssteifen innerhalb der Breite b_0. Weitere Formelzeichen sind in Bild 3.1 und Bild 3.2 angegeben.

Da $L_{ei}/8$ in diesem Beispiel immer größer als b_i ist, wird davon ausgegangen, dass die mittragende Breite gleich der tatsächlichen Breite ist, ausgenommen sind die Querschnitte an den Endauflagern C0 und C5, bei denen der Faktor β_i Einfluss nimmt:

$$\beta_1 = 0{,}55 + 0{,}025 \cdot L_{e1}/b_{e1} = 0{,}55 + 0{,}025 \cdot 76{,}5/5{,}375 = 0{,}906 < 1{,}0,$$

$$\beta_2 = 0{,}55 + 0{,}025 \cdot L_{e1}/b_{e2} = 0{,}55 + 0{,}025 \cdot 76{,}5/4{,}125 = 1{,}01 > 1{,}0 \text{ also } \beta_2 = 1$$

Die Plattenbreite verändert sich daher linear von 10,24 m am Endauflager C0 auf 10,75 m für die Abzisse $0{,}25 \cdot L_1 = 22{,}5$ m im Feld C0-P1 (EN 1994-2, Abbildung 5.1). Anschließend verläuft sie konstant mit 10,75 m bis zur Abzisse $2 \cdot L_1 + 3 \cdot L_2 - 0{,}25 \cdot L_1 = 517{,}5$ m, dann verändert sie sich linear von 10,75 m auf 10,24 m am Endauflager C5. Diese veränderliche mittragende Breite wird bei der Berechnung der Längsspannungsverteilung immer berücksichtigt.

Zur Schnittgrößenermittlung wurde in Form einer linear-elastischen globalen Berechnung durchgeführt. Dabei wurde mit konstanten Breiten (Werte in jeweiliger Feldmitte) gerechnet, siehe auch EN 1994-2 5.4.1.2(4). Für dieses Beispiel bedeutet dies, dass die Berechnung über den gesamten Brückenverlauf mit den tatsächlichen Plattenbreiten durchgeführt werden kann.

$\Rightarrow \quad b_{eff} = 10{,}75$ m

Mittragende Breite des Hohlkasten-Untergurtes

Globale Berechnung

Bei der globalen Berechnung der Hohlkastenbrücke wird die Schubverzerrung durch eine mittragende Breite des Stahluntergurtes auf beiden Seiten des Steges berücksichtigt. Sie entspricht dem kleineren Wert aus der tatsächlichen halben Breite des Stahluntergurtes und $L/8$ (auf jeder Seite des Steges), wobei L die Feldlänge bezeichnet.

In diesem Entwurfsbeispiel reduziert der Einfluss der Schubverzerrung, bedingt durch die vergleichsweise großen Feldabmessungen, die mittragende Breite des Untergurtes nicht.

Ein Untergurt mit der halben Bodenblechbreite $b_0 = 3250$ mm liefert:

- für die Endfelder $b_{eff} = \min(b_0 ; L_1/8) = b_0$ mit $L_1 = 90$ m,
- für die mittleren Felder $b_{eff} = \min(b_0 ; L_2/8) = b_0$ mit $L_2 = 120$ m.

Abschnittsweise Berechnung

Es wird unterschieden zwischen dem Einfluss der Schubverzerrung auf die Spannungsberechnung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG) sowie auf die Ermüdung im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) auf der einen Seite und dem Einfluss der Schubverzerrung auf die Spannungsberechnung im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) auf der anderen.

Die Spannungen im GZT wurden mit dem Bruttoquerschnitt berechnet (ohne Berücksichtigung der Effekte aus Schubverzerrung und lokalem Beulen im Untergurt). Dennoch werden die Effekte aus den Schubverzerrung im Untergurt im Folgenden kurz beschrieben.

Spannungen im GZT:

Für den Grenzzustand der Tragfähigkeit werden in EN 1993-1-5 Abschnitt 3.3 drei Methoden zur Berechnung der mittragenden Breite vorgeschlagen, welche im nationalen Anhang genauer spezifiziert werden. Hier wird der Vorschlag aus Anmerkung 3 von EN 1993-1-5, Abschnitt 3.3(1) übernommen. Die Schubverzerrungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit werden über den Reduktionsfaktor β^{κ} berücksichtigt. Die Faktoren β und κ entstammen der Tabelle 3.1 in EN 1993-1-5. Diese Methode liefert Werte für β^{κ} nahe 1,0 (größer 0,97 in jedem Abschnitt).

Spannungen im GZG:

Die Schubverzerrungen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit werden über den Reduktionsfaktor β berücksichtigt, welcher für Querschnitte in Zwischenauflagernähe zu 0,7 abgeschätzt wird. Die entsprechenden Spannungen sind für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit nicht systematisch berechnet worden, da sie im vorliegenden Beispiel nicht maßgebend und zudem nicht Inhalt dieses Handbuchs sind

2.4.2.3 Ermittlung der gerissenen Betonbereiche im Bereich der Zwischenauflager

Für das Beispiel wird zunachst eine globale Schnittgrößenberechnung im ungerissenen Zustand durchgeführt. Abbildung 2-26 und Abbildung 2-27 zeigen die auf diese Weise unter der charakteristischen Einwirkungssituation im GZG errechneten Spannungen. Aus den Diagrammen gehen zudem diejenigen Bereiche hervor, in denen die Spannungen in der oberen Betonfaser der Platte den Wert $2 \cdot f_{ctm}$ überschreiten.

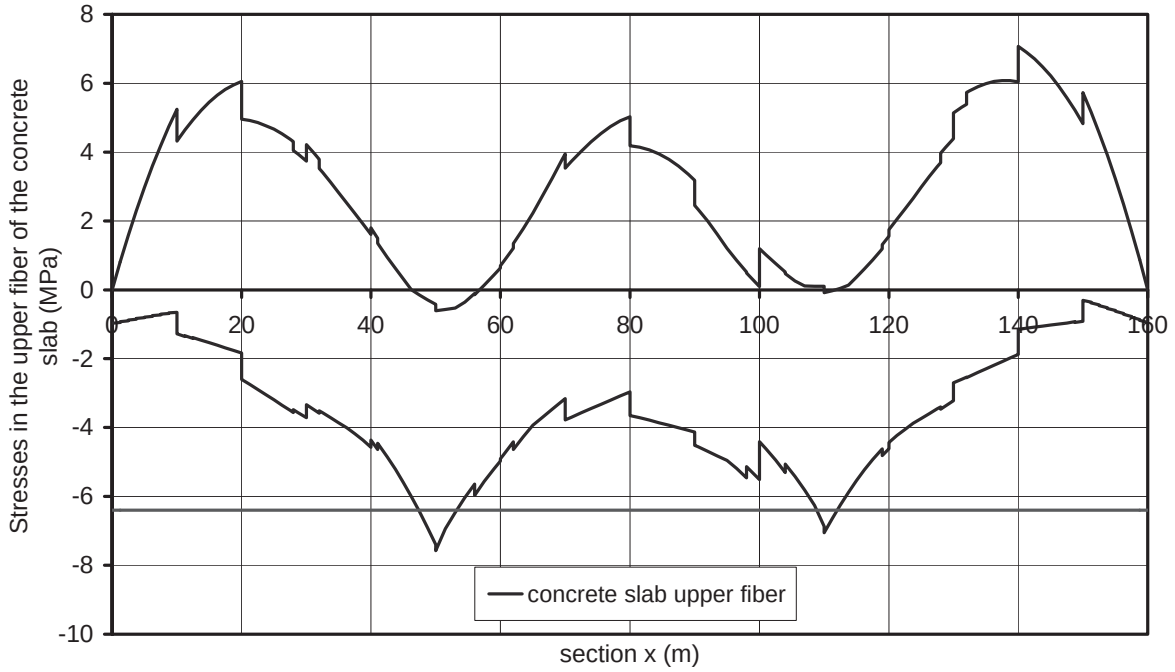


Abbildung 2-26: In der globalen Berechnung angenommene Verteilung der gerissenen Betonbereiche (zweistegige Plattenbalkenbrücke).

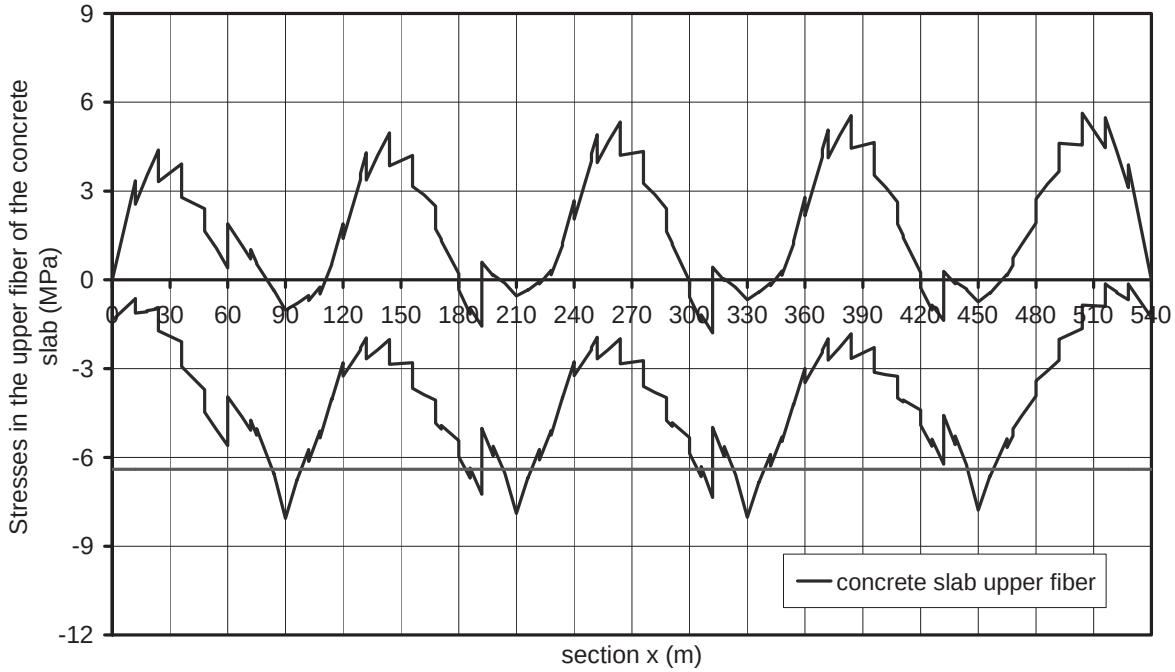


Abbildung 2-27: In der globalen Berechnung angenommene Verteilung der gerissenen Betonbereiche (Hohlkastenbrücke).

EN 1994-2, 5.4.2.2 (8)

(8) In Trägerbereichen, in denen der Betongurt als gerissen angenommen wird, dürfen bei der Ermittlung der sekundären Beanspruchungen aus dem Schwinden die Auswirkungen aus den primären Beanspruchungen infolge Schwinden vernachlässigt werden.

Die beobachteten Diskontinuitäten in den einhüllenden Kurven sind auf Variationen in den Blechdicken des Baustahlquerschnittes sowie auf die Unterteilung in Betonierabschnitte zurückzuführen. Obwohl die Biegemomente in den Querschnitten an den Plattenenden gleich Null sind, sind die zugehörigen Zugspannungen ungleich Null, da diese Eigenspannungen infolge Schwinden beinhalten, siehe EN 1994-2.

Praktisch gesehen, liefert dies:

Zweistegige Plattenbalkenbrücke

- einen Rissbereich um P1, welcher auf der x-Achse bei x = 47,5 m beginnt (d.h. 5,0% des gerissenen Bereiches liegen im linken Endfeld) und welcher auf der x-Achse bei x = 53,0 m endet (d.h. 5,0% des gerissenen Bereiches liegen im Mittelfeld);
- einen Rissbereich um P2, welcher auf der x-Achse bei x = 109,1 m beginnt (d.h. 1,5% des gerissenen Bereiches liegen im Mittelfeld) und welcher auf der x-Achse bei x = 112 m endet (d.h. 4,0% des gerissenen Bereiches liegen im rechten Endfeld).

Hohlkastenbrücke:

- einen Rissbereich um P1, welcher auf der x-Achse bei x = 83,1 m beginnt (d.h. 7,7 % des gerissenen Bereiches liegen im linken Endfeld) und welcher auf der x-Achse bei x = 98,1 m endet (d.h. 6,7 % des gerissenen Bereiches liegen im Mittelfeld);
- einen Rissbereich um P2, welcher auf der x-Achse bei x = 183,5 m beginnt (d.h. 22,1 % des gerissenen Bereiches liegen im Mittelfeld) und welcher auf der x-Achse bei x = 217,8 m endet (d.h. 6,5 % des gerissenen Bereiches liegen im Mittelfeld).
- einen Rissbereich um P3, welcher auf der x-Achse bei x = 304,1 m beginnt (d.h. 21,6 % des gerissenen Bereiches liegen im Mittelfeld) und welcher auf der x-Achse bei x = 338,8 m endet (d.h. 7,3 % des gerissenen Bereiches liegen im Mittelfeld).
- einen Rissbereich um P4, welcher auf der x-Achse bei x = 444,4 m beginnt (d.h. 4,7 % des gerissenen Bereiches liegen im Mittelfeld) und welcher auf der x-Achse bei x = 457,8 m endet (d.h. 8,7 % des gerissenen Bereiches liegen im rechten Endfeld).

Die meisten Rissbereiche umfassen weniger als die 15% der Feldlänge, welche beim Einsatz der alternativen, vereinfachten Methode nach EN 1994-2 berücksichtigt werden kann.

Die Verteilung der gerissenen Betonbereiche ist aufgrund der gewählten Reihenfolge der Betonierabschnitte unsymmetrisch bezüglich der Brückenmitte (vgl. Abbildung 2-5 und Abbildung 2-11).

2.4.2.4 Schwinden und gerissene Betonbereiche

Im zweiten Schritt der globalen Berechnung wird die Berücksichtigung des Betonschwindens im numerischen Modell aufgrund der auftretenden Rissbereiche modifiziert.

Tatsächlich wird das Gleichmaßschwinden („primäres“ Schwinden) ($N_b = E_{cm} \cdot \varepsilon_{cs} \cdot A_b$, welches im Schwerpunkt der Betonplatte aufgebracht wird) in den gerissenen Betonquerschnitten um die Zwischenauflager herum nicht mehr berücksichtigt, siehe EN 1994-2, 5.4.2.2 (8).

Das „hyperstatische“ oder „sekundäre“ Schwinden wird letzendlich als Differenz zwischen den Schnittgrößen aus der linear-elastischen Berechnung am Durchlaufträger unter der Einwirkung des Gleichmaßschwindens und dem Gleichmaßschwinden selbst berücksichtigt, vgl. Abbildung 2-29.

2.4.2.5 Ablauf der Tragwerksberechnung

Das Flussdiagramm in Abbildung 2-28 zeigt das in den vorangegangenen Abschnitten beschriebene Vorgehen zur Ermittlung der globalen Biegemomente. Wie im Berechnungsablauf zu erkennen, wird der Bauablauf durch die schrittweise Aufbringung der jeweiligen Lastfälle auf das Modell berücksichtigt, wodurch sich eine iterative Änderungen der Querschnittseigenschaften ergibt.

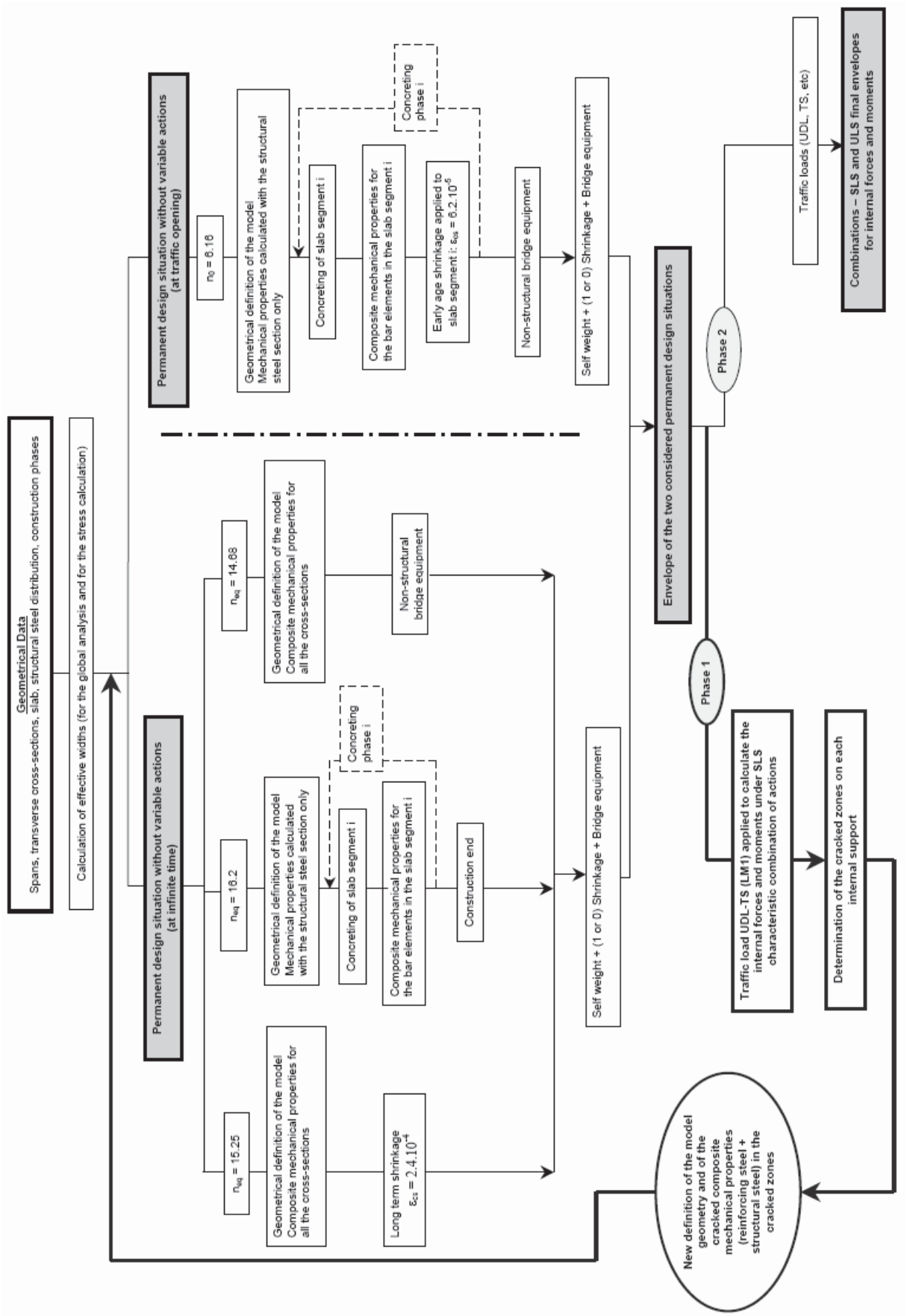


Abbildung 2-28: Ablaufplan der globalen Berechnung.

2.4.2.6 Ergebnisse

2.4.2.6.1 Zweistegige Plattenbalkenbrücke

Abbildung 2-29 bis Abbildung 2-32 fassen einige Ergebnisse der globalen Schnittgrößenberechnung für den Überbau des Beispiels „Zweistegige Plattenbalkenbrücke“ zusammen.

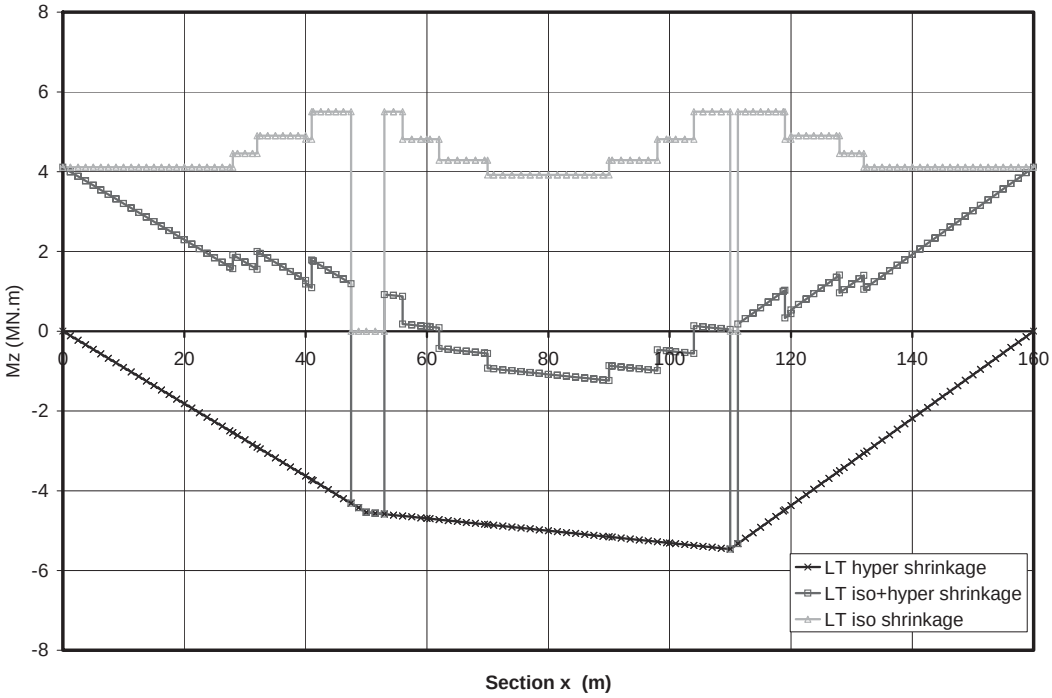


Abbildung 2-29: Isostatische und hyperstatische Momentenverläufe infolge „Schwinden zum Zeitpunkt t=∞“; zweistegige Plattenbalkenbrücke.

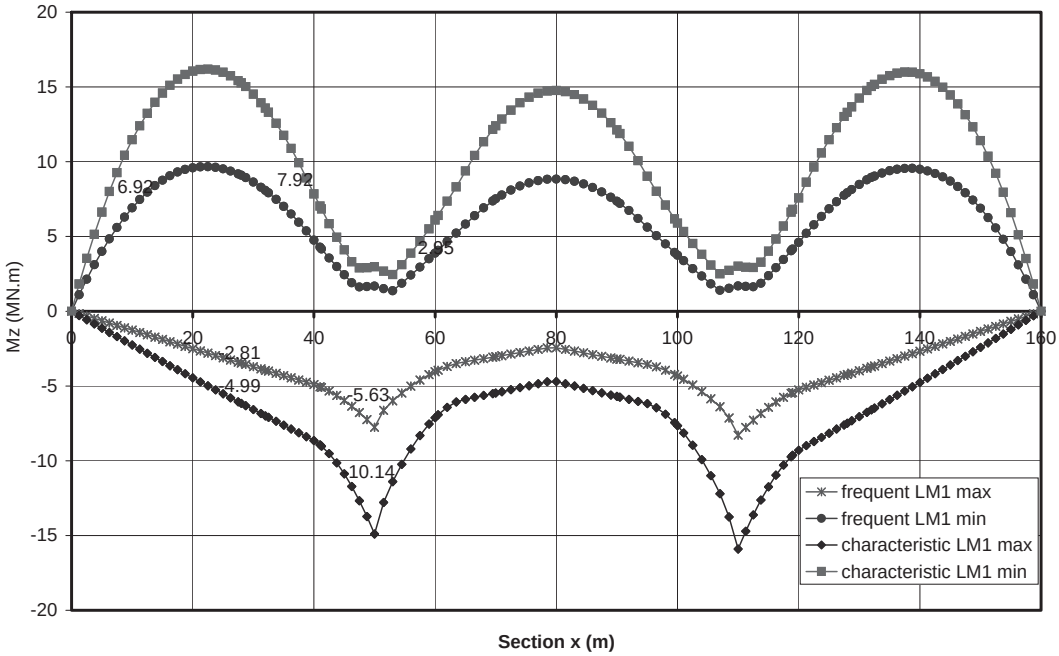


Abbildung 2-30: Biegemomente infolge der Streckenlast und der Doppelachs-Verkehrslast (häufig und charakteristisch LM1); zweistegige Plattenbalkenbrücke.

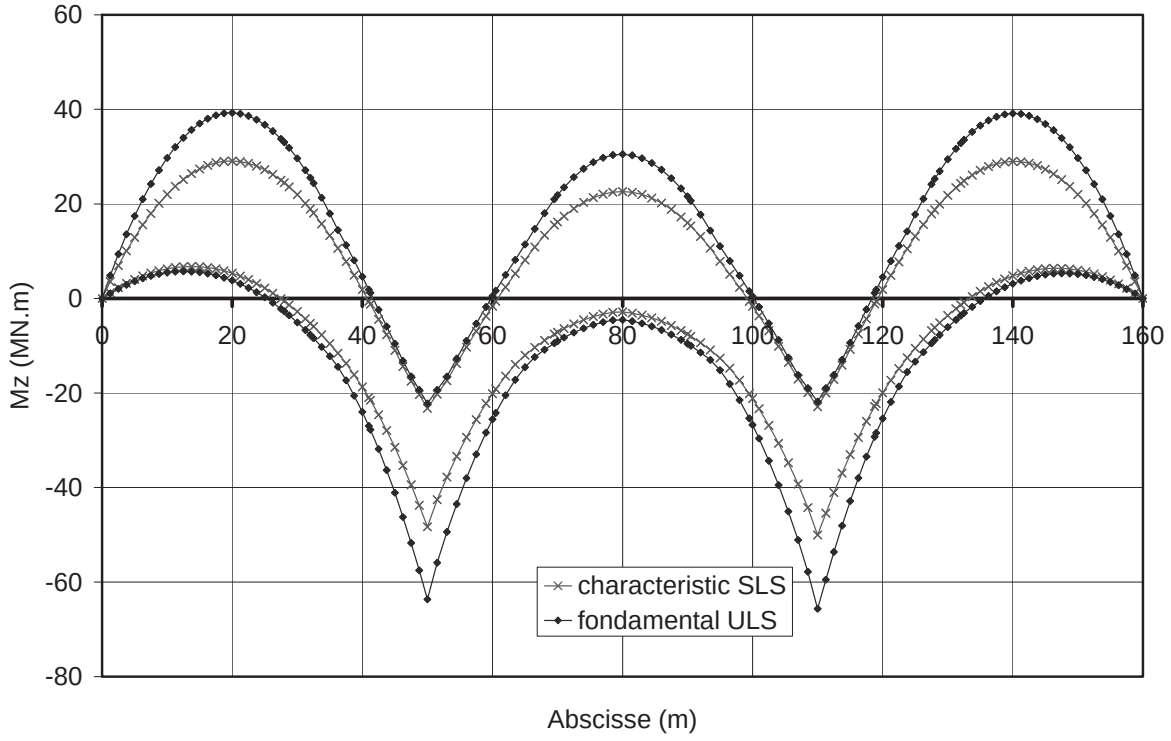


Abbildung 2-31: Biegemomente infolge der Grundeinwirkungskombination im GZT und der charakteristischen Einwirkungskombination im GZG; zweistegige Plattenbalkenbrücke.

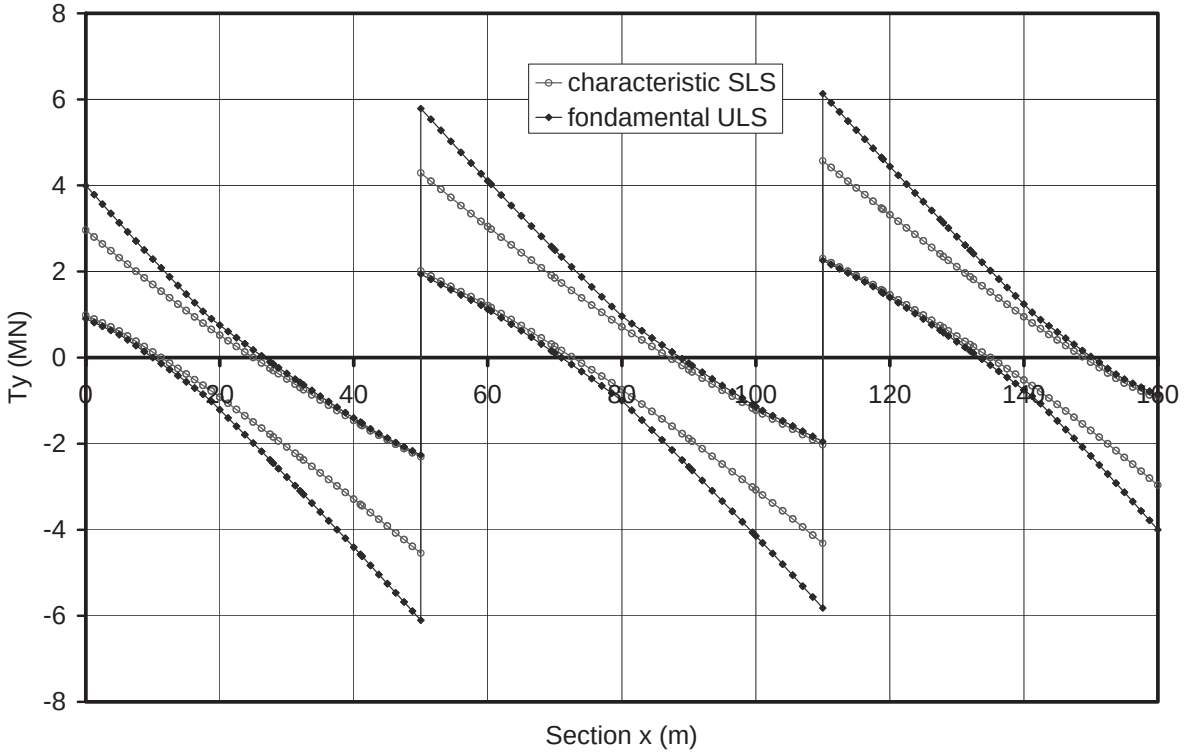


Abbildung 2-32: Schubkräfte infolge der Grundeinwirkungskombination im GZT und der charakteristischen Einwirkungskombination im GZG; zweistegige Plattenbalkenbrücke.

2.4.2.6.2 Hohlkastenbrücke

Abbildung 2-33 bis Abbildung 2-37 fassen einige Ergebnisse der globalen Schnittgrößenberechnung für den Überbau des Beispiels „Hohlkastenbrücke“ zusammen.

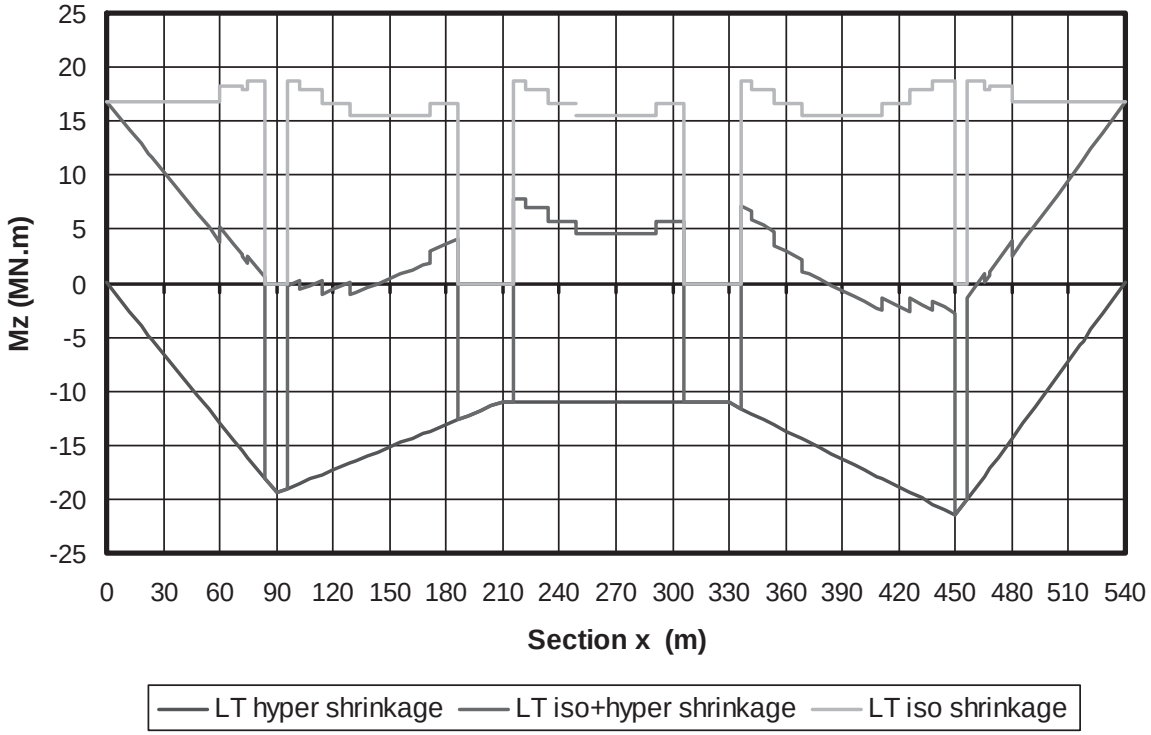


Abbildung 2-33: Isostatische und hyperstatische Momentenverläufe infolge „Schwinden zum Zeitpunkt t=∞“; Hohlkastenbrücke.

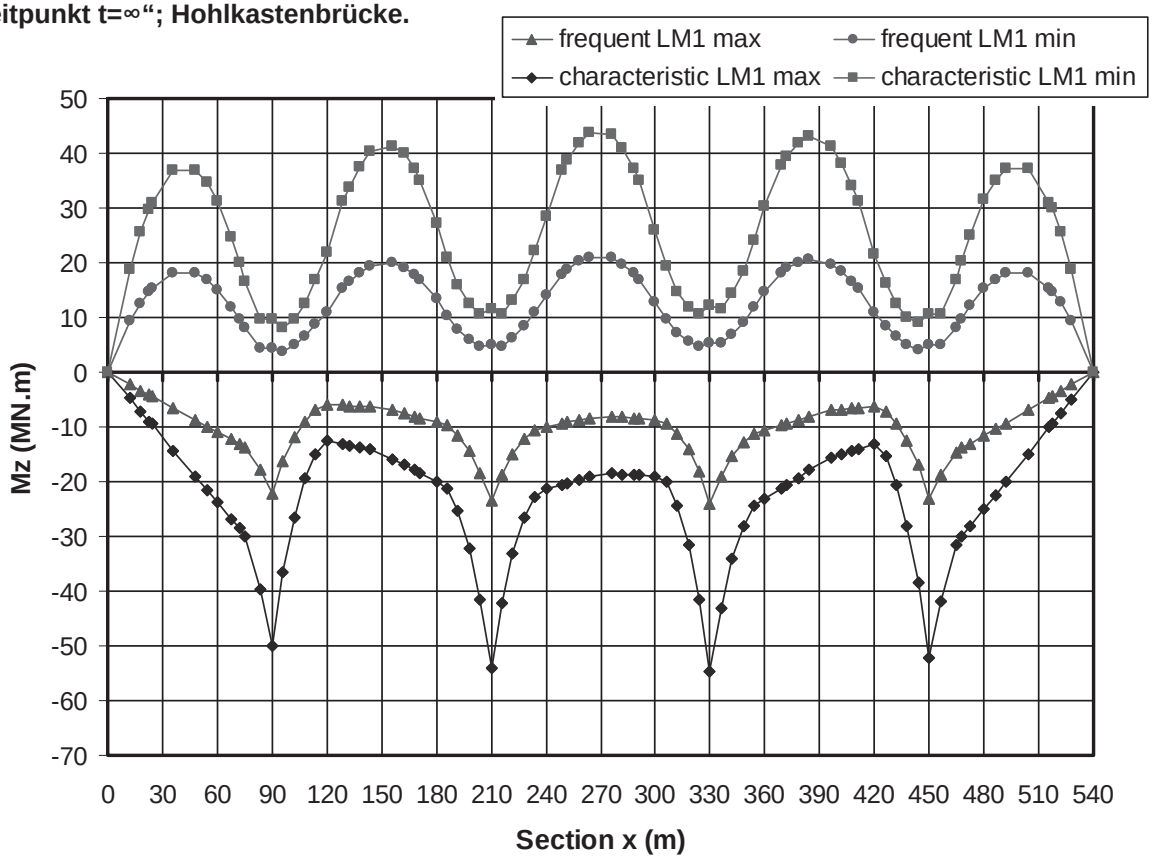


Abbildung 2-34: Biegemomente infolge der Streckenlast und der Tandem-Verkehrslast (häufig und charakteristisch LM1); Hohlkastenbrücke.

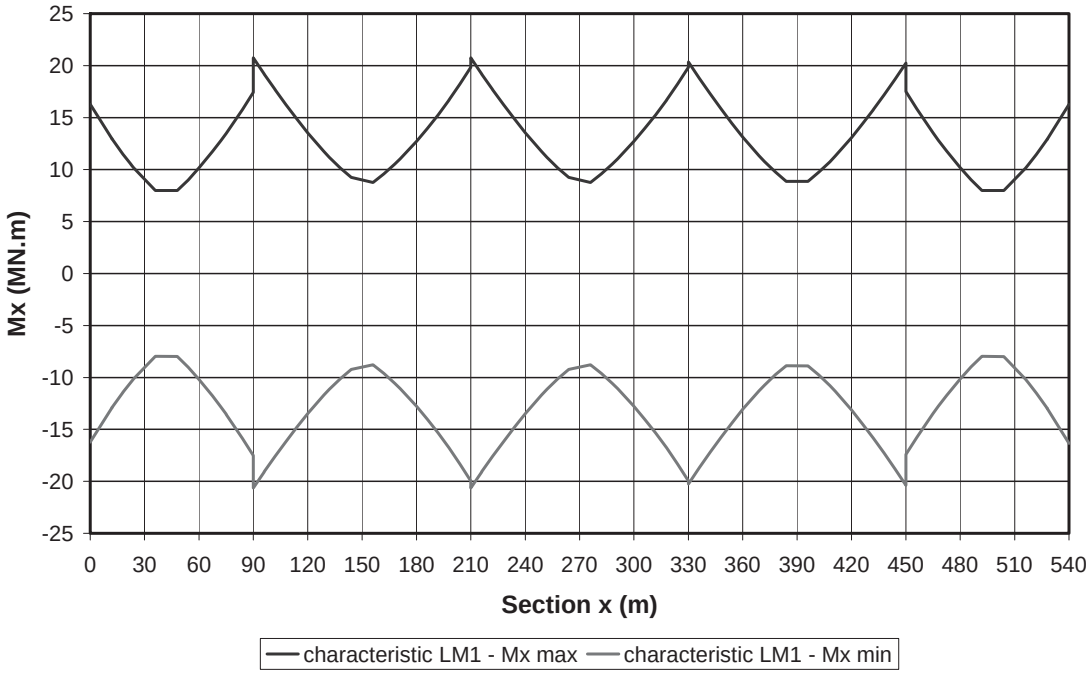


Abbildung 2-35: Torsion unter dem charakteristischen LM1; Hohlkastenbrücke.

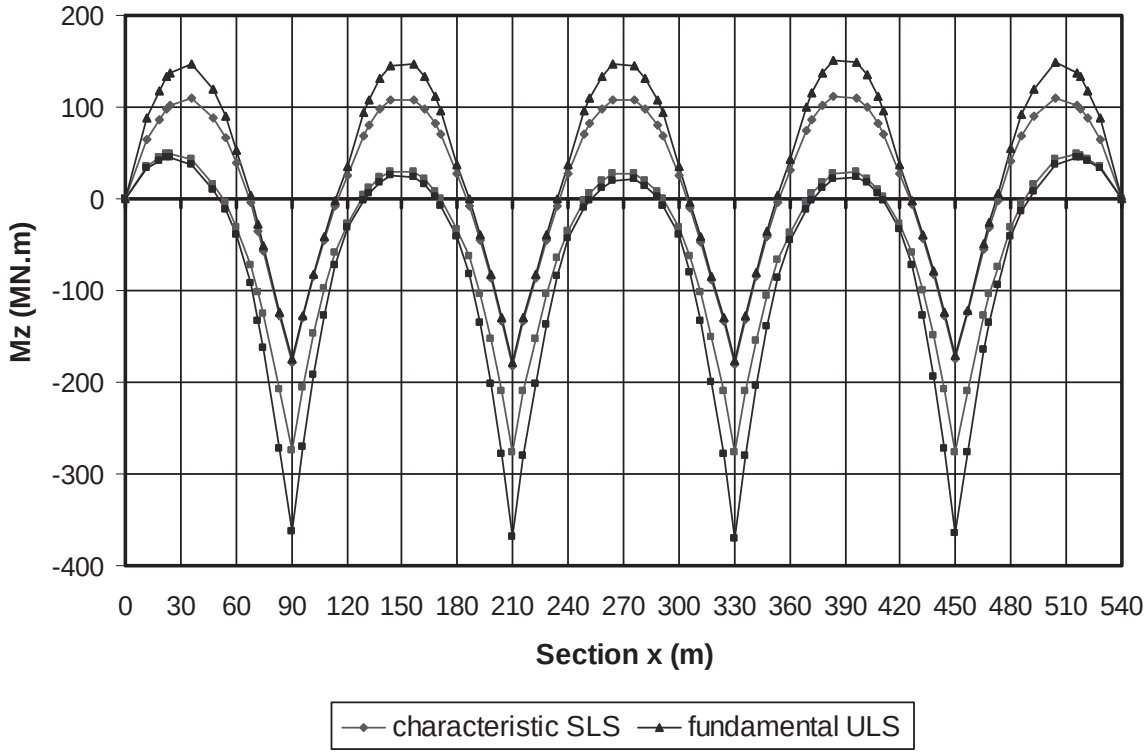


Abbildung 2-36: Biegemomente infolge der Grundeinwirkungskombination im GZT und der charakteristischen Einwirkungskombination im GZG; Hohlkastenbrücke.

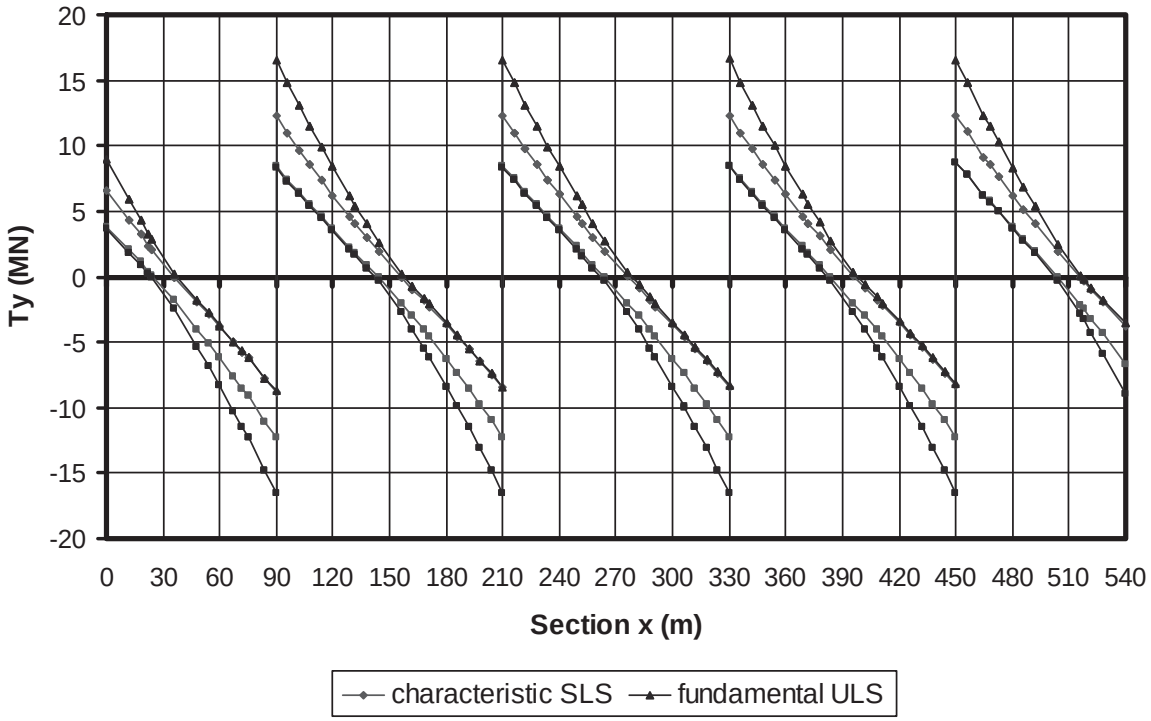


Abbildung 2-37: Schubkräfte infolge der Grundeinwirkungskombination im GZT und der charakteristischen Einwirkungskombination im GZG; Hohlkastenbrücke.

3 Nachweise für den Endzustand

3.1 Zweistegige Plattenbalkenbrücke

3.1.1 Allgemeines

Aufgrund des Momenten- und Querkraftverlaufes im Grenzustand der Tragfähigkeit (GZT), sowie der Anordnung der Querausteifungen (vgl. Abbildung 3-1), wurden vier maßgebende Nachweisstellen ausgesucht. In Abbildung 3-2 ist die Lage der folgenden, ausgewählten Nachweisstellen dargestellt:

- Am Endauflager C0, siehe Abschnitt 3.1.2
- In Feldmitte C0-P1, siehe Abschnitt 3.1.3
- In Feldmitte P1-P2, siehe Abschnitt 3.1.4
- Am Zwischenauflager P2, siehe Abschnitt 3.1.5

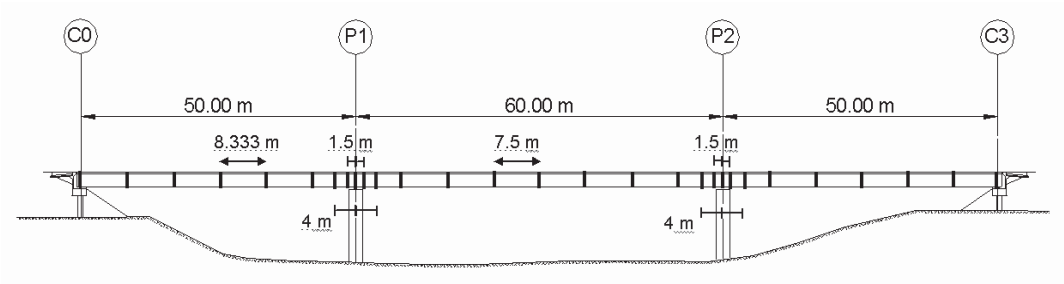


Abbildung 3-1: Lage der Querausteifungen der zweistegigen Plattenbalkenbrücke.

Für diese Nachweisstellen wurde jeweils der sich zwischen zwei Querausteifungen befindliche Brückenabschnitt nachgewiesen. Für das Zwischenauflager P2 müssen die drei in Abbildung 3-3 dargestellten Teilfelder nachgewiesen werden.

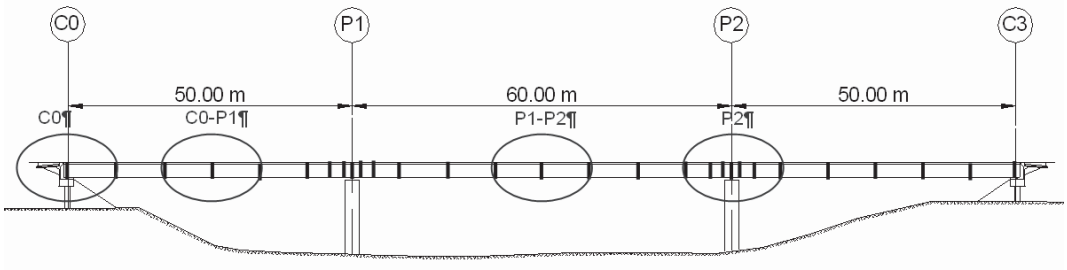


Abbildung 3-2: Nachweisstellen der zweistegigen Plattenbalkenbrücke.

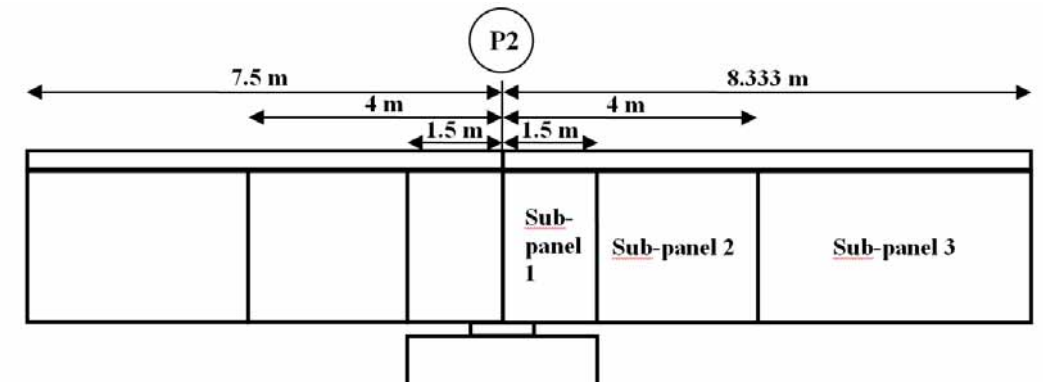


Abbildung 3-3: Teilfelder am Zwischenauflager P2.

3.1.2 Querschnittsnachweis am Endauflager C0

3.1.2.1 Geometrie

Am Endauflager C0 wird im GZT der Betongurt über seine gesamte Höhe überdrückt. Dementsprechend trägt er zur Querschnittstragfähigkeit bei.

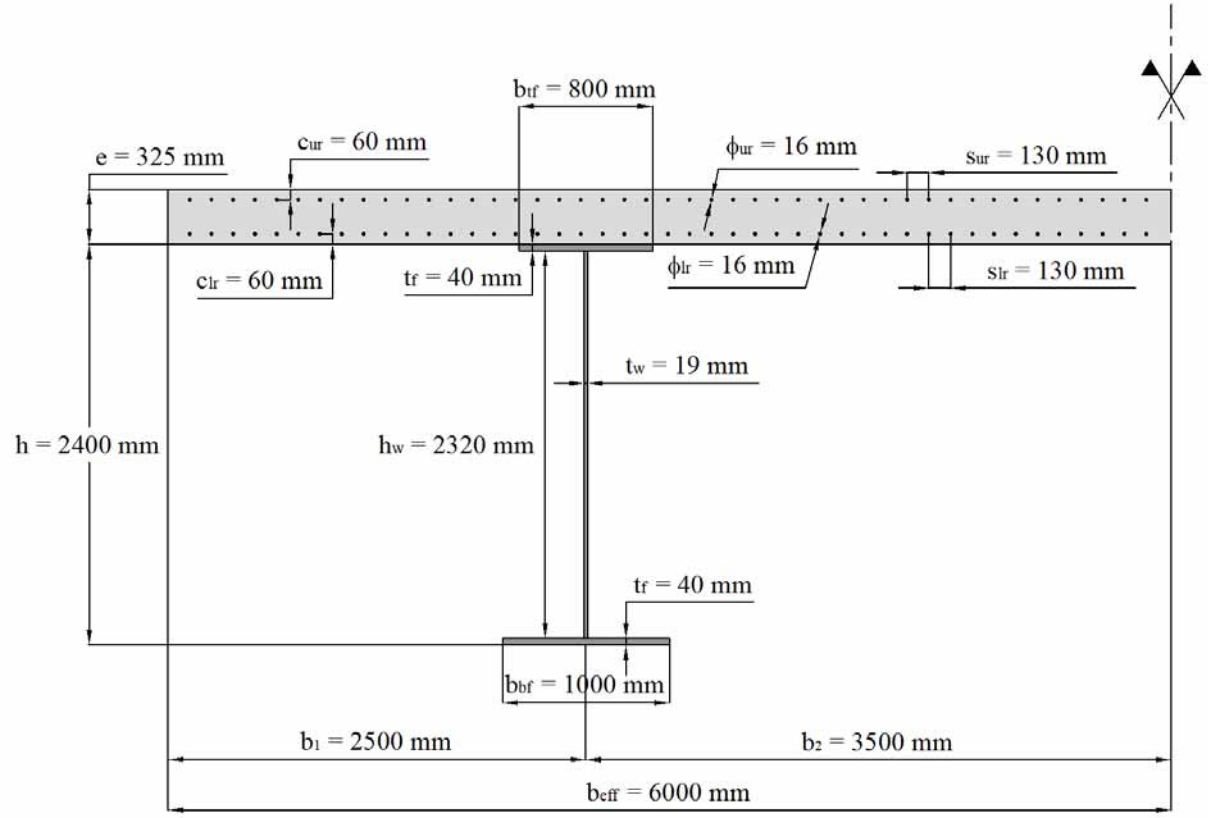


Abbildung 3-4: Querschnitt am Endauflager C0.

Allgemeine Eigenschaften der zweistegigen Plattenbalkenbrücke im Querschnitt C0	**Hauptflächen der verschiedenen Teile des Verbundquerschnittes**
L_1 = 50 m a = 8,333 m h = 2400 mm t_w = 19 mm b_{tf} = 800 mm b_{bf} = 1000 mm t_f = 40 mm $h_w = h - 2t_f$ = 2.32 m e = 32,5 cm ϕ_{ur} = 16 mm ϕ_{lr} = 16 mm s_{ur} = 130 mm s_{lr} = 130 mm c_{ur} = 60 mm c_{lr} = 60 mm b_{eff} = 6 m $n_{ur} = \frac{b_{eff}}{s_{ur}} = 46{,}154$ $n_{lr} = \frac{b_{eff}}{s_{lr}} = 46{,}154$	$A_{atf} = t_{tf} b_{tf} = 0{,}032$ m² $A_{aw} = t_w h_w = 0{,}044$ m² $A_{abf} = t_{bf} b_{bf} = 0{,}04$ m² $A_a = A_{atf} + A_{aw} + A_{abf} = 0{,}107$ m² $A_{sur} = \frac{\pi d_{ur}^2}{4} = 2{,}011$ cm² $A_{tsur} = n_{ur} A_{sur} = 92{,}816$ cm² $A_{slr} = \frac{\pi d_{lr}^2}{4} = 2{,}011$ cm² $A_{tslr} = n_{lr} A_{slr} = 92{,}816$ cm² $A_{cur} = c_{ur} b_{eff} = 0{,}36$ m² $A_{clur} = (e - c_{ur} - c_{lr}) b_{eff} = 1{,}23$ m² $A_{clr} = c_{lr} b_{eff} = 0{,}36$ m² $A_c = e b_{eff} = A_{cur} + A_{clur} + A_{clr} = 1{,}95$ m² (siehe Kommentar und Abbildung 3-4)

3.1.2.2 Materialeigenschaften

Baustahl

f_{yw} = 345 N/mm² da 16 mm < t_f = 19 mm ≤ 40 mm (vgl. Tabelle 2-4)

$$\varepsilon_w = \sqrt{\frac{235 N/mm^2}{f_{yw}}} = 0{,}825$$

f_{yf} = 345 N/mm² da 16 mm < t_f = 40 mm ≤ 40 mm (vgl. Tabelle 2-4)

$$\varepsilon_f = \sqrt{\frac{235 N/mm^2}{f_{yf}}} = 0{,}825$$

$$f_{ydw} = \frac{f_{yw}}{\gamma_{M0}} = 345 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ydf} = \frac{f_{yf}}{\gamma_{M0}} = 345 \text{ N/mm}^2$$

E_a = 210000 N/mm²

EN 1994-2, 5.5.2(1): Klassifizierung von Verbundquerschnitten ohne Kammerbeton

Druckbeanspruchte Gurte von Verbundträgern, bei denen das örtliche Beulen durch die Verdübelung verhindert wird, dürfen in die Klasse 1 eingestuft werden, wenn die Regelungen für die Dübelabstände nach 6.6.5.5 eingehalten sind.

EN 1994-2, 6.6

Beton

f_{ck} = 35 N/mm²

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 23{,}333 \text{ N/mm}^2$$

E_{cm} = 34077 N/mm²

$$n = \frac{E_a}{E_{cm}} = \frac{210000}{34077} = 6{,}163$$

Bewehrung

f_{sk} = 500 N/mm²

$$f_{sd} = \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = 434{,}734 \text{ N/mm}^2$$

$E_s = E_a$ = 210000 N/mm²

3.1.2.3 Schnittgrößen

Die in diesem Querschnitt ermittelten Schnittgrößen sind (vgl. Abbildung 2-31 und Abbildung 2-32):

M_{Ed} = 26,156 MNm (am Feldende a = 8,333 m: x = 8,333 m)

V_{Ed} = 3,977 MN (am Auflager C0: x = 0 m)

3.1.2.4 Querschnittsklassifizierung

- Der Untergurt liegt in der Zugzone, d.h. es besteht keine Beulgefahr.
- Der Betongurt ist entsprechend den Empfehlungen für die Klasse 1 in EN 1994-2 Abschnitt 6.6 mit dem Obergurt des Stahlquerschnitts voll verdübelt und wirkt somit im Verbund.
- Zur Querschnittsklassifizierung des Stahlsteges wird die Lage der plastischen Nullinie (PNL) bestimmt:
  - Bemessungswert der Betonnormalkraft:

    $$N_c = 0{,}85\, A_c \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 38{,}675 \text{ MN}$$

  - Bemessungswert der plastischen Normalkraft im oberen Stahl-Flansch:

    $$N_{atf} = A_{atf} \frac{f_{yf}}{\gamma_{M0}} = 11{,}04 \text{ MN}$$

  - Bemessungswert der plastischen Normalkraft im Stahl-Steg:

    $$N_{aw} = A_{aw} \frac{f_{yw}}{\gamma_{M0}} = 15{,}208 \text{ MN}$$

  - Bemessungswert der plastischen Normalkraft im unteren Stahl-Flansch:

    $$N_{abf} = A_{abf} \frac{f_{yf}}{\gamma_{M0}} = 13{,}8 \text{ MN}$$

  - Bemessungswert der plastischen Normalkraft im Baustahl:

    $$N_a = N_{atf} + N_{aw} + N_{abf} = 40{,}048 \text{ MN}$$

Bestimmung der Lage der plastischen Nulllinie (PNL) unter positiver Momentenbeanspruchung

BEZIEHUNGEN ZWISCHEN DEN NORMALKRÄFTEN IN DEN EINZELNEN QUERSCHNITTSTEILEN	LAGE DER PLASTISCHEN NULLLINIE (PNL)
$N_{abf} \geq N_{aw} + N_{atf} + N_c$	PNL im Untergurt
$N_{abf} + N_{aw} \geq N_{aft} + N_c$ und $N_{abf} < N_{aw} + N_{atf} + N_c$	PNL im Steg
$N_a \geq N_c$ und $N_{abf} + N_{aw} < N_{atf} + N_c$	PNL im Obergurt
$N_a \geq N_{cur} + N_{clur}$ und $N_a < N_c$	PNL in der Platte unterhalb der unteren Bewehrungslage
$N_a + N_{sl} \geq N_{cur}$ und $N_a + N_{sl} < N_{cur} + N_{clur}$	PNL in der Platte zwischen den Bewehrungslagen
$N_a + N_{sl} + N_{su} < N_{cur}$	PNL in der Platte oderhalb der oberen Bewehrungslage

EN 1994-2, 6.2.1.2 (1): Vollplastische Momententragfähigkeit $M_{pl,Rd}$ von Verbundquerschnitten

(1) Das vollplastische Moment $M_{pl,Rd}$ ist in der Regel mit den folgenden Annahmen zu ermitteln:

a) vollständiges Zusammenwirken von Baustahl, Bewehrung und Beton;

b) im gesamten wirksamen Baustahlquerschnitt wirken Zug- und/oder Druckspannungen mit dem Bemessungswert der Streckgrenze f_{yd};

c) im Betonstahl wirken im Bereich der mittragenden Gurtbreite Zug- und/oder Druckspannungen mit dem Bemessungswert f_{sd}. Betonstahl in der Druckzone des Querschnitts darf vernachlässigt werden;

d) in der Druckzone des mittragenden Betonquerschnitts wirkt im Bereich zwischen der plastischen Nulllinie und der Randfaser der Druckzone eine konstante Spannung 0,85 f_{cd}, wobei f_{cd} der Bemessungswert der Zylinderdruckfestigkeit des Betons ist.

Typische Spannungsverteilungen zeigt Bild 6.2

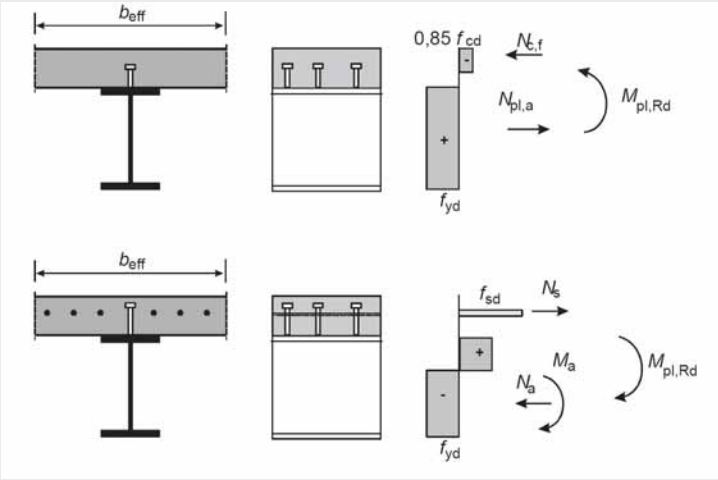


Bild 6.2 — Beispiele für vollplastische Spannungsverteilungen bei positiver und negativer Momentenbeanspruchung und bei vollständiger Verdübelung

- Bemessungswert der Betonnormalkraft oberhalb der oberen Bewehrungslage:

$$N_{cur} = 0{,}85\ A_{cur}\ \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 7{,}14\ \text{MN}$$

- Bemessungswert der Betonnormalkraft zwischen den Bewehrungslagen:

$$N_{clur} = 0{,}85\ A_{clur}\ \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 24{,}395\ \text{MN}$$

- Bemessungswert der Betonnormalkraft unterhalb der unteren Bewehrungslage:

$$N_{clr} = 0{,}85\ A_{clr}\ \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 7{,}14\ \text{MN}$$

- Bemessungswert des plastischen Normalkraft der unteren Bewehrungslage:

$$N_{sl} = A_{tslr}\ \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = 4{,}035\ \text{MN}$$

- Bemessungswert der plastischen Normalkraft der oberen Bewehrungslage:

$$N_{su} = A_{tsur}\ \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = 4{,}035\ \text{MN}$$

- Lage der Plastischen Nulllinie (PNL):

  N_a = 40,048 MN ≥ N_c = 38,675 MN

  und $N_{abf} + N_{aw}$ = 29,008 MN< $N_{atf} + N_c$ = 49,715 MN.

  In diesem Fall wurde die Lage der plastischen Nulllinie im Obergurt ermittelt, mit einem Abstand z_{pl} von der untersten Faser des Untergurtes. Aus dem Aufstellen des Momentengleichgewichtes um die PNL folgt:

$$z_{pl} = h - e - \frac{N_a}{b_{eff}\ f_{cd}} = 2{,}398\ \text{m}$$

  Da sich die PNL im Obergurt befindet, steht der gesamte Steg unter Zug und ist daher in Klasse 1 einzuordnen.

Fazit: Der Querschnitt an den äußeren Auflagern C0 und C3 ist Klasse 1 und wird mit plastischen Querschnittswerten nachgewiesen.

3.1.2.5 Plastische Querschnittsberechnung

3.1.2.5.1 Nachweis der Momententragfähigkeit

Der Bemessungswert des plastischen Momententragfähigkeit wird mit Hilfe der oben angegebenen PNL ermittelt zu:

$M_{pl,Rd}$ = 57,597 MNm

Die Druckbewehrung in der Betonplatte wird entsprechend EN 1994-2, 6.2.1.2(1) vernachlässigt. Der Nachweis ergibt sich somit zu:

M_{Ed} = 26,156 MNm ≤ $M_{pl,Rd}$ = 57,597 MNm

⇒ **Nachweis erbracht!**

EN 1993-1-5, 5.1(2)

Für nicht ausgesteifte Blechfelder mit einem Verhältnis $h_w/t > \frac{72}{\eta}\varepsilon$ und für ausgesteifte Blechfelder miteinem Verhältnis $h_w/t > \frac{31}{\eta}\varepsilon\sqrt{k_\tau}$ ist in der Regel ein Schubbeulnachweis zu führen und es sind Quersteifen an den Lagern vorzusehen; es gilt $\sqrt{\frac{235N/mm^2}{f_y}}$

EN 1994-2-5, 6.2.2: Querkrafttragfähigkeit

EN 1993-1-1, 6.2.6: Querkraftbeanspruchung

(2) Liegt keine Torsion vor, so lautet der Bemessungswert der plastischen Querkraftbeanspruchbarkeit:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v\left(f_y/\sqrt{3}\right)}{\gamma_{M0}} \quad (6.18)$$

wobei A_v die wirksame Schubfläche ist

(3) Die wirksame Schubfläche darf wie folgt ermittelt werden:

d) geschweißte Profile mit I-, H- und Kastenquerschnitte, Lastrichtung parallel zum Steg: $A_V = \eta\sum\left(h_w t_w\right)$

Dabei ist: h_w die Stegblechhöhe;

t_w die Flanschdicke;

EN 1993-1-5, 5.2(1): Bemessungswert der Beanspruchbarkeit

Bei nicht ausgesteiften und ausgesteiften Stegen ist in der Regel der Bemessungswert der Beanspruchbarkeit $V_{b,Rd}$ unter Berücksichtigung des Schubbeulens wie folgt zu ermitteln:

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \le \frac{\eta f_{yw}}{\sqrt{3}\gamma_{M1}} h_w t_w \quad (5.1)$$

Der Beitrag des Steges ergibt sich zu:

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w f_{yw} h_w t_w}{\sqrt{3}\gamma_{M1}} \quad (5.2)$$

Der Beitrag der Flansche $V_{bf,Rd}$ wird nach 5.4 bestimmt.
Komentar zur Ermittlung von k_τ:

k_τ ist der Schubbeulwert, der die kritische Schubbeulspannung des Blechfeldes durch folgendes Verhältnis bestimmt:

$$\tau_{cr} = k_\tau\,\sigma_E$$

mit: $$\sigma_E = \frac{\pi^2 E}{12\,(1-\nu^2)}\frac{t^2}{b^2}$$

k_τ kann auf unterschiedliche Art bestimmt werden. Unter Annahme einer navierschen Lagerung (frei verschiebliche, gelenkig Lagerung an alle vier Feldrändern) kann k_τ auf die folgende Weise bestimmt werden:

- mit Hilfe von Beulwerttafeln, z.B. Kloppel und Scheer
- durch Einsatz einer geeignetten Software, z.B. EBPlate
- Verwendung von EN 1993-1-5 Anhang A, (siehe Beispiel rechte Seite)

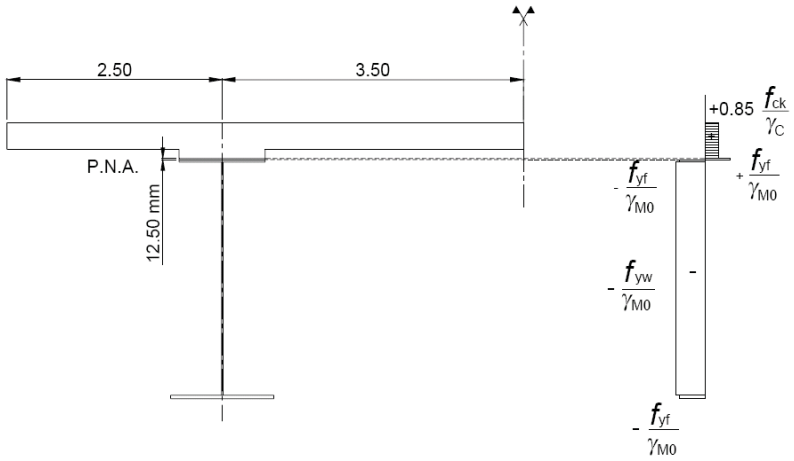


Abbildung 3-5: Bemessungswert der plastischen Momententragfähigkeit am Endauflager C0.

3.1.2.5.2 Nachweis der Querkrafttragfähigkeit

Der Steg ist auf Schubbeulen zu überprüft falls:

- $\frac{h_w}{t_w} > \frac{72}{\eta}\varepsilon_w$ für nicht-ausgesteifte Felder
- $\frac{h_w}{t_w} > \frac{31}{\eta}\varepsilon_w\sqrt{k_t}$ für ausgesteifte Felder

In dem vorliegenden Fall wird der Steg durch vertikale Zwischensteifen ausgesteift.

Anmerkungen: Die oben berücksichtigte Aussteifung wird durch Zwischensteifen erbracht. Längssteifen werden nicht berücksichtigt. Der Steg wird an den Auflagern ausgesteift.

Für einen nur an den Auflagern mit Quersteifen versehenen Träger sollte ein unausgesteifter Steg für die Anwendung des eben genannten Kriteriums angenommen werden.

Die Quersteifen der Querrahmen, die die Stegfelder in Nähe des Auflagers C0 und im Feld C0-P1 begrenzen, werden als steif angenommen. Dies ist mit Hilfe des Abschnitts 9 in EN 1993-1-5 zu überprüfen. Die Quersteifen sind in regelmäßigen Abständen von a = 8,333 m angeordnet.

$k_{\tau st} = 0$ da keine Längssteifen vorhanden sind

$a/h_w = 3{,}592 \geq 1$

$$k_\tau = 5.34 + 4\left(\frac{h_w}{a}\right)^2 + k_{\tau st} = 5{,}65$$

$\frac{h_w}{t_w} = 122{,}105 > \frac{31}{\eta}\varepsilon_w\sqrt{k_t} = 50{,}679$ demnach ist der Steg auf Schubbeulen zu überprüfen.

Der maximale Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit ist gegeben durch $V_{Rd} = min\ (V_{b,Rd};\ V_{pl,a,Rd})$

mit $V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} = \frac{\chi_w f_{yw} h_w t_w}{\sqrt{3}\gamma_{M1}} + \frac{b_f t_f^2 f_{yf}}{c\gamma_{M1}}\left(1 - \left(\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}}\right)^2\right) \leq \frac{\eta f_{yw} h_w t_w}{\sqrt{3}\gamma_{M1}} = 9{,}578$ MN

$$V_{pl,a,Rd} = \frac{\eta f_{yw}}{\sqrt{3}\gamma_{M0}} h_w t_w = 10{,}536 \text{ MN}$$

mit η = 1,2 für Stahlsorten bis einschließlich S460

EN 1993-1-5, Anhang A3: Schubbeulwerte für ausgesteifte Blechfelder

(1) Bei Blechfeldern mit mehr als zwei oder ohne Längssteifen, die durch starre Quersteifen begrenzt sind, darf der Schubbeulwert k_τ wie folgt bestimmt werden:

$$k_\tau = 5.34 + 4\left(\frac{h_w}{a}\right)^2 + k_{\tau st} \text{ when } a/h_w \geq 1$$
$$k_\tau = 4 + 5.34\left(\frac{h_w}{a}\right)^2 + k_{\tau st} \text{ when } a/h_w < 1 \qquad \text{(A.5)}$$

Dabei ist $k_{\tau st} = 9\left(\frac{h_w}{a}\right)^2 \sqrt[4]{\left(\frac{I_{sl}}{t^3 h_w}\right)^3} > k_{\tau st} = \frac{2{,}1}{t}\sqrt[3]{\left(\frac{I_{sl}}{h_w}\right)}$

a der Abstand starrer Quersteifen, siehe Bild 5.3;
I_{sl} das Flächenträgheitsmoment einer Längssteife um die z-z-Achse, siehe Bild 5.3 b). Bei Stegblechen mit zwei oder mehr Steifen ist $I_{s\ell}$ die Summe der Steifigkeiten aller Einzelsteifen, wobei diese nicht gleichmäßig angeordnet sein müssen.

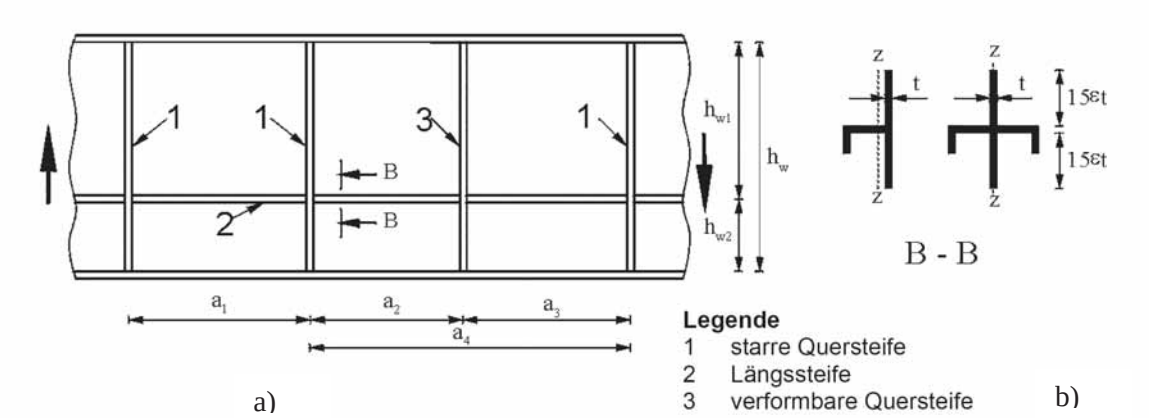


Bild 5.3 — Stegblech mit Quer- und Längssteifen

EN 1993-1-5, 5.2(3)

(3) Bei Stegen mit Längssteifen ist in der Regel der Schlankheitsgrad λ_w in (3) mit mindestens dem Wert von

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{37{,}4 \cdot t_w \cdot \varepsilon_w \sqrt{k_\tau}}$$

anzusetzen, wobei sich h_{wi} und $k_{\tau i}$ auf das Einzelfeld mit dem größten Einzelfeldschlankheitsgrad λ_w beziehen

EN 1993-1-5, 5.3(1)

(1) Bei Stegen mit Quersteifen nur an den Auflagern (Auflagersteifen) und bei Stegen, die quer und/oder längs ausgesteift sind, ist in der Regel der Faktor χ_w für den Stegbeitrag zur Beanspruchbarkeit nach Tabelle 5.1 oder Bild 5.2 zu bestimmen.

Tabelle 1 — Beitrag des Steges χ_w zur Schubbeanspruchbarkeit

	Starre Auflagersteife	Verformbare Auflagersteife
$\bar{\lambda}_w < 0{,}83/\eta$	η	η
$0{,}83/\eta \leq \bar{\lambda}_w < 1{,}08$	$0{,}83/\bar{\lambda}_w$	$0{,}83/\bar{\lambda}_w$
$\bar{\lambda}_w \geq 1{,}08$	$1{,}37/(0{,}7+\bar{\lambda}_w)$	$0{,}83/\bar{\lambda}_w$

Beitrag des Steges $V_{bw,Rd}$

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w f_{yw} h_w t_w}{\sqrt{3}\gamma_{M1}}$$

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{37.4 t_w \varepsilon_w \sqrt{k_\tau}} = 1{,}664 \geq 1{,}08$$

$$\Rightarrow \qquad \chi_w = \frac{1.37}{\left(0.7 + \bar{\lambda}_w\right)} = 0{,}579$$

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w f_{yw} h_w t_w}{\sqrt{3}\gamma_{M1}} = 4{,}625 \text{ MN}$$

Beitrag der Flansche $V_{bf,Rd}$

$$V_{bf,Rd} = \frac{b_f t_f^2 f_{yf}}{c\gamma_{M1}}\left(1 - \left(\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}}\right)^2\right)$$

b_f und t_f gelten für den Flansch, der die kleinere Beanspruchbarkeit für Normalkräfte liefert,

b_f sollte an jeder Stegseite nicht größer als 15 εt_f angenommen werden,

Der Untergurt des Querschnittes ist ein Stahlquerschnitt, während es sich beim Obergurt um einen Verbundquerschnitt handelt (Baustahl + Betonplatte + eventuell Bewehrungs-Stabstahl). Für die Berechnung von $V_{bf,Rd}$ sollten in die Formel die Werte des unteren Stahlflansches eingesetzt werden.

EN 1993-1-5, 5.4(1): Beitrag der Flansche

(1) Werden die Flansche bei Annahme eines Zweipunktquerschnittes nicht vollständig für die Querschnittsbeanspruchung ausgenutzt ($M_{Ed} < M_{f,Rd}$), darf der Flanschbeitrag zur Schubbeanspruchbarkeit berücksichtigt werden. Dieser wird in der Regel wie folgt ermittelt:

$$V_{bf,Rd} = \frac{b_f t_f^2 f_{yf}}{c\gamma_{M1}}\left(1 - \left(\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}}\right)^2\right) \qquad (5.8)$$

Dabei ist: b_f und t_f gelten für den Flansch, der die kleinere Beanspruchbarkeit für Normal kräfte liefert;

b_f sollte an jeder Stegseite nicht größer als 15 εt_f angenommen werden;

$M_{f,Rd} = \frac{M_{f,k}}{\gamma_{M0}} =$ der Bemessungswert der Biegebeanspruchbarkeit bei Berücksichtigung alleine der effektiven Flächen der Flansche;

$$c = a\left(0{,}25 + \frac{1{,}6 b_f t_f^2 f_{yf}}{t h_w^2 f_{yw}}\right)$$

EN 1994-2, 6.2.2.5 (2)

(2) Die Momententragfähigkeit $M_{f,Rd}$ nach EN 1993-1-5, 7.1(1) ergibt sich aus der vollplastischen Querschnittstragfähigkeit des Verbundquerschnitts unter Berücksichtigung der mittragenden Gurtbreite bei Vernachlässigung des Traganteils des Steges.

Bestimmung der Lage der plastischen Nulllinie (PNL) unter positiver Momentenbeanspruchung

BEZIEHUNGEN ZWISCHEN DEN NORMALKRÄFTEN IN DEN EINZELNEN QUERSCHNITTSTEILEN	LAGE DER PLASTISCHEN NULLLINIE (PNL)
$N_{abf} \geq N_{aw} + N_{atf} + N_c$	PNL im Untergurt
$N_{abf} + N_{aw} \geq N_{aft} + N_c$ und $N_{abf} < N_{aw} + N_{atf} + N_c$	PNL im Steg
$N_a \geq N_c$ und $N_{abf} + N_{aw} < N_{atf} + N_c$	PNL im Obergurt
$N_a \geq N_{cur} + N_{clur}$ und $N_a < N_c$	PNL in der Platte unterhalb der unteren Bewehrungslage
$N_a + N_{sl} \geq N_{cur}$ und $N_a + N_{sl} < N_{cur} + N_{clur}$	PNL in tder Platte zwischen den Bewehrungslagen
$N_a + N_{sl} + N_{su} < N_{cur}$	PNL in der Platte oderhalb der oberen Bewehrungslage

EN 1993-1-5, 7.1(1): Interaktion zwischen Schub, Biegemoment und Normalkraft

(1) Für $\overline{\eta}_3 \leq 0{,}5$ (siehe unten) darf der Einfluss der Schubkräfte auf die Beanspruchbarkeit für Biegemoment und Normalkraft vernachlässigt werden. Bei $\overline{\eta}_3 \geq 0{,}5$ ist in der Regel für die gemeinsame Wirkung von Biegung, Normalkraft und Schub im Steg von I-Trägern oder von Kastenträgern die Bedingung:

$$\overline{\eta}_1 + \left[1 - \frac{M_{f,Rd}}{M_{pl,Rd}}\right]\left[2\overline{\eta}_3 - 1\right]^2 \leq 1 \text{ mit } \overline{\eta}_1 \geq \frac{M_{f,Rd}}{M_{Pl,Rd}} \qquad (7.1)$$

mit $M_{f,Rd}$ der Bemessungswert der plastischen Momentenbeanspruchbarkeit des Querschnitts, der nur mit der effektiven Querschnittsfläche der Flansche berechnet wird;
$M_{pl,Rd}$ der Bemessungswert der plastischen Momentenbeanspruchbarkeit des Querschnitts, der mit der effektiven Querschnittsfläche der Flansche und der vollen Querschnittsfläche des Steges berechnet wird (unabhängig von der Querschnittsklasse).

$$\overline{\eta}_1 = \frac{M_{Ed}}{M_{Pl,Rd}} \text{ und } \overline{\eta}_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}}$$

Zusätzlich sind in der Regel die Anforderungen nach 4.6 und 5.5 zu erfüllen.
Die Schnittgrößen sind gegebenenfalls nach Theorie II. Ordnung zu ermitteln.

Der Bemessungswert des plastischen Momententragfähigkeit $M_{f,Rd}$ des Querschnittes bestehend aus den Flanschen (Baustahl + Betonplatte + eventuell Bewehrungs-Stabstahl) sollte zuerst berechnet werden. $M_{f,Rd}$ wird wie $M_{pl,Rd}$ berechnet aber unter Vernachlässigung des Stegbleches.

Zur Berechnung von $M_{f,Rd}$ wird die Lage der plastischen Nulllinie (PNL), unter Verwendung der Definition in Abschnitt 3.1.2.4, bestimmt:

$$N_{abf} + N_{atf} + N_{sl} = 28{,}875 \text{ MN} \geq N_{cur} = 7{,}14 \text{ MN}$$

$$\text{und } N_{abf} + N_{atf} + N_{sl} = 28{,}875 \text{ MN} < N_{cur} + N_{clur} = 31{,}535 \text{ MN}$$

In diesem Fall wurde die Lage der plastischen Nulllinie in der Betonplatte zwischen des Bewehrungslagen ermittelt, mit einem Abstand z_{pl} von der untersten Faser des Untergurtes. Aus dem Aufstellen des Momentengleichgewichtes um die PNL folgt:

$$z_{pl} = h + e - \frac{N_{abf} + N_{atf} + N_{sl}}{b_{eff}\, f_{cd}} = 2{,}482 \text{ m}$$

Der Bemessungswert der plastischen Momententragfähigkeit der Flansche wird mit Hilfe der oben ermittelten PNL zu $M_{f,Rd}$ = 39.229 MNm bestimmt.

$$c = a\left(0{,}25 + \frac{1{,}6 b_f t_f^2 f_{yf}}{t h_w^2 f_{yw}}\right) = 2{,}25\text{m}$$

$$V_{bf,Rd} = \frac{b_f t_f^2 f_{yf}}{c\gamma_{M1}}\left(1 - \left(\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}}\right)^2\right) = 0{,}121 \text{ MN}$$

Der Beitrag $V_{bf,Rd}$ der Flansche ist gering im Vergleich zum Beitrag des Steges. Daher kann der Beitrag der Flansche vernachlässigt werden.

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} = 4{,}625 + 0{,}099 = 4{,}746 \text{ MN}$$

$$V_{Rd} = min\,(V_{b,Rd};\, V_{pl,a,Rd}) = min(4{,}746;\, 10{,}536) = 4{,}746 \text{ MN}$$

Querschnittsnachweis

Der Nachweis wird wie folgt geführt:

$$V_{Ed} = 3{,}977 \text{ MN} \leq V_{Rd} = 4{,}746 \text{ MN}$$

$$\eta_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} = 0{,}838 \leq 1$$

⇒ **Nachweis erbracht!**

3.1.2.5.3 M-V-Interaktion

$$V_{Ed} = 3{,}977 \text{ MN} \geq 0{,}5\, V_{Rd} = 2{,}373 \text{ MN}$$

Die M-V-Interaktion berücksichtigt werden.

$$\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} = 0{,}676 \leq 1;\ \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}} = 0{,}86 \leq 1$$

Da $M_{Ed} < M_{f,Rd}$, liegt gemäß EN 1993-1-5, 7.1 (1) keine Interaktion vor. Dies bedeutet, dass die Flansche ausreichen, um einen ausreichenden Momententragfähigkeit zu gewährleisten, so dass der gesamte Steg für die Querkrafttragfähigkeit angesetzt werden kann.

Die Flansche des Stahlträgers nehmen das Moment auf und der Steg des Stahlträgers die Querkraft.

⇒ **Es gibt keine Interaktion.**

Hinweise zur Querschnittsklassifizierung

Siehe Abschnitt 3.1.2.4, Seite 85f.

Hinweise zum Nachweis der Momententragfähigkeit

Siehe Abschnitt 3.1.2.5.1, Seite 87f.

Hinweise zum Nachweis der Querkrafttragfähigkeit

Siehe Abschnitt 3.1.2.5.2, Seite 89ff.

3.1.3 Querschnittsnachweis in Feldmitte C0-P1

3.1.3.1 Geometrie

In Feldmitte C0-P1 wird im GZT der Betongurt über ihre gesamte Höhe überdrückt. Demzufolge trägt er zur Querschnittstragfähigkeit bei.

Die Geometrie ist dieselbe wie beim Querschnittsnachweis am Endauflager C0 (siehe Abschnitt 3.1.2.1.)

Die mittragende Plattenbreite ist die selbe wie beim Querschnittsnachweis am Endauflager C0 (siehe Abschnitt 3.1.2.1).

⇒ b_{eff} = 6 m

3.1.3.2 Materialeigenschaften

Siehe Abschnitt 3.1.2.2.

3.1.3.3 Schnittgrößen

Das Biegemoment und die Querkraft wurden für diesen Brückenabschnitt bestimmt zu, vgl. Abbildung 2-31 und Abbildung 2-32:

M_{Ed} = 39,314 MNm (in einem Abstand von 25 m vom Endauflager C0: x = 25 m)

V_{Ed} = 1,952 MN (in einem Abstand von 20 m vom Endauflager C0: x = 20 m)

Der Nachweis wird geführt für den dritten Abschnitt im Feld CO-P1 (vgl. Abbildung 3-2). Auf der sicheren Seite liegend, werden die Maximalwerte der in diesem Abschnitt wirkenden Schnittgrößen für den Nachweis kombiniert.

3.1.3.4 Querschnittsklassifizierung

Die Querschnittsklasse ist dieselbe wie beim Querschnittsnachweis am Endauflager C0 (siehe Abschnitt 3.1.2.1.)

Fazit: der Querschnitt in den Feldern C0-P1 und P2-C3 ist Querschnittsklasse 1. Die Querschnittsnachweise können daher plastisch erfolgen.

3.1.3.5 Plastische Querschnittsberechnung

3.1.3.5.1 Nachweis der Momententragfähigkeit

Da die Geometrie im Feld C0-P1 dieselbe ist wie am Endauflager C0, ändert sich die Momententragfähigkeit $M_{pl,Rd}$ nicht:

$M_{pl,Rd}$ = 57,597 MNm

Die Druckbewehrung im Betongurt wird gemäß EN 1994-2, 6.2.1.2(1) vernachlässigt. Somit ergibt sich der Nachweis zu:

M_{Ed} = 39,314 MNm ≤ $M_{pl,Rd}$ = 57,597 MNm

⇒ **Nachweis erbracht**

3.1.3.5.2 Nachweis der Querkrafttragfähigkeit

Da die Geometrie im Feld C0-P1 dieselbe ist wie am Endauflager C0, ändert sich $V_{bw,\,Rd}$ nicht:

$V_{bw,\,Rd}$ = 4,625 MN

Im Gegensatz dazu ändern sich $V_{bf,\,Rd}$ in Abhängigkeit von M_{Ed} und $M_{f,Rd}$:

Hinweise zur M-V-Interaktion

Siehe Abschnitt 3.1.2.5.3, Seite 93ff.

$$M_{f,Rd} = 38{,}704 \text{ MN} \Rightarrow \frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} = 1{,}016 \geq 1 \Rightarrow V_{bf,Rd} = 0 \text{ MN} \leq \frac{\eta f_{yw} h_w t_w}{\sqrt{3}\gamma_{M1}} = 9{,}578 \text{ MN}$$

Daraus folgt:

$$V_{Rd} = V_{bw,Rd} = 4{,}625 \text{ MN}$$

Querschnittsnachweis

Der Nachweis ergibt sich somit wie folgt:

$$V_{Ed} = 1{,}952 \text{ MN} \leq V_{Rd} = min\,(4{,}625;\ 10{,}536) = 4{,}625 \text{ MN}$$

$$\eta_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} = 0{,}422 \leq 1$$

⇒ **Nachweis erbracht!**

3.1.3.5.3 M-V-Interaktion

$$V_{Ed} = 1{,}952 \text{ MN} \leq 0{,}5 \cdot V_{Rd} = 2{,}318 \text{ MN}$$

⇒ **Eine Berücksichtigung der M-V-Interaktion ist nicht erforderlich.**

3.1.4 Querschnittsnachweis in Feldmitte P1-P2

3.1.4.1 Geometrie

Im Feldbereich P1-P2 befindet sich im GZT der Betongurt fast über seine gesamte Höhe unter Druck. Daher wird sein Beitrag an der Querschnittstragfähigkeit berücksichtigt. Im Folgenden sind diejenigen Werte fett gedruckt, die sich im Vergleich zum Querschnittsnachweis am Außenauflager C0 ändern, siehe Abschnitt 3.1.2.

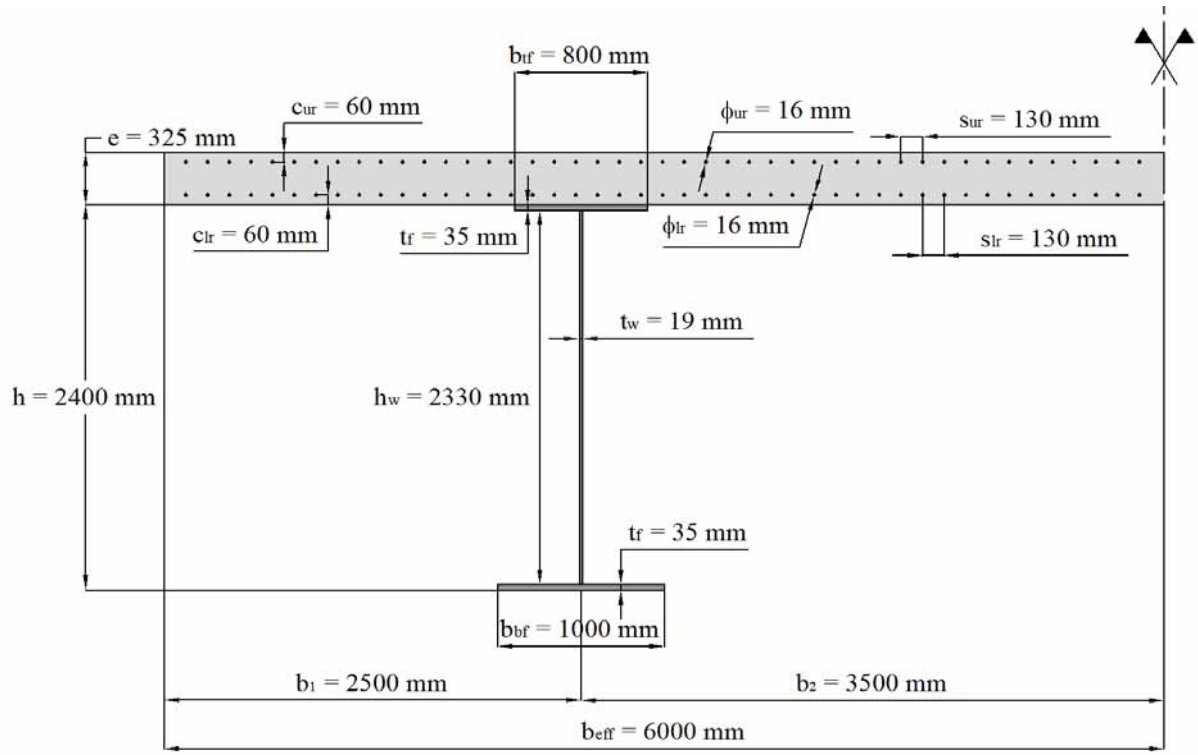


Abbildung 3-6: Querschnitt in Feld P1-P2.

Allgemeine Eigenschaften der zweistegigen Plattenbalkenbrücke im Abschnitt P1-P2	**Hauptflächen der verschiedenen Teile des Verbundquerschnittes**
L_2 = 60 m **a = 7,5 m** h = 2400 mm t_w = 19 mm b_{tf} = 800 mm b_{bf} = 1000 mm **t_f = 35 mm** **h_w = h − 2t_f = 2,33 m** e = 32,5 cm ϕ_{ur} = 16 mm ϕ_{lr} = 16 mm s_{ur} = 130 mm s_{lr} = 130 mm c_{ur} = 60 mm c_{lr} = 60 mm b_{eff} = 6 m $n_{ur} = \frac{b_{eff}}{s_{ur}} = 46{,}154$ $n_{lr} = \frac{b_{eff}}{s_{lr}} = 46{,}154$	$A_{atf} = t_{tf} b_{tf} = 0{,}028$ m² $A_{aw} = t_w h_w = 0{,}044$ m² $A_{abf} = t_{bf} b_{bf} = 0{,}035$ m² $A_a = A_{atf} + A_{aw} + A_{abf} = 0{,}107$ m² $A_{sur} = \frac{\pi d_{ur}^2}{4} = 2{,}011$ cm² $A_{tsur} = n_{ur} A_{sur} = 92{,}816$ cm² $A_{slr} = \frac{\pi d_{lr}^2}{4} = 2{,}011$ cm² $A_{tslr} = n_{lr} A_{slr} = 92{,}816$ cm² $A_{cur} = c_{ur} b_{eff} = 0{,}36$ m² $A_{clur} = (e - c_{ur} - c_{lr}) b_{eff} = 1{,}23$ m² $A_{clr} = c_{lr} b_{eff} = 0{,}36$ m² $A_c = e b_{eff} = A_{cur} + A_{clur} + A_{clr} = 1{,}95$ cm² (vgl. Anmerkung und Abbildung 3-6)

3.1.4.2 Materialeigenschaften

Baustahl

f_{yw} = 345 N/mm² da16 mm < t_f = 19 mm ≤ 40 mm (vgl. Tabelle 2-4)

$$\varepsilon_w = \sqrt{\frac{235 N/mm^2}{f_{yw}}} = 0{,}825$$

f_{yf} = 345 N/mm² da 16 mm < **t_f = 35 mm ≤** 40 mm (vgl. Tabelle 2-4)

$$\varepsilon_f = \sqrt{\frac{235 N/mm^2}{f_{yf}}} = 0{,}825$$

$$f_{ydw} = \frac{f_{yw}}{\gamma_{M0}} = 345 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ydf} = \frac{f_{yf}}{\gamma_{M0}} = 345 \text{ N/mm}^2$$

E_a = 210000 N/mm²

Hinweise zur Querschnittsklassifizierung

Siehe Abschnitt 3.1.2.4, Seite 85f.

Beton

Siehe Abschnitt 3.1.2.2.

Bewehrung

Siehe Abschnitt 3.1.2.2.

3.1.4.3 Schnittgrößen

Für den untersuchten Brückenabschnitt sind die ermittelten Schnittgrößen wie folgt, siehe auch Abbildung 2-31 und Abbildung 2-32:

$\boldsymbol{M_{Ed}}$ **= 30,17 MNm** (in Feldmitte des zweiten Feldes L_2: x = 80 m)

$\boldsymbol{V_{Ed}}$ **= 2,152 MN** (im Abstand a = 7,5 m von der Feldmitte des zweiten Feldes L_2: x = 87.5 m)

3.1.4.4 Querschnittsklassifizierung

- Der Zuggurt: Klasse 1
- Der Obergurt des Baustahlquerschnitts ist entsprechend den Empfehlungen für Klasse 1 in EN 1994-2, 6.6 mit dem Betongurt voll verdübelt und wirkt somit im Verbund.
- Zur Klassifizierung des Stahlsteges wird die Lage der plastischen Nulllinie (PNL) ermittelt:
  - Bemessungswert der plastischen Betondruckkraft in der Betondruckzone oberhalb der oberen Bewehrungslage der Platte:

    $$N_{cur} = 0{,}85\, A_{cur} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 7{,}14 \text{ MN}$$

  - Bemessungswert der plastischen Betondruckkraft in der Betondruckzone zwischen oberer und unterer Bewehrungslage des Betongurtes:

    $$N_{clur} = 0{,}85\, A_{clur} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 24{,}395 \text{ MN}$$

  - Bemessungswert der plastischen Betondruckkraft in der Betondruckzone unterhalb der unteren Bewehrungslage des Betongurtes:

    $$N_{clr} = 0{,}85\, A_{clr} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 7{,}4 \text{ MN}$$

  - Bemessungswert der plastischen Betondruckkraft in der Betondruckzone:

    $$N_c = N_{cur} + N_{clur} + N_{clr} = 38{,}675 \text{ MN}$$

  - Bemessungswert der plastischen Normalkraft der vollständigen oberen Bewehrung:

    $$N_{sur} = A_{tsur}\, f_{sd} = 4{,}035 \text{ MN}$$

  - Bemessungswert der plastischen Normalkraft der vollständigen unteren Bewehrung:

    $$N_{slr} = A_{tslr}\, f_{sd} = 4{,}035 \text{ MN}$$

  - Bemessungswert der plastischen Normalkraft des Baustahlflansches:

    $$N_{atf} = A_{atf} \frac{f_{yf}}{\gamma_{M0}} = \mathbf{9{,}66\ MN}$$

  - Bemessungswert der plastischen Normalkraft des Baustahlsteges:

    $$N_{aw} = A_{aw} \frac{f_{yw}}{\gamma_{M0}} = \mathbf{15{,}273\ MN}$$

Bestimmung der Lage der plastischen Nulllinie (PNL) unter positiver Momentenbeanspruchung

BEZIEHUNGEN ZWISCHEN DEN NORMALKRÄFTEN IN DEN EINZELNEN QUERSCHNITTSTEILEN	LAGE DER PLASTISCHEN NULLLINIE (PNL)
$N_{abf} \geq N_{aw} + N_{atf} + N_c$	PNL im Untergurt
$N_{abf} + N_{aw} \geq N_{aft} + N_c$ und $N_{abf} < N_{aw} + N_{atf} + N_c$	PNL im Steg
$N_a \geq N_c$ und $N_{abf} + N_{aw} < N_{atf} + N_c$	PNL im Obergurt
$N_a \geq N_{cur} + N_{clur}$ und $N_a < N_c$	PNL in der Platte unterhalb der unteren Bewehrungslage
$N_a + N_{sl} \geq N_{cur}$ und $N_a + N_{sl} < N_{cur} + N_{clur}$	PNL in tder Platte zwischen den Bewehrungslagen
$N_a + N_{sl} + N_{su} < N_{cur}$	PNL in der Platte oderhalb der oberen Bewehrungslage

Hinweise zum Nachweis der Momententragfähigkeit

Siehe Abschnitt 3.1.2.5.1, Seite 87f.

Hinweise zum Nachweis der Querkrafttragfähigkeit

Siehe Abschnitt 3.1.2.5.2, Seite 89ff.

- Bemessungswert der plastischen Normalkraft des unteren Baustahlflansches:

$$N_{abf} = A_{abf} \frac{f_{yf}}{\gamma_{M0}} = \mathbf{12{,}075\ MN}$$

- Bemessungswert der plastischen Normalkraft des Baustahls:

$$N_a = N_{atf} + N_{aw} + N_{abf} = \mathbf{37{,}008\ MN}$$

- Lage der plastischen Nulllinie (PNL):

  N_a **= 37,008 MN** $\geq N_{cur} + N_{clur}$ = 31,535 MN

  und N_a = **37,008 MN** < N_c = 38,675 MN.

  In diesem Fall wurde die Lage der PNL im Betongurt unterhalb der unteren Bewehrungslage im Abstand z_{pl} von der untersten Faser des Untergurtes berechnet. Aus dem Momentengleichgewicht um die PNL folgt:

$$z_{pl} = h + e - \frac{N_a}{b_{eff} f_{cd}} = 2{,}414\ \text{m}$$

  Da die PNL sich im Betongurt unterhalb der unteren Bewehrung befindet, ist der gesamte Steg des Baustahlquerschnitts unter Zug und dementsprechend Klasse 1.

Fazit: Der Querschnitt im Feld P_1-P_2 ist Querschnittsklasse 1 und wird mit einer plastischen Querschnittsberechnung nachgewiesen.

3.1.4.5 Plastische Querschnittsberechnung

3.1.4.5.1 Nachweis der Momententragfähigkeit

Der Bemessungswert der plastischen Momententragfähigkeit wird mit Hilfe der oben angegebenen PNL ermittelt zu:

$M_{pl,Rd}$ = **53,532 MNm**

Die Druckbewehrung im Betongurt wird gemäß EN 1994-2, 6.2.1.2(1) vernachlässigt.

M_{Ed} = 30,17 MNm ≤ $M_{pl,Rd}$ = 53,532 MNm

⇒ **Nachweis erbracht!**

3.1.4.5.2 Querkrafttragfähigkeit

Der Steg ist auf Schubbeulen nachzuweisen falls:

- $\frac{h_w}{t_w} > \frac{72}{\eta}\varepsilon_w$ für nicht-ausgesteifte Stege
- $\frac{h_w}{t_w} > \frac{31}{\eta}\varepsilon_w\sqrt{k_t}$ für ausgesteifte Stege

Im vorliegenden Fall wird der Steg durch Vertikalsteifen ausgesteift.

$\frac{h_w}{t_w} = 122{,}632 > \frac{31}{\eta}\varepsilon_w\sqrt{k_t} = 51{,}019$, d. h. der Steg ist auf Schubbeulen nachzuweisen.

Der maximale Querkrafttragfähigkeit wird gegeben durch:

$V_{Rd} = min\ (V_{b,Rd};\ V_{pl,a,Rd})$

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} = \frac{\chi_w f_{yw} h_w t_w}{\sqrt{3}\gamma_{M1}} + \frac{b_f t_f f_{yf}}{c\gamma_{M1}}\left(1-\left(\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}}\right)^2\right) \le \frac{\eta f_{yw} h_w t_w}{\sqrt{3}\gamma_{M1}} = 9{,}62 \text{ MN}$$

$$V_{pl,a,Rd} = \frac{\eta f_{yw}}{\sqrt{3}\gamma_{M0}} h_w t_w = 10{,}582 \text{ MN}$$

mit η = 1,2 für Stahlsorten bis einschließlich S460

Beitrag des Steges $V_{bw,Rd}$

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w f_{yw} h_w t_w}{\sqrt{3}\gamma_{M1}}$$

Die Quersteifen der Querrahmen, die die Stegfelder in Nähe des Auflagers P2 und im Feld P1-P2 begrenzen, werden als steif angenommen. Dies ist mit Hilfe des Abschnitts 9 in EN 1993-1-5 zu überprüfen. Die Quersteifen sind in regelmäßigen Abständen von a = 8,33 m angeordnet.

$k_{\tau st} = 0$ da keine Längssteifen vorhanden sind

$$a/h_w = 3{,}219 \ge 1$$

$$k_\tau = 5.34 + 4\left(\frac{h_w}{a}\right)^2 + k_{\tau st} = 5{,}726$$

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{37{,}4 t_w \varepsilon_w \sqrt{k_\tau}} = 1{,}66 \ge 1{,}08$$

$$\Rightarrow \quad \chi_w = \frac{1{,}37}{\left(0{,}7 + \bar{\lambda}_w\right)} = 0{,}58$$

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w f_{yw} h_w t_w}{\sqrt{3}\gamma_{M1}} = 4{,}653 \text{ MN}$$

Beitrag der Flansche $V_{bf,Rd}$

$$V_{bf,Rd} = \frac{b_f t_f^2 f_{yf}}{c\gamma_{M1}}\left(1-\left(\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}}\right)^2\right)$$

b_f und t_f gelten für den Flansch, der die kleinere Normalkrafttragfähigkeit liefert,

b_f sollte an jeder Stegseite nicht größer als 15 εt_f angenommen werden,

Der Untergurt des Querschnittes ist ein Stahlquerschnitt, während es sich beim Obergurt um einen Verbundquerschnitt handelt (Baustahl + Betongurt + ggf. Bewehrungsstahl). Für die Berechnung von $V_{bf,Rd}$ sind in die Formel die Werte des unteren Stahlflansches einzusetzen.

Der Bemessungswert der plastischen Momententragfähigkeit der Gurte $M_{f,Rd}$ (Baustahlflansche + Betongurt + eventuell Bewehrungstahl) wird als erstes berechnet. ($M_{f,Rd}$ wird somit wie $M_{pl,Rd}$ berechnet aber unter Vernachlässigung des Stegbleches.)

Zur Berechnung von $M_{f,Rd}$ wird die Lage der plastischen Nulllinie (PNL), unter Verwendung der in Abschnitt 3.1.2.4) angegebenen Definition, wie folgt berechnet:

$N_{abf} + N_{atf} + N_{sl}$ = 25,77 MN ≥ N_{cur} = 7,14 MN

und $N_{abf} + N_{atf} + N_{sl}$ = 25,77 MN< N_{cur}+ N_{clur} = 31,535 MN

In diesem Fall wurde die Lage der PNL im Betongurt zwischen den Bewehrungslagen bestimmt, mit einem Abstand z_{pl} von der untersten Faser des Untergurtes. Aus dem Momentengleichgewicht um die PNL folgt:

Hinweise zur M-V-Interaktion

Siehe Abschnitt 3.1.2.5.3, Seite 93ff.

$$z_{pl} = h - e - \frac{N_{abf} + N_{atf} + N_{sl}}{2b_{bf}\, f_{yf}} = 2{,}508 \text{ m}$$

Der Bemessungswert der plastischen Momententragfähigkeit der Flansche wird aus der Lage der PNL berechnet zu: $M_{f,Rd}$ = 34,281 MNm

$$c = a\left(0{,}25 + \frac{1{,}6 b_f t_f^2 f_{yf}}{t h_w^2 f_{yw}}\right) = 1{,}989 \text{ m}$$

$$V_{bf,Rd} = \frac{b_f t_f^2 f_{yf}}{c\gamma_{M1}}\left(1 - \left(\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}}\right)^2\right) = 0{,}035 \text{ MN}$$

Der Beitrag $V_{bf,Rd}$ der Flansche ist vernachlässigbar.

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} = 4{,}667 + 0{,}035 = 4{,}688 \text{ MN}$$

$$V_{Rd} = min\,(V_{b,Rd};\, V_{pl,a,Rd}) = min(4{,}688;\, 10{,}582) = 4{,}688 \text{ MN}$$

Querschnittsnachweis

Der Nachweis ist wie folgt zu führen:

$$V_{Ed} = 2{,}152 \text{ MN} \leq V_{Rd} = 4{,}688 \text{ MN}$$

$$\eta_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} = 0{,}459 \leq 1$$

⇒ **Nachweis erbracht!**

3.1.4.5.3 M-V-Interaktion

$$V_{Ed} = 2{,}152 \text{ MN} \leq 0{,}5 \cdot V_{Rd} = 2{,}334 \text{ MN}$$

⇒ **Eine Überprüfung der M-V-Interaktion ist nicht erforderlich.**

3.1.5 Querschnittsnachweis am Zwischenauflager P2

Zwei Vertikalsteifen werden hinzugefügt, um die Länge *a* der auf beiden Seiten des Zwischenauflagers P2 angeordneten Stegfelder zu reduzieren. Gemäß Abbildung 3-3 werden die Felder auf jeder Seite des Zwischenauflagers P2 durch diese Quersteifen in drei Teile unterteilt. Diese Teilfelder werden im weitern Verlauf als Teilfelder 1, 2 und 3 bezeichnet.

ANMERKUNG: Ein Teilfeld bezeichnet hier ein längs unversteiftes Stegblech, das lediglich durch Flansche und Quersteifen an den Seiten begrenzt wird.

3.1.5.1 Teilfeld 1 - Geometrie

Am Zwischenauflager P2 befindet sich der Betongurt im GZT vollständig in der Zugzone. Dementsprechend wird er für den Querschnittstragfähigkeit vernachlässigt.

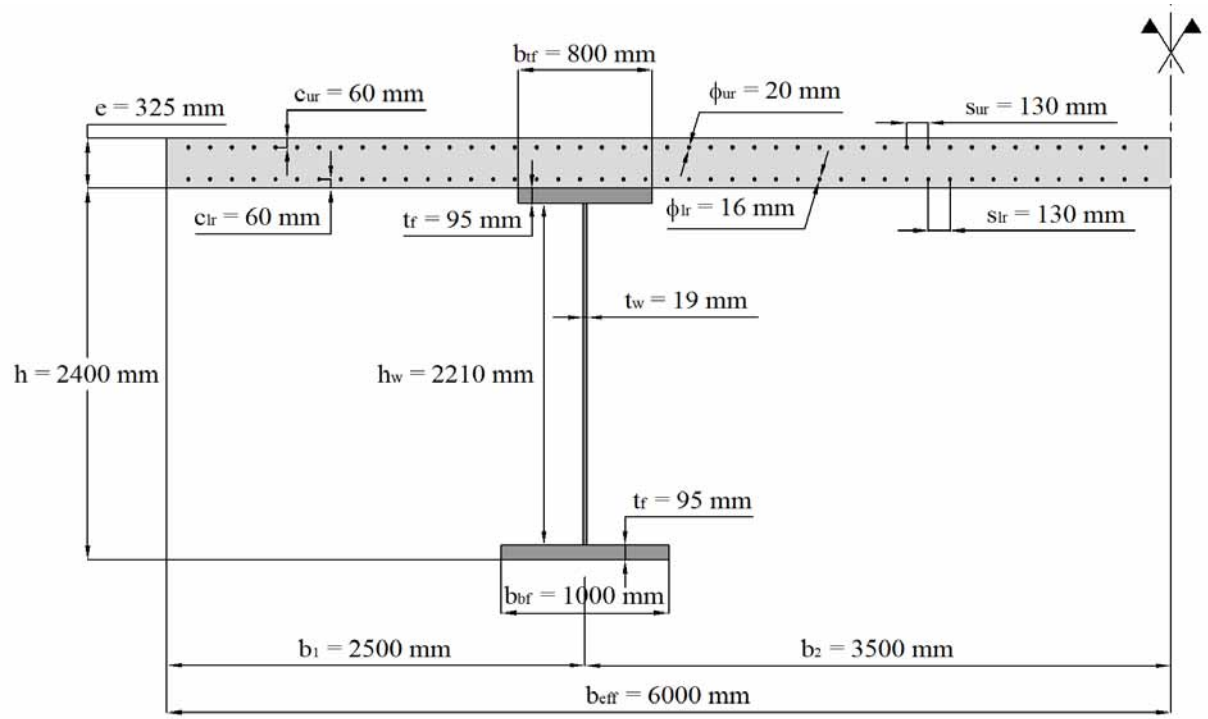


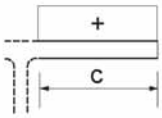
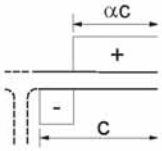
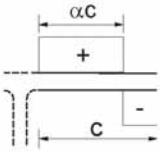
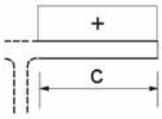
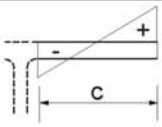
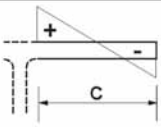
Abbildung 3-7: Querschnitt am Zwischenauflager P2.

Allgemeine Eigenschaften der zweistegigen Plattenbalkenbrücke im Abschnitt P2	**Hauptflächen der verschiedenen Teile des Verbundquerschnittes**
$L_1 = L_3 = 50$ m, $L_2 = 60$ m	$A_{atf} = t_{tf} b_{tf} = 0{,}076$ m²
a = 1,5 m	$A_{aw} = t_w h_w = 0{,}042$ m²
h = 2400 mm	$A_{abf} = t_{bf} b_{bf} = 0{,}095$ m²
$t_w = 19$ mm	$A_a = A_{atf} + A_{aw} + A_{abf} = 0{,}213$ m²
$b_{tf} = 800$ mm	$A_{sur} = \frac{\pi d_{ur}^2}{4} = 3{,}142$ cm²
$b_{bf} = 1000$ mm	$A_{tsur} = n_{ur} A_{sur} = 144{,}997$ cm²
$t_f = 95$ mm	$A_{slr} = \frac{\pi d_{lr}^2}{4} = 2{,}011$ cm²
$h_w = h - 2t_f = 2{,}21$ m	$A_{tslr} = n_{lr} A_{slr} = 92{,}816$ cm²
e = 32.5 cm	$A_{cur} = c_{ur} b_{eff} = 0{,}36$ m²
$\phi_{ur} = 20$ mm	$A_{clur} = (e - c_{ur} - c_{lr}) b_{eff} = 1{,}23$ m²
$\phi_{lr} = 16$ mm	$A_{clr} = c_{lr} b_{eff} = 0{,}36$ m²
$s_{ur} = 130$ mm	$A_c = e b_{eff} = A_{cur} + A_{clur} + A_{clr} = 1{,}95$ cm²
$s_{lr} = 130$ mm	(siehe Kommentar und Abbildung 3-7)
$c_{ur} = 60$ mm	
$c_{lr} = 60$ mm	
$b_{eff} = 6$ m	
$n_{ur} = \frac{b_{eff}}{s_{ur}} = 46{,}154$	
$n_{lr} = \frac{b_{eff}}{s_{lr}} = 46{,}154$	

EN 1993-1-1, Tabelle 5.2 (Fortsetzung) – Maximales c/t-Verhältnis druckbeanspruchter Querschnittsteile

Einseitig gestützte Flansche

Gewalzte Querschnitte | Geschweißte Querschnitte

Klasse	auf Druck beanspruchte Querschnittsteile	auf Druck und Biegung beanspruchte Querschnittsteile	
		freier Rand im Druckbereich	freier Rand im Zugbereich
Spannungs-verteilung über Querschnittsteile (Druck positiv)			
1	$c/t \leq 9\varepsilon$	$c/t \leq \dfrac{9\varepsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \dfrac{9\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$
2	$c/t \leq 10\varepsilon$	$c/t \leq \dfrac{10\varepsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \dfrac{10\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$
Spannungs-verteilung über Querschnittsteile (Druck positiv)			
3	$c/t \leq 14\varepsilon$	$c/t \leq 21\varepsilon\sqrt{k_\sigma}$ Für k_σ siehe EN 1993-1-5	

$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

3.1.5.2 Teilfeld 1 - Materialeigenschaften

Baustahl

f_{yw} = 345 N/mm² da 16 mm < t_f = 19 mm ≤ 40 mm (vgl. Tabelle 2-4)

$$\varepsilon_w = \sqrt{\frac{235N/mm^2}{f_{yw}}} = 0{,}825$$

f_{yf} = 315 N/mm² da 80 mm < t_f = 95 mm ≤ 100 mm (vgl. Tabelle 2-4)

$$\varepsilon_f = \sqrt{\frac{235N/mm^2}{f_{yf}}} = 0{,}825$$

$$f_{ydw} = \frac{f_{yw}}{\gamma_{M0}} = 345 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ydf} = \frac{f_{yf}}{\gamma_{M0}} = 315 \text{ N/mm}^2$$

E_a = 210000 N/mm²

Beton

Siehe Abschnitt 3.1.2.2.

Bewehrung

Siehe Abschnitt 3.1.2.2.

3.1.5.3 Teilfeld 1 - Schnittgrößen

Die Schnittgrößen in diesem Brückenabschnitt wurden ermittelte zu (vgl. Abbildung 2-31 und Abbildung 2-32):

M_{Ed} = 65,44 MNm (am Innenauflager P2: x = 110 m)
V_{Ed} = 6,087 MN (am Innenauflager P2: x = 110 m)

Der Maximalwert des Biegemomentes und der Querkraft am Innenauflager P2 (vgl. Abbildung 2-31 und Abbildung 2-32) sind nicht vollständig symmetrisch.

3.1.5.4 Teilfeld 1 - Querschnittsklassifizierung

- Der Obergurt ist unter Zug: Klasse 1
- Der Untergurt ist unter Druck :

  $$\frac{c_{bf}}{t_f} = \frac{b_{bf} - t_w}{2t_f} = 5{,}163 \leq 9 \cdot \varepsilon = 7{,}774 \text{ und daher Klasse 1}$$

- Der Steg steht am oberen Ende unter Zug und am unteren Ende unter Druck. Zur Querschnittsklassifizierung des Stahlsteges wird die Lage der plastischen Nulllinie (PNL) wie folgt ermittelt:
  - Bemessungswert der plastischen Normalkraft der gesamten Plattenbewehrung:

    $$N_{su} + N_{sl} = \left(A_{tsur} + A_{tslr}\right)\frac{f_{sk}}{\gamma_s} = 10{,}339 \text{ MN}$$

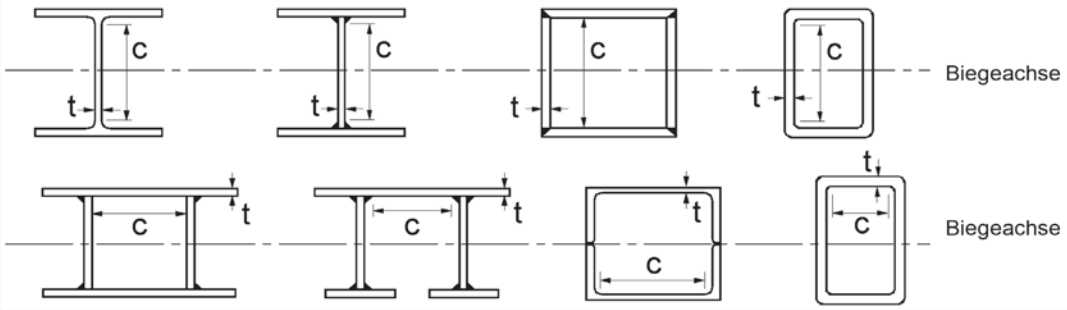
  - Bemessungswert der plastischen Normalkraft des Baustahlobergurtes:

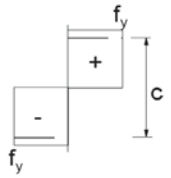
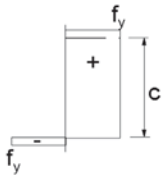
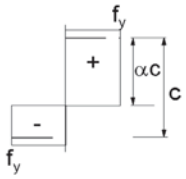
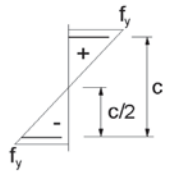
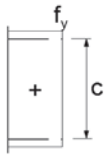
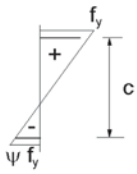
Bestimmung der Lage der plastischen Nulllinie (PNL) unter negativer Momentenbeanspruchung

BEZIEHUNGEN ZWISCHEN DEN NORMALKRÄFTEN IN DEN EINZELNEN QUERSCHNITTSTEILEN	LAGE DER PLASTISCHEN NULLLINIE (PNL)
$N_{abf} \geq N_{aw} + N_{atf} + N_{sl} + N_{su}$	PNL im Untergurt
$N_{abf} + N_{aw} \geq N_{atf} + N_{sl} + N_{su}$ und $N_{abf} < N_{aw} + N_{atf} + N_{sl} + N_{su}$	PNL im Steg
$N_a \geq N_{sl} + N_{su}$ und $N_{abf} + N_{aw} < N_{atf} + N_{sl} + N_{su}$	PNL im Obergurt
$N_{sl} + N_{su} > N_a$	PNL in der Platte

EN 1993-1-1, Tabelle 5.2

Beidseitig gestützte druckbeanspruchte Querschnittsteile



Klasse	auf Biegung beanspruchte Querschnittsteile	auf Druck beanspruchte Querschnittsteile	auf Druck und Biegung beanspruchte Querschnittsteile
Spannungsverteilung über Querschnittsteile (Druck positiv)			
1	$c/t \leq 72\varepsilon$	$c/t \leq 33\varepsilon$	für $\alpha > 0{,}5$: $c/t \leq \frac{396\varepsilon}{13\alpha - 1}$ für $\alpha \leq 0{,}5$: $c/t \leq \frac{36\varepsilon}{\alpha}$
2	$c/t \leq 83\varepsilon$	$c/t \leq 38\varepsilon$	für $\alpha > 0{,}5$: $c/t \leq \frac{456\varepsilon}{13\alpha - 1}$ für $\alpha \leq 0{,}5$: $c/t \leq \frac{41{,}5\varepsilon}{\alpha}$
Spannungsverteilung über Querschnittsteile (Druck positiv)			
3	$c/t \leq 124\varepsilon$	$c/t \leq 42\varepsilon$	für $\psi > -1$: $c/t \leq \frac{42\varepsilon}{0{,}67 + 0{,}33\psi}$ für $\psi \leq -1$[a]: $c/t \leq 62\varepsilon(1 - \psi)\sqrt{(-\psi)}$

$\varepsilon = \sqrt{235 / f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

[a] Es gilt $\psi \leq -1$ falls entweder die Druckspannungen $\sigma \leq f_y$ oder die Dehnungen infolge Zug $\varepsilon_y > \frac{f_y}{E}$ sind.

$$N_{atf} = A_{atf} \frac{f_{yf}}{\gamma_{M0}} = 23{,}94 \text{ MN}$$

- Bemessungswert der plastischen Normalkraft des Baustahlsteges unter Annahme einer vollständigen Druckbeanspruchung:

$$N_{aw} = A_{aw} \frac{f_{yw}}{\gamma_{M0}} = 14{,}487 \text{ MN}$$

- Bemessungswert der plastischen Normalkraft des Baustahluntergurtes:

$$N_{abf} = A_{abf} \frac{f_{yf}}{\gamma_{M0}} = 29{,}925 \text{ MN}$$

- Bemessungswert der plastischen Momententragfähigkeit des Baustahls :

$$N_a = N_{atf} + N_{aw} + N_{abf} = 68{,}352 \text{ MN}$$

- Lage der plastischen Nulllinie (PNL) :

  $N_{abf} + N_{aw} = 44{,}412$ MN $\geq N_{atf} + N_{sl} + N_{su} = 34{,}279$ MN

  und $N_{abf} = 29{,}925$ MN $< N_{aw} + N_{atf} + N_{sl} + N_{su} = 48{,}766$ MN

  In diesem Fall wurde die Lage der plastischen Nulllinie im Stahlsteg ermittelt, mit einem Abstand z_{pl} von der untersten Faser des Untergurtes. Aus dem Momentengleichgewicht um die PNL folgt:

$$z_{pl} = \frac{2hb_{tf} f_{yf} + N_{su} + N_{sl} - N_a}{2b_{tf} f_{yf}} = 1{,}532 \text{ m}$$

Mehr als die Hälfte des Steges ist unter Druck:

$$\alpha = \frac{(z_{pl} - t_f)}{h_w} = 0{,}65 > 0{,}5$$

Die maßgebende Schlankheit zwischen Klasse 2 und Klasse 3 ist gegeben durch:

$$\frac{c_w}{t_w} = \frac{h_w}{t_w} = 116{,}316 >> \frac{456\varepsilon_w}{13\alpha - 1} = 50{,}492$$

Der Stahlsteg ist mindestens Klasse 3 und die Nachweise werden jetzt basierend auf der elastischen Spannungsverteilung im GZT, gegeben durch die globale Berechnung unter Berücksichtigung der Belastungsgeschichte (Bauablauf: siehe Paragraph 2.1.4), geführt:

$$\sigma_{abfu} = -276{,}93 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{atfl} = 265{,}58 \text{ N/mm}^2$$

Mit der elastischen Spannungsverteilung im GZT:

$$\psi_w = \frac{\sigma_{atfl}}{\sigma_{abfu}} = \frac{-266{,}71}{265{,}58} = -1{,}043 \leq 1$$

Dementsprechend ist die maßgebende Schlankheit zwischen Klassse 3 und Klasse 4 gegeben durch:

$$\frac{c_w}{t_w} = \frac{h_w}{t_w} = 116{,}316 > 62\varepsilon\left(1 - \psi_w\right)\sqrt{-\psi_w} = 106{,}737$$

Daraus folgt eine Einteilung des Steges in Klasse 4.

Fazit: Der Querschnitt an den Innenauflagern P1 und P2 ist Querschnittsklasse 4. Die Querschnittsnachweise werden daher elastisch und mit effektiven Querschnittswerten geführt.

EN 1993-1-5, 4.6(3)

(3) Für eine längs des Beulfeldes veränderliche Spannung ist in der Regel der Beulnachweis für die Schnittgrößen an der Querschnittsstelle zu führen, die sich im Abstand 0,4·a oder 0,5·b (kleinster Wert) von dem Beulfeldrand befindet, an dem die größten Spannungen auftreten. In diesem Fall muss am Beulfeldrand zusätzlich ein Querschnittsnachweis geführt werden.

EN 1993-1-5, 4.4: Einzelblechfelder ohne Längssteifen

(1) Die wirksamen Flächen ebener druckbeanspruchter Blechfelder sind in der Regel für beidseitig gestützte Querschnittsteile der Tabelle 4.1 und für einseitig gestützte Querschnittsteile der Tabelle 4.2 zu entnehmen. Die wirksame Fläche eines druckbeanspruchten Teils eines Blechfeldes mit der wirklichen Fläche A_c wird in der Regel wie folgt ermittelt:

$$A_{c,eff} = \rho\, A_c \qquad (4.1)$$

Dabei ist ρ der Abminderungsfaktor für Beulen.

(2) Der Abminderungsfaktor ρ darf wie folgt ermittelt werden:

- beidseitig gestützte Querschnittsteile:

$\rho = 1{,}0$ für $\bar{\lambda}_p \leq 0{,}673$

$\rho = \dfrac{\bar{\lambda}_p - 0{,}055(3+\psi)}{\bar{\lambda}_p^2} \leq 1$ für $\bar{\lambda}_p > 0{,}673$ und $(3 + \psi) \geq 0$

- einseitig gestützte Querschnittsteile:

$\rho = 1{,}0$ für $\bar{\lambda}_p \leq 0{,}748$

$\rho = \dfrac{\bar{\lambda}_p - 0{,}188}{\bar{\lambda}_p^2} \leq 1$ für $\bar{\lambda}_p > 0{,}748$

mit $\bar{\lambda}_p = \sqrt{\dfrac{f_y}{\sigma_{cr}}} = \dfrac{\bar{b}/t}{28{,}4\varepsilon\sqrt{k_\sigma}}$

ψ Spannungsverhältnis nach 4.4(3) und 4.4(4)

$\bar{b}$ maßgebende Breite nach folgender Festlegung (Bezeichnungen siehe EN 1993-1-1,Tabelle 5.2)

b_w	für Stege;
b	für beidseitig gestützte Gurtelemente (außer bei rechteckigen Hohlprofilen);
b - 3 t	für Gurte von rechteckigen Hohlprofilen;
c	für einseitig gestützte Gurtelemente;
h	für gleichschenklige Winkel;
h	für ungleichschenklige Winkel;

k_σ Beulwert in Abhängigkeit vom Spannungsverhältnis ψ und den Lagerungsbedingungen; Beulwerte langer Platten sind in Tabelle 4.1 oder Tabelle 4.2 angegeben;
t Blechdicke;
σ_{cr} kritische elastische Beulspannung (siehe Gleichung (A.1) in A.1(2) und Tabelle 4.1 und Tabelle 4.2);

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y[N/mm^2]}}$$

3.1.5.5 Teilfeld 1 - Elastische Querschnittsberechnung

3.1.5.5.1 Nachweis der Momententragfähigkeit

Der Querschnittsnachweis für die Momentenbeanspruchung erfolgt entsprechend Abschnitt EN 1993-1-5, 4.4 für den wirksamen Querschnitt.

Untergurt unter Druck

$k_{\sigma bf} = 0{,}43$ (vgl. Tabelle 4.2 von EN 1993-1-5, 4.4: einseitig gestützte druckbeanspruchte Quer schnittsteile)

$$\bar{\lambda}_{pbf} = \frac{\bar{b}/t}{28{,}4\varepsilon\sqrt{k_\sigma}} = \frac{\frac{b_{bf} - t_w}{2t_f}}{28{,}4\varepsilon_f\sqrt{k_{\sigma bf}}} = 0{,}321 \leq 0{,}748$$

$\Rightarrow$ $\rho_{bf} = 1$ die Breite des Untergurtes wird nicht reduziert. Der gesamte Untergurt ist wirksam.

Steg unter Biegung

Die Spannungen am Stegende ergeben sich aufgrund der globalen Schnittgrößen wie folgt:

$\sigma_{atfl} = -276{,}93$ N/mm²

$\sigma_{abfu} = 265{,}58$ N/mm²

$$\psi_w = \frac{\sigma_{atfl}}{\sigma_{abfu}} = -1{,}043 \leq 1$$

$k_{\sigma w} = 5{,}98(1-\psi)^2 = 24{,}953$ (siehe Tabelle 4.1 von EN 1993-1-5, 4.4: Längsausgesteiftes Teilfeld unter konstanter Druckbeanspruchung)

$$\bar{\lambda}_{pw} = \frac{\bar{b}/t}{28{,}4\varepsilon\sqrt{k_\sigma}} = \frac{\frac{h_w}{t_w}}{28{,}4\varepsilon_w\sqrt{k_{\sigma w}}} = 0{,}993 > 0{,}673$$

$\Rightarrow$ $\rho_w = \dfrac{\bar{\lambda}_p - 0{,}055(3+\psi_w)}{\bar{\lambda}_p^2} = 0{,}898$ → die Höhe des Stahlsteges wird reduziert

Die effektive Höhe des Steges unter Druck ergibt sich zu:

$$h_{weff} = \frac{\rho_w h_w}{(1-\psi_w)} = 0{,}971 \text{ m}$$

Diese effective Höhe kann, wie in Tabelle 4.1 von EN 1993-1-5 angegeben, verteilt werden auf:

$h_{we1} = 0.4 h_{weff} = 0{,}388$ m

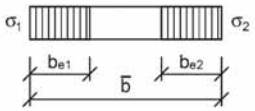
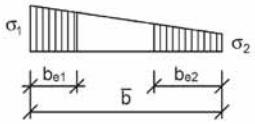
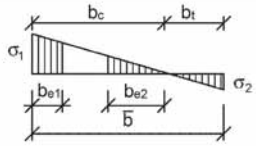
$h_{we2} = 0.6 h_{weff} = 0{,}583$ m

Endgültige mechanische Eigenschaften des wirksamen zweistegigen Plattenbalkenquerschnitts (nur Flansche und Steg des Baustahlquerschnitts)

Die wirksame Querschnittsfläche ergibt sich zu:

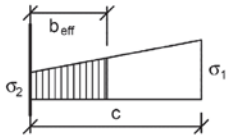
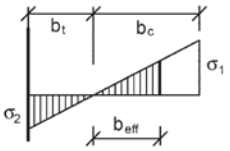
$$A_{a.eff} = A_{atf} + A_{abf} + \left(h_{weff} + h_w - h_s + t_f\right)t_w = 0{,}21 \text{ m}^2$$

EN 1993-1-5, 4.4, Tabelle 4.1 ─ Zweiseitig gestützte druckbeanspruchte Querschnittsteile

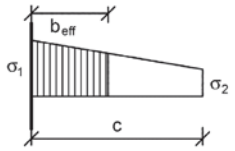
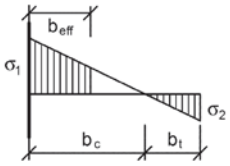
Spannungsverteilung (Druck positiv)	Wirksame Breite b_{eff}
	$\psi = 1$: $b_{eff} = \rho\ \bar{b}$ $b_{e1} = 0{,}5\ b_{eff}$ $b_{e2} = 0{,}5\ b_{eff}$
	$1 > \psi \geq 0$: $b_{eff} = \rho\ \bar{b}$ $b_{e1} = \frac{2}{5-\psi} b_{eff}$ $b_{e2} = b_{eff} - b_{e1}$
	$\psi < 0$: $b_{eff} = \rho\ b_c = \rho\ \bar{b}/(1-\psi)$ $b_{e1} = 0{,}4\ b_{eff}$ $b_{e2} = 0{,}6\ b_{eff}$

$\psi = \sigma_2/\sigma_1$	1	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	–1	$-1 > \psi > -3$
Beulwert k_σ	4,0	$8{,}2/(1{,}05 + \psi)$	7,81	$7{,}81 - 6{,}29\ \psi + 9{,}78\ \psi^2$	23,9	$5{,}98\ (1-\psi)^2$

EN 1993-1-5, 4.4: Tabelle 4.2 ─ Einseitig gestützte druckbeanspruchte Querschnittsteile

Spannungsverteilung (Druck positiv)	Wirksame Breite b_{eff}
	$1 > \psi \geq 0$: $b_{eff} = \rho\ c$
	$\psi < 0$: $b_{eff} = \rho\ b_c = \rho\ c/(1-\psi)$

$\psi = \sigma_2/\sigma_1$	1	0	–1	$1 \geq \psi \geq -3$
Beulwert k_σ	0,43	0,57	0,85	$0{,}57 - 0{,}21\ \psi + 0{,}07\ \psi^2$

	$1 > \psi \geq 0$: $b_{eff} = \rho\ c$
	$\psi < 0$: $b_{eff} = \rho\ b_c = \rho\ c/(1-\psi)$

$\psi = \sigma_2/\sigma_1$	1	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	–1
Beulwert k_σ	0,43	$0{,}578/(\psi + 0{,}34)$	1,70	$1{,}7 - 5\ \psi + 17{,}1\ \psi^2$	23,8

Die effektive elastische neutrale Faser (ENF) wird von der untersten Faser des Untergurtes aus ermittelt zu:

$$h_{a.seff} = \frac{A_{abf}\frac{t_f}{2} + A_{atf}\left(h - \frac{t_f}{2}\right) + h_{we1}t_w\left(t_f + \frac{h_{we1}}{2}\right) + \left(h_{we2} + h_w - h_s + t_f\right)t_w\left(h - t_f - \frac{h_{we2} + h_w - h_s + t_f}{2}\right)}{A_{eff}} = 1{,}106 \text{ m}$$

Das Flächenträgheitsmoment des Querschnittes wird wie folgt ermittelt:

$$I_{a.eff} = \frac{\frac{b_{bf}t_f^3}{12} + A_{abf}\left(h_{seff} - \frac{t_f}{2}\right)^2 + \frac{b_{tf}t_f^3}{12} + A_{atf}\left(h - \frac{t_f}{2} - h_{seff}\right)^2 + \frac{t_w h_{we1}^3}{12} + h_{we1}t_w\left(h_{seff} - \frac{h_{we1}}{2} - t_f\right)^2 + \left(h_{we2} + h_w - h_s + t_f\right)t_w\left(h - \frac{h_{we2} + h_w - h_s + 3t_f}{2} - h_{seff}\right)^2}{A} = 0{,}241 \text{ m}^4$$

Endgültige mechanische Eigenschaften des wirksamen zweistegigen Plattenbalkenquerschnitts (Baustahl und Bewehrungsstahl)

Die wirksame Querschnittsfläche ergibt sich zu:

$$A_{eff} = A_{tsur} + A_{tslr} + A_{atf} + A_{abf} + \left(h_{weff} + h_w - h_s + t_f\right)t_w = 0{,}233 \text{ m}^2$$

Die effektive elastische neutrale Faser (ENF) wird von der untersten Faser des Untergurtes aus ermittelt zu:

$$h_{seff} = \frac{A_{abf}\frac{t_f}{2} + A_{atf}\left(h - \frac{t_f}{2}\right) + A_{tslr}\left(h + c_{lr}\right) + A_{tsur}\left(h + e - c_{ur}\right) + h_{we1}t_w\left(t_f + \frac{h_{we1}}{2}\right) + \left(h_{we2} + h_w - h_s + t_f\right)t_w\left(h - t_f - \frac{h_{we2} + h_w - h_s + t_f}{2}\right)}{A_{eff}} = 1{,}257 \text{ m}$$

Das effektive Flächenträgheitsmoment des Querschnittes wird wie folgt berechnet:

$$I_{eff} = \frac{\frac{b_{bf}t_f^3}{12} + A_{abf}\left(h_{seff} - \frac{t_f}{2}\right)^2 + \frac{b_{tf}t_f^3}{12} + A_{atf}\left(h - \frac{t_f}{2} - h_{seff}\right)^2 + \frac{t_w h_{we1}^3}{12} + h_{we1}t_w\left(h_{seff} - \frac{h_{we1}}{2} - t_f\right)^2 + \left(h_{we2} + h_w - h_s + t_f\right)t_w\left(h - \frac{h_{we2} + h_w - h_s + 3t_f}{2} - h_{seff}\right)^2 + A_{tslr}\left(h + c_{lr} - h_{seff}\right)^2 + A_{tsur}\left(h + e - c_{ur} - h_{seff}\right)^2}{A} = 0{,}288 \text{ m}^4$$

Die Spannung in der oberen Bewehrungslage der Betonplatte wird durch die globalen Schnittgrößen ermittelt:

$$\sigma_{tsur} = -185{,}85 \text{ N/mm}^2$$

EN1993-1-1, 6.2.1(9)

(9) Sind alle druckbeanspruchten Teile eines Querschnitts der Querschnittsklasse 3 zuzuordnen, so sollte die Beanspruchbarkeit auf der Grundlage einer elastischen Dehnungsverteilung über den Querschnitt ermittelt werden. Für die Klassifizierung, siehe Tabelle 5.2, sollten Druckspannungen durch Erreichen der Streckgrenze an den äußersten Querschnittsfasern begrenzt werden.

ANMERKUNG Tragsicherheitsnachweise dürfen in der Mittelebene von Gurten geführt werden. Zu Ermüdungsnachweisen siehe EN 1993-1-9.

Endgültige mechanische Eigenschaften des zweistegigen Plattenbalkenquerschnitts (Baustahl und Bewehrungsstahl)

Die effektive Querschnittsfläche kann berechnet werden zu:

$$A = A_{tsur} + A_{tslr} + A_{atf} + A_{abf} + A_{aw} = 0{,}237 \text{ m}^2$$

Die elastische neutrale Faser (ENF) kann somit, ausgehend von der untersten Faser des Untergurtes, ermittelt werden zu:

$$h_s = \frac{A_{abf}\frac{t_f}{2} + A_{atf}\left(h - \frac{t_f}{2}\right) + A_{aw}\left(t_f + \frac{h_w}{2}\right) + A_{tslr}\left(h + c_{lr}\right) + A_{tsur}\left(h + e - c_{ur}\right)}{A} = 1{,}247 \text{ m}$$

Das effektive Flächenträgheitsmoment des Querschnittes wird wir folgt berechnet:

$$I = \frac{b_{bf}t_f^3}{12} + A_{abf}\left(h_s - \frac{t_f}{2}\right)^2 + \frac{b_{tf}t_f^3}{12} + A_{atf}\left(h - \frac{t_f}{2} - h_s\right)^2 + \frac{t_w h_w^3}{12} + A_{aw}\left(h_s - \frac{h}{2}\right)^2$$
$$+ A_{tslr}\left(h + c_{lr} - h_s\right)^2 + A_{tsur}\left(h + e - c_{ur} - h_s\right)^2 = 0{,}29 \text{ m}^4$$

Das Biegemoment, welches vom zweistegigen Plattenbalken-Querschnitt (Baustahl und Bewehrungsstahl) aufgenommen wird, beträgt:

$$M_{c,Ed} = \frac{\sigma_{tsur} I}{h + e - c_{ur} - h_s} = \text{-}38{,}224 \text{ MNm}$$

Das Biegemoment, welches von den Baustahl-Profilen (nur Flansche und Steg) aufgenommen wird, beträgt:

$$M_{a,Ed} = M_{Ed} - M_{c,Ed} = \text{-}65{,}44 + 38{,}085 = \text{-}27{,}216 \text{ MNm}$$

Damit kann die Spannung an jeder Stelle des Querschnittes ermittelt werden:

$$\sigma_{abfleff} = \frac{-M_{a,Ed}h_{a.seff}}{I_{a.eff}} + \frac{-M_{c,Ed}h_{seff}}{I_{eff}} = 291{,}511 \text{ N/mm}^2 \leq f_{ydf} = 315 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{abfueff} = \frac{-M_{a,Ed}(h_{a.seff} - t_f)}{I_{a.eff}} + \frac{-M_{c,Ed}(h_{seff} - t_f)}{I_{eff}} = 268{,}184 \text{ N/mm}^2$$
$$\leq \min\left(f_{ydf}\,;\, f_{ydw}\right) = 315 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{atfleff} = \frac{M_{a,Ed}(h - t_f - h_{a.seff})}{I_{a.eff}} + \frac{M_{c,Ed}(h - t_f - h_{seff})}{I_{eff}} = \text{-}274{,}462 \text{ N/mm}^2$$
$$\leq \min\left(f_{ydf}\,;\, f_{ydw}\right) = 315 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{atfueff} = \frac{M_{a,Ed}(h - h_{a.seff})}{I_{a.eff}} + \frac{M_{c,Ed}(h - h_{seff})}{I_{eff}} = |\text{-}297{,}788| \text{ N/mm}^2 \leq f_{ydf} = 315 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{tslreff} = \frac{M_{c,Ed}(h + c_{lr} - h_{seff})}{I_{eff}} = |\text{-}159.674| \text{ N/mm}^2 \leq f_{sd} = 434{,}783 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{tsureff} = \frac{M_{c,Ed}(h + e - c_{ur} - h_{seff})}{I_{eff}} = |\text{-}186.873| \text{ N/mm}^2 \leq f_{sd} = 434{,}783 \text{ N/mm}^2$$

Die Biegetragfähigkeit des Querschnitts ist durch die Tragfähigkeit des oberen Flansches begrenzt:

$$\eta_1 = \frac{\left|\sigma_{atfueff}\right|}{f_{ydf}} = 0{,}945 \leq 1$$

Der Querschnitt im Teilfeld 1 des Zwischenauflagers P2 ist somit für den GZT nachgewiesen.

Hinweise zum Nachweis der Querkrafttragfähigkeit

Siehe Abschnitt 3.1.2.5.2, Seite 89ff.

Die Nachweise werden hier mit den Spannungen am äußeren Rand der Stahlflansche durchgeführt. Es soll darauf hingewiesen werden, dass auch der Nachweis in der Mittelebene der Flansche zulässig ist.

⇒ **Nachweis erbracht!**

3.1.5.5.2 Nachweis der Querkrafttragfähigkeit

Der Steg ist auf Schubbeulen zu überprüfen, falls:

- $\frac{h_w}{t_w} > \frac{72}{\eta}\varepsilon_w$ für nicht-ausgesteifte Stege
- $\frac{h_w}{t_w} > \frac{31}{\eta}\varepsilon_w\sqrt{k_t}$ für ausgesteifte Stege

Im vorliegenden Fall wird der Steg durch vertikale Zwischensteifen ausgesteift.

$$\frac{h_w}{t_w} = 116{,}316 > \frac{31}{\eta}\varepsilon_w\sqrt{k_t} = 84{,}188,$$ d. h. der Steg ist auf Schubbeulen zu überprüfen.

Der maximale Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit ist gegeben durch $V_{Rd} = min\ (V_{b,Rd};\ V_{pl,a,Rd})$

$$\text{mit } V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} = \frac{\chi_w f_{yw} h_w t_w}{\sqrt{3}\gamma_{M1}} + \frac{b_f t_f^2 f_{yf}}{c\gamma_{M1}}\left(1 - \left(\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}}\right)^2\right) \le \frac{\eta f_{yw} h_w t_w}{\sqrt{3}\gamma_{M1}} = 9{,}124 \text{ MN}$$

$$V_{pl,a,Rd} = \frac{\eta f_{yw}}{\sqrt{3}\gamma_{M0}} h_w t_w = 10{,}037 \text{ MN}$$

mit η = 1,2 für Stahlsorten bis einschließlich S460

Beitrag des Steges $V_{bw,Rd}$

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w f_{yw} h_w t_w}{\sqrt{3}\gamma_{M1}}$$

Die Quersteifen der Querrahmen, die die Stegfelder in Nähe des Auflagers P1 und im Feld P1-P2 begrenzen, werden als steif angenommen. Dies ist mit Hilfe des Abschnitts 9 in EN 1993-1-5 zu überprüfen. Die Quersteifen sind in regelmäßigen Abständen von *a* = 7,5 m bzw. *a* = 8,33 m, abhängig von der Spannweite, angeordnet. Nahe des Auflagers P2 hat das erste Teilfeld eine Länge a = 1,5 m.

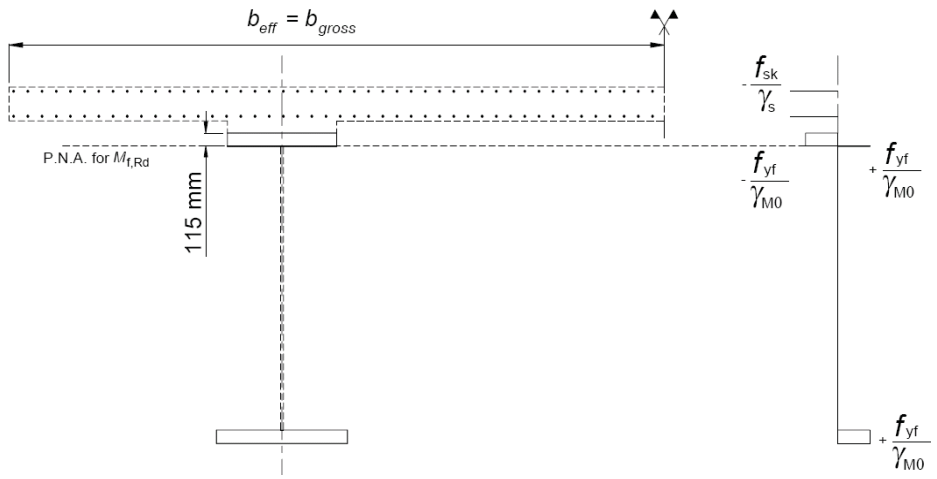


Abbildung 3-8: Bemessungswert der plastischen Momententragfähigkeit $M_{f,Rd}$ der Flansche am Zwischenauflager P2.

$k_{\tau st} = 0$ da es keine Längssteifen gibt

$a/h_w = 0{,}679 \leq 1$

$$k_\tau = 4 + 5{,}34\left(\frac{h_w}{a}\right)^2 + k_{\tau st} = 15{,}592$$

$$\frac{0{,}83}{\eta} = 0{,}692 \leq \bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{37{,}4 t_w \varepsilon_w \sqrt{k_\tau}} = 0{,}954 < 1{,}08$$

$$\Rightarrow \qquad \chi_w = \frac{0{,}83}{\bar{\lambda}_w} = 0{,}87$$

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w f_{yw} h_w t_w}{\sqrt{3}\gamma_{M1}} = 6{,}613 \text{ MN}$$

Beitrag der Flansche $V_{bf,Rd}$

$$V_{bf,Rd} = \frac{b_f t_f^2 f_{yf}}{c\gamma_{M1}}\left(1 - \left(\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}}\right)^2\right)$$

b_f und t_f gelten für den Flansch, der die kleinere Normalkrafttragfähigkeit liefert,

b_f sollte an jeder Stegseite nicht größer als $15 \cdot \varepsilon \cdot t_f$ angenommen werden

Der Untergurt des Querschnittes ist ein Stahlquerschnitt, während es sich beim Obergurt um einen Verbundquerschnitt handelt (Baustahl + Bewehrungsstahl). Für die Berechnung von $V_{bf,Rd}$ sollten in die Formel die Werte des unteren Stahlflansches eingesetzt werden.

Der Bemessungswert der plastischen Momententragfähigkeit $M_{f,Rd}$ des Querschnittes, bestehend aus den Anteilen des Flansches und des Bewehrungsstahls, ist zuerst zu berechnen. $M_{f,Rd}$ wird als $M_{pl,Rd}$ unter Vernachlässigung des Steges berechnet.

Zur Berechnung von $M_{f,Rd}$ wird die Lage der plastischen Nulllinie (PNL) betsimmt:

- Bemessungswert der plastischen Normalkraft der gesamten Plattenbewehrung:

$$N_{su} + N_{sl} = \left(A_{tsur} + A_{tslr}\right)\frac{f_{sk}}{\gamma_s} = 10{,}339 \text{ MN}$$

- Bemessungswert der plastischen Normalkraft des Baustahlobergurtes

$$N_{atf} = A_{atf}\frac{f_{yf}}{\gamma_{M0}} = 23{,}94 \text{ MN}$$

- Bemessungswert der plastischen Normalkraft des Baustahl -Untergurtes:

$$N_{abf} = A_{abf}\frac{f_{yf}}{\gamma_{M0}} = 29{,}925 \text{ MN}$$

- Lage der Plastischen Nulllinie (PNL):

  $N_{abf} + N_{atf} = 53{,}865$ MN $\geq N_{su} + N_{sl}, = 10{,}339$ MN

  und $N_{abf} = 29{,}925$ MN $< N_{atf} + N_{su} + N_{sl}, = 34{,}279$ MN

  In diesem Fall wurde die Lage der PNL im Obergurt ermittelt, mit einem Abstand z_{pl} von der untersten Faser des Untergurtes. Durch Aufstellen des Momentengleichgewichtes um die PNL folgt:

$$z_{pl} = \frac{2hb_{tf} f_{yf} N_{su} + N_{sl} - N_{abf} - N_{atf}}{2b_{tf} f_{yf}} = 2{,}314 \text{ m}$$

EN 1993-1-5, 9.3.5: Schweißnähte

(1) Die Schweißnähte dürfen für den Nennwert des Schubflusses V_{Ed} / h_w bemessen werden, solange V_{Ed} den Wert $\chi_w f_{yw} h_w t \big/ \left(\sqrt{3}\gamma_{M1}\right)$ nicht überschreitet. Bei größeren Werten sind in der Regel die Halsnähte zwischen den Gurten und dem Steg für den Schubfluss $\eta f_{yw} t \big/ \left(\sqrt{3}\gamma_{M1}\right)$ zu bemessen.

(2) Andernfalls sind in der Regel genauere Berechnungen zur Bemessung der Schweißnähte unter Berücksichtigung der Berechnungsmethode (elastisch/plastisch) und Einflüssen aus Theorie II. Ordnung durchzuführen.

EN 1993-1-5, 9.3: Wirkung von Schubspannungen

EN 1993-1-5, 5.5: Nachweis

(1) Der Nachweis ist in der Regel wie folgt zu führen:

$$\eta_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{b,Rd}} \leq 1$$

Dabei ist V_{Ed} der Bemessungswert der einwirkenden Schubkraft aus Querkraft und Torsion.

EN 1994-2, 6.2.2.4(1)

(1) Überschreitet der Bemessungswert der einwirkenden Querkraft V_{Ed} den 0,5fachen Wert der Querkrafttragfähigkeit V_{Rd}, so ist in der Regel der Einfluss der Querkraft auf die Momententragfähigkeit zu berücksichtigen. Die maßgebende Querkrafttragfähigkeit ergibt sich jeweils aus dem kleineren Wert von $V_{pl,Rd}$ nach 6.2.2.2 oder $V_{b,Rd}$ nach 6.2.2.3.

Hinweise zur M-V-Interaktion

Siehe Abschnitt 3.1.2.5.3, Seite 93ff.

EN 1994-2, 6.2.2.4(3)

(3) Für Querschnitte der Klassen 3 und 4 gelten die Regelungen nach EN 1993-1-5, 7.1, wobei die Beanspruchungen des Verbundquerschnitts zu berücksichtigen sind.

EN 1993-1-5, 7.1(2)

(2) Das Interaktionskriterium in (1) gilt in der Regel an jeder Querschnittsstelle, braucht jedoch an Innenstützen von Drucklaufträgern bei Vorhandensein einer Quersteife nur im Bereich außerhalb des Abstandes $h_w/2$ von der Stütze erfüllt zu werden.

Der Bemessungswert der plastischen Momententragfähigkeit der Flansche wird mit Hilfe der oben angegebenen PNL zu $M_{f,Rd}$ = 71,569 MNm berechnet. Daraus folgt:

$$c = a\left(0.25 + \frac{1.6 b_f t_f^2 f_{yf}}{t h_w^2 f_{yw}}\right) = 0{,}545 \text{ m}$$

$$V_{bf,Rd} = \frac{b_f t_f^2 f_{yf}}{c \gamma_{M1}}\left(1 - \left(\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}}\right)^2\right) = 0{,}621 \text{ MN}$$

In diesem Fall ist der Beitrag der Flansche $V_{bf,Rd}$, verglichen mit dem Beitrag des Steges, nicht vernachlässigbar klein. Die Flansche liefern einen Beitrag von 8,6 % an der rechnerischen Querkrafttragfähigkeit des Gesamtquerschnitts. Somit folgt:

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} = 6{,}613 + 0{,}621 = 7{,}234 \text{ MN} \leq \frac{\eta f_{yw} h_w t_w}{\sqrt{3}\gamma_{M1}} = 9{,}124 \text{ MN}$$

$$V_{Rd} = min\,(V_{b,Rd};\ V_{pl,a,Rd}) = min(7{,}234;\ 10{,}037) = 7{,}234 \text{ MN}$$

Zudem sind die folgenden Nachweise zu führen:

- Die Schweißnaht zwischen Steg und Flansch sind für eine Schubspannung von $\frac{\eta f_{yw}}{\gamma_{M1}\sqrt{3}} t_w$ pro Längeneinheit zu bemessen;
- Die Quersteifen und ggf. auch die Längssteifen entlang der Stegblechränder sollten sich wie starre Auflagersteifen verhalten;

Die Flansche werden infolge Biegebeanspruchung des Querschnitts nicht vollständig ausgenutzt (d.h. $M_{Ed} \leq M_{f,Rd}$, im vorliegenden Beispiel: M_{Ed} = 65,44 MNm ≤ $M_{f,Rd}$ = 71,569 MNm)

Querschnittsnachweis

Der Nachweis wird wie folgt geführt:

$$V_{Ed} = 6{,}087 \text{ MN} \leq V_{Rd} = min\,(7{,}234;\ 10{,}037) = 7{,}234 \text{ MN}$$

$$\eta_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} = 0{,}841 \leq 1$$

⇒ **Nachweis erbracht!**

3.1.5.5.3 M-V-Interaktion

$$V_{Ed} = 6{,}087 \text{ MN} \geq 0{,}5\ V_{Rd} = 3{,}617 \text{ MN}$$

Eine Überprüfung der M-V Interaktion ist erforderlich.

$$\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} = 0{,}914 \leq 1$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}} = 0{,}893 \leq 1$$

Da $M_{Ed} < M_{f,Rd}$ liegt gemäß EN 1993-1-5, 7.1 (1) keine Interaktion vor. Dies bedeutet, dass die Flansche ausreichen, um die Momententragfähigkeit alleine aufzunehmen, so dass der gesamte Steg für die Querkrafttragfähigkeit angesetzt werden kann.

Die Flansche des Stahlträgers nehmen das Biegemoment auf und der Steg die Querkraft.

⇒ **Es gibt keine Interaktion.**

Hinweise zur Querschnittsklassifizierung

Siehe Abschnitt 3.1.5.4, Seite 111ff.

Hinweise zum Nachweis der Momententragfähigkeit

Siehe Abschnitt 3.1.2.5.1, Seite 87f. und Abschnitt 3.1.5.5.1, Seite 115ff.

3.1.5.6 Teilfeld 2 - Geometrie

Folgt dem selben Ablauf wie für Teilfeld 1 (vgl. Abschnitt 3.1.5.1)

Am Brückepfeiler P2 befindet sich der Betongurt im GZT vollständig in der Zugzone. Sein Beitrag an der Querschnittstragfähigkeit wird daher vernachlässigt.

Die Querschnittsgeometrie des Teilfeldes 2 ist die selbe wie die des Teilfeldes 1. Nur die Länge des Feldes ändert sich mit a = 2,5 m.

3.1.5.7 Teilfeld 2 - Materialeigenschaften

Siehe Abschnitt 3.1.5.2.

Die Materialeigenschaften des Querschnittes des Teilfeldes 2 sind die selben, wie die des Teilfeldes 1.

3.1.5.8 Teilfeld 2 - Schnittgrößen

Die Schnittgrößen in diesem Abschnitt sind (vgl. Abbildung 2-31 und Abbildung 2-32):

M_{Ed} = 58,222 MNm (am Innenauflager P2: x = 111.5 m)

V_{Ed} = 5,843 MN (am Innenauflager P2: x = 111.5 m)

3.1.5.9 Teilfeld 2 - Ermittlung der Querschnittsklasse

Siehe Abschnitt 3.1.5.4.

Da sich die Geometrie des Querschnittes im Teilfeld 2 gegenüber Teilfeld 1 nicht ändert, ist die Querschnittsklasse identisch.

3.1.5.10 Teilfeld 2 - Elastische Querschnittsberechnung

3.1.5.10.1 Nachweis der Momententragfähigkeit

Die Nachweise des Plattenbeulens des Teilfeldes ist für die Beanspruchung in einem Abstand von 0,4 · a bzw. 0,5 · b vom Auflager zu führen: *min(0,4a ; 0,5b) = min(1 ; 1,105)* = 1 m

Der Wert des Biegemomentes ergibt sich damit zu: M_{Ed} *(min(0,4a ; 0,5b))* = 53,659 MNm.

Damit kann die Spannung in jedem Teil des Querschnittes ermittelt werden:

$$\sigma_{abfleff} = \frac{-M_{a,Ed} h_{a.seff}}{I_{a.eff}} + \frac{-M_{c,Ed} h_{seff}}{I_{eff}} = 259{,}181 \text{ N/mm}^2 \leq f_{ydf} = 315 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{abfueff} = \frac{-M_{a,Ed}(h_{a.seff} - t_f)}{I_{a.eff}} + \frac{-M_{c,Ed}(h_{seff} - t_f)}{I_{eff}} = 238{,}5 \text{ N/mm}^2$$

$$\leq \min\left(f_{ydf}; f_{ydw}\right) = 315 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{atfleff} = \frac{M_{a,Ed}(h - t_f - h_{a.seff})}{I_{a.eff}} + \frac{M_{c,Ed}(h - t_f - h_{seff})}{I_{eff}} = |\text{-}243{,}1| \text{ N/mm}^2$$

$$\leq \min\left(f_{ydf}; f_{ydw}\right) = 315 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{atfueff} = \frac{M_{a,Ed}(h - h_{a.seff})}{I_{a.eff}} + \frac{M_{c,Ed}(h - h_{seff})}{I_{eff}} = |\text{-}263{,}835| \text{ N/mm}^2$$

$$\leq f_{ydf} = 315 \text{ N/mm}^2$$

Hinweise zum Nachweis der Querkrafttragfähigkeit

Siehe Abschnitt 3.1.2.5.2, Seite 89ff.

$$\sigma_{tslreff} = \frac{M_{c,Ed}(h + c_{lr} - h_{seff})}{I_{eff}} = |\text{-}145{,}378| \text{ N/mm}^2 \leq f_{sd} = 434{,}783 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{tsureff} = \frac{M_{c,Ed}(h + e - c_{ur} - h_{seff})}{I_{eff}} = |\text{-}170{,}141| \text{ N/mm}^2 \leq f_{sd} = 434{,}783 \text{ N/mm}^2$$

Die Biegetragfähigkeit des Querschnitts ist durch die Tragfähigkeit des oberen Flansches begrenzt:

$$\eta_1 = \frac{\left|\sigma_{atfueff}\right|}{f_{ydf}} = 0{,}838 \leq 1$$

⇒ **Nachweis erbracht!**

3.1.5.10.2 Nachweis der Querkrafttragfähigkeit

Der Steg sollte auf Schubbeulen nachgewiesen werden falls:

$$\frac{h_w}{t_w} = 116.316 > \frac{31}{\eta}\varepsilon_w\sqrt{k_t} = 62.035 \rightarrow \text{Nachweis erforderlich}$$

Der maximale Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit ist gegeben durch

$V_{Rd} = min\ (V_{b,Rd};\ V_{pl,a,Rd})$

mit $V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq \frac{\eta f_{yw} h_w t_w}{\sqrt{3}\gamma_{M1}} = 9{,}124$ MN

$V_{pl,a,Rd} = 10{,}037$ MN

mit η = 1,2 für Stahlsorten bis einschließlich S460

Beitrag des Steges $V_{bw,Rd}$

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w f_{yw} h_w t_w}{\sqrt{3}\gamma_{M1}}$$

Die Quersteifen der Querrahmen, die die Stegfelder in Nähe des Auflagers P2 und im Feld P1-P2 begrenzen, werden als steif angenommen. Dies ist mit Hilfe des Abschnitts 9 in EN 1993-1-5 zu überprüfen. Die Quersteifen sind in regelmäßigen Abständen von *a* = 7,5 m angeordnet. Nahe des Auflagers P2 hat das zweite Teilfeld eine Länge von a = 2,5 m.

$k_{\tau st} = 0$, da keine Längssteifen vorhanden sind.

$a/h_w = 1{,}131 \geq 1$

$$k_\tau = 5.34 + 4\left(\frac{h_w}{a}\right)^2 + k_{\tau st} = 8{,}466$$

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{37.4 t_w \varepsilon_w \sqrt{k_\tau}} = 1{,}295 \geq 1{,}08$$

$$\Rightarrow \quad \chi_w = \frac{1.37}{\left(0.7 + \bar{\lambda}_w\right)} = 0{,}687$$

$V_{bw,Rd} = = 5{,}221$ MN

Hinweise zur M-V-Interaktion

Siehe Abschnitt 3.1.2.5.3, Seite 93 und Abschnitt 3.1.5.5.3, Seite 125.

Beitrag der Flansche $V_{bf,Rd}$

Der Bemessungswert der plastischen Momententragfähigkeit der Flansche wird mit Hilfe der in Abschnitt 3.1.5.5.2 angegebenen PNL zu $M_{f,Rd}$ = 71,569 MNm ermittelt.

$$c = a\left(0.25 + \frac{1.6 b_f t_f^2 f_{yf}}{t h_w^2 f_{yw}}\right) = 0{,}909 \text{ m}$$

$$V_{bf,Rd} = \frac{b_f t_f^2 f_{yf}}{c\gamma_{M1}}\left(1 - \left(\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}}\right)^2\right) = 0{,}769 \text{ MN}$$

In diesem Fall beträgt der Beitrag der Flansche $V_{bf,Rd}$ 12,8 % am Bemessungswert der gesamten Querkrafttragfähigkeit und ist somit nicht vernachlässigbar. Daraus folgt:

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} = 5{,}221 + 0{,}769 = 5{,}99 \text{ MN} \le \frac{\eta f_{yw} h_w t_w}{\sqrt{3}\gamma_{M1}} = 9{,}124 \text{ MN}$$

$$V_{Rd} = min\,(V_{b,Rd};\ V_{pl,a,Rd}) = min(5{,}99;\ 9{,}124) = 5{,}99 \text{ MN}$$

Die Flansche werden für die Momententragfähigkeit des Querschnitts nicht vollständig ausgenutzt (d.h. $M_{Ed} \le M_{f,Rd}$, im vorliegenden Beispiel: M_{Ed} = 58,222 MNm ≤ $M_{f,Rd}$ = 71,569 MNm)

Querschnittsnachweis

Der Nachweis wird wie folgt geführt:

$$V_{Ed} = 5{,}843 \text{ MN} \le V_{Rd} = min\,(5{,}99;\ 10{,}037) = 5{,}99 \text{ MN}$$

$$\eta_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} = 0{,}975 \le 1$$

⇒ **Nachweis erbracht!**

3.1.5.10.3 M-V-Interaktion

$$V_{Ed} = 5{,}843 \text{ MN} \ge 0{,}5\ V_{Rd} = 2{,}995 \text{ MN}$$

Die M-V-Interaktion muss berücksichtigt werden.

$$\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} = 0{,}814 \le 1\ ; \quad \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}} = 0{,}975 \le 1$$

Da $M_{Ed} < M_{f,Rd}$ liegt gemäß EN 1993-1-5, 7.1 (1) keine Interaktion vor. Dies bedeutet, dass die Flansche ausreichen, um eine ausreichende Momententragfähigkeit zu gewährleisten, so dass der gesamte Steg für die Querkrafttragfähigkeit angesetzt werden kann.

Die Flansche des Stahlträgers nehmen das Moment auf und der Steg die Querkraft.

⇒ **Es gibt keine Interaktion.**

3.1.5.11 Teilfeld 3 - Geometrie

Folgt dem selben Ablauf wie Teilfeld 1 (vgl. Abschnitt 3.1.5.1)

Am Brückenpfeiler P2 befindet sich der Betongurt im GZT vollständig in der Zugzone. Sein Beitrag an der Querschnittstragfähigkeit wird daher vernachlässigt.

Die Querschnittsgeometrie des Teilfeldes 3 ist die selbe wie die des Teilfeldes 1. Nur die Länge des Feldes ändert sich mit a = 4,333 m.

Hinweise zur Querschnittsklassifizierung

Siehe Abschnitt 3.1.5.4, Seite 111ff.

Hinweise zum Nachweis der Momententragfähigkeit

Siehe Abschnitt 3.1.2.5.1, Seite 87f. und Abschnitt 3.1.5.5.1, Seite 115ff.

3.1.5.12 Teilfeld 3 - Materialeigenschaften

Siehe Abschnitt 3.1.5.2.

Die Materialeigenschaften des Querschnittes des Teilfeldes 3 sind die selben, wie die des Teilfeldes 1.

3.1.5.13 Teilfeld 3 - Schnittgrößen

Die Schnittgrößen dieses Brückenabschnittes sind (siehe Abbildung 2-31 und Abbildung 2-32):

M_{Ed} = 47,188 MNm (am Innenauflager P2: x = 114 m)

V_{Ed} = 5,435 MN (am Innenauflager P2: x = 114 m)

3.1.5.14 Teilfeld 3 - Ermittlung der Querschnittsklasse

Siehe Abschnitt 3.1.5.4.

Da sich die Geometrie des Querschnittes im Teilfeld 3 gegenüber Teilfeld 1 nicht ändert, ist die Querschnittsklasse identisch.

3.1.5.15 Teilfeld 3 - Elastische Querschnittsberechnung

3.1.5.15.1 Nachweis der Momententragfähigkeit

Die Nachweise des Plattenbeulens des Teilfeldes ist für die Beanspruchung in einem Abstand von 0,4 · a oder 0,5 · b zu führen : *min(0,4a ; 0,5b) = min(1,733 ; 1,105)* = 1,105 m

Der Wert des Biegemomentes ergibt sich dann zu: M_{Ed} *(min(0,4 · a ; 0,5 · b))* = 42,707 MNm. Damit kann die Spannung in jedem Teil des Querschnittes ermittelt werden:

$$\sigma_{abfleff} = \frac{-M_{a,Ed}\,h_{a.seff}}{I_{a.eff}} + \frac{-M_{c,Ed}\,h_{seff}}{I_{eff}} = 209{,}7 \text{ N/mm}^2 \leq f_{ydf} = 315 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{abfueff} = \frac{-M_{a,Ed}\,(h_{a.seff} - t_f)}{I_{a.eff}} + \frac{-M_{c,Ed}\,(h_{seff} - t_f)}{I_{eff}} = 193{,}1 \text{ N/mm}^2 \leq \min\left(f_{ydf}\,;\,f_{ydw}\right) = 315 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{atfleff} = \frac{M_{a,Ed}\,(h - t_f - h_{a.seff})}{I_{a.eff}} + \frac{M_{c,Ed}\,(h - t_f - h_{seff})}{I_{eff}} = |\text{-}195{,}1| \text{ N/mm}^2$$

$$\leq \min\left(f_{ydf}\,;\,f_{ydw}\right) = 315 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{atfueff} = \frac{M_{a,Ed}\,(h - h_{a.seff})}{I_{a.eff}} + \frac{M_{c,Ed}\,(h - h_{seff})}{I_{eff}} = |\text{-}211{,}8| \text{ N/mm}^2 \leq f_{ydf} = 315 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{tslreff} = \frac{M_{c,Ed}\,(h + c_{lr} - h_{seff})}{I_{eff}} = |\text{-}123{,}815| \text{ N/mm}^2 \leq f_{sd} = 434{,}8 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{tsureff} = \frac{M_{c,Ed}\,(h + e - c_{ur} - h_{seff})}{I_{eff}} = |\text{-}144{,}905| \text{ N/mm}^2 \leq f_{sd} = 434{,}8 \text{ N/mm}^2$$

Die Biegetragfähigkeit des Querschnitts ist durch die Tragfähigkeit des oberen Flansches begrenzt:

$$\eta_1 = \frac{\left|\sigma_{atfueff}\right|}{f_{ydf}} = 0{,}672 \leq 1$$

⇒ **Nachweis erbracht!**

Hinweise zum Nachweis der Querkrafttragfähigkeit

Siehe Abschnitt 3.1.2.5.2, Seite 89ff.

3.1.5.15.2 Nachweis der Querkrafttragfähigkeit

Der Steg sollte auf Schubbeulen nachgewiesen werden falls:

$$\frac{h_w}{t_w} = 116{,}316 > \frac{31}{\eta}\varepsilon_w\sqrt{k_t} = 53{,}856 \rightarrow \text{Nachweis erforderlich}$$

Der maximale Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit ist gegeben durch

$$V_{Rd} = min\ (V_{b,Rd};\ V_{pl,a,Rd})$$

mit $$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq \frac{\eta f_{yw} h_w t_w}{\sqrt{3}\gamma_{M1}} = 9{,}124 \text{ MN}$$

$$V_{pl,a,Rd} = \frac{\eta f_{yw}}{\sqrt{3}\gamma_{M0}} h_w t_w = 10{,}037 \text{ MN}$$

mit η = 1,2 für Stahlsorten bis einschließlich S460

Beitrag des Steges $V_{bw,Rd}$

$k_{\tau st} = 0$, da keine Längssteifen vorhanden sind

$$a/h_w = 1{,}961 \geq 1$$

$$k_\tau = 5.34 + 4\left(\frac{h_w}{a}\right)^2 + k_{\tau st} = 6{,}381$$

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{37{,}4 t_w \varepsilon_w \sqrt{k_\tau}} = 1{,}492 \geq 1{,}08$$

$$\Rightarrow \quad \chi_w = \frac{1{,}37}{\left(0{,}7 + \bar{\lambda}_w\right)} = 0{,}625$$

$$V_{bw,Rd} = = 4{,}753 \text{ MN}$$

Beitrag der Flansche $V_{bf,Rd}$

Der Bemessungswert der plastischen Momententragfähigkeit der Flansche wird mit Hilfe der in Abschnitt 3.1.5.5.2 angegebenen PNL zu $M_{f,Rd}$ = 71,569 MNm ermittelt.

$$c = a\left(0{,}25 + \frac{1{,}6 b_f t_f^2 f_{yf}}{t h_w^2 f_{yw}}\right) = 1{,}576 \text{ m}$$

$$V_{bf,Rd} = \frac{b_f t_f^2 f_{yf}}{c\gamma_{M1}}\left(1 - \left(\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}}\right)^2\right) = 0{,}742 \text{ MN}$$

In diesem Fall beträgt der Beitrag der Flansche $V_{bf,Rd}$ 13,5 % am Bemessungswert der gesamten Querkrafttragfähigkeit des Querschnitts und ist somit nicht vernachlässigbar. Daraus folgt:

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} = 4{,}753 + 0{,}742 = 5{,}494 \text{ MN} \leq \frac{\eta f_{yw} h_w t_w}{\sqrt{3}\gamma_{M1}} = 9{,}124 \text{ MN}$$

$$V_{Rd} = min\ (V_{b,Rd};\ V_{pl,a,Rd}) = min(5{,}494;\ 10{,}037) = 5{,}494 \text{ MN}$$

Die Flansche werden für die Momententragfähigkeit des Querschnitts nicht vollständig ausgenutzt (d.h. $M_{Ed} \leq M_{f,Rd}$, im vorliegenden Beispiel: M_{Ed} = 47,188 MNm ≤ $M_{f,Rd}$ = 71,569 MNm)

Hinweise zur M-V-Interaktion

Siehe Abschnitt 3.1.2.5.3, Seite 93 und Abschnitt 3.1.5.5.3, Seite 125.

Querschnittsnachweis

Der Nachweis wird wie folgt geführt:

$$V_{Ed} = 5{,}435 \text{ MN} \leq V_{Rd} = min\,(5{,}494;\ 10{,}037) = 5{,}494 \text{ MN}$$

$$\eta_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} = 0{,}989 \leq 1$$

⇒ **Nachweis erbracht!**

3.1.5.15.3 M-V-Interaktion

$$V_{Ed} = 5{,}435 \text{ MN} \geq 0{,}5 \cdot V_{Rd} = 2{,}747 \text{ MN}$$

Die M-V-Interaktion muss berücksichtigt werden.

$$\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} = 0{,}659 \leq 1\ ; \quad \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}} = 1{,}106 \geq 1\ ; \quad \frac{V_{Ed}}{V_{b.Rd}} = 0{,}989 \leq 1$$

Da $M_{Ed} < M_{f,Rd}$ liegt gemäß EN 1993-1-5, 7.1 (1) keine Interaktion vor. Dies bedeutet, dass die Flansche ausreichen, um eine ausreichende Momententragfähigkeit zu gewährleisten, so dass der gesamte Steg für die Querkrafttragfähigkeit angesetzt werden kann.

Die Flansche des Stahlträgers nehmen dann das Biegemoment auf und der Steg die Querkraft.

⇒ **Es gibt keine Interaktion.**

3.2 Hohlkastenbrücke

3.2.1 Allgemeines

Aufgrund des Momenten- und Querkraftverlaufes im Grenzzustand der Tragfähigkeit GZT (siehe Abbildung 2-36 und Abbildung 2-37), wurden zwei maßgebende Nachweisstellen ausgesucht, die in Abbildung 3-2 dargestellt sind:

- Feldmitte P1-P2, siehe Abschnitt 3.2.2
- Zwischenauflager P3, siehe Abschnitt 3.2.3

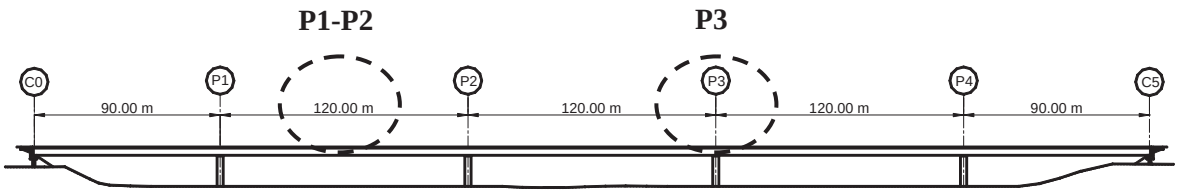


Abbildung 3-9: Überprüfte Nachweisstellen der Hohlkastenbrücke.

Für diese beiden Nachweisstellen wurde jeweils der sich zwischen zwei Querausteifungen befindliche Brückenabschnitt nachgewiesen.

3.2.2 Querschnittsnachweis in Feldmitte P1-P2

3.2.2.1 Geometrie

In Feldmitte P1-P2 steht die Betonplatte im Grenzzustand der Tragfähigkiet (GZT) fast über ihre gesamte Höhe unter Druck, deshalb kann sie zur Ermittlung der Querschnittstragfähigkeit berücksichtigt werden.

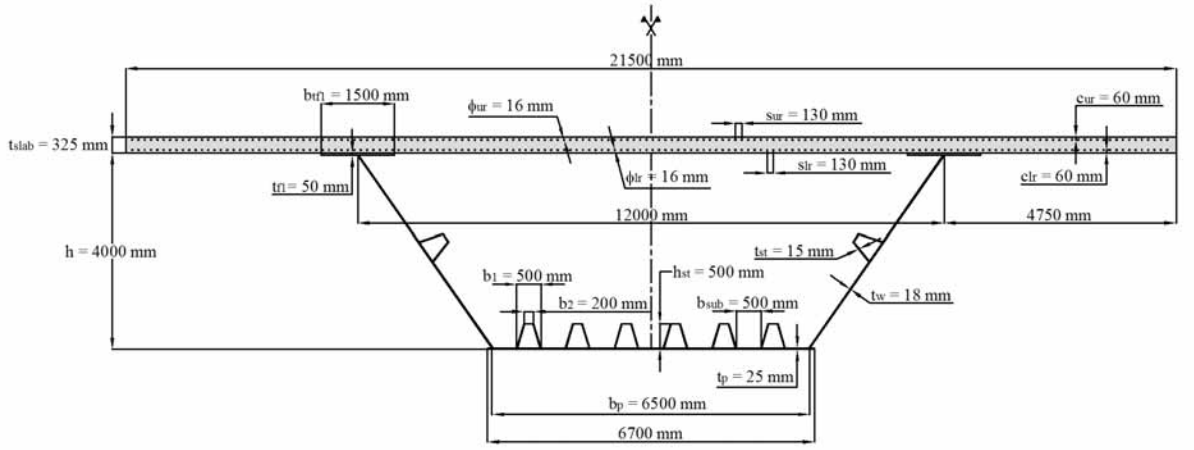


Abbildung 3-10: Querschnitt der Hohlkastenbrücke in Feldmitte P1-P2.

Allgemeine Eigenschaften der Hohlkastenbrücke im Querschnitt P1-P2	**Hauptflächen der verschiedenen Teile des Verbundquerschnittes**
$L_1 = L_2 = 120$ m	$A_{atf} = t_{tf} b_{tf} = 0{,}075$ m²
a = 4 m	$A_{aw} = t_w h_w = 0{,}086$ m²
h = 4 m	$A_{st.w} = 2h_{st.w} t_{st.v.w} + b_{2.st.w} t_{st.w} = 184{,}451$ cm²
$h_w = \frac{(h - t_{t.tf} - t_p)}{\cos(\theta_w)} = 4{,}763$ m	$A_{abf} = t_p b_p = 0{,}163$ m²
$t_w = 18$ mm	$A_{sur} = \frac{\pi d_{ur}^2}{4} = 2{,}011$ cm²
$b_p = 6500$ mm	$A_{tsur} = n_{ur} A_{sur} = 332{,}525$ cm²
$t_p = 25$ mm	$A_{slr} = \frac{\pi d_{lr}^2}{4} = 2{,}011$ cm²
$t_{slab} = 32{,}5$ cm	$A_{tslr} = n_{lr} A_{slr} = 332{,}525$ cm²
$\phi_{ur} = 16$ mm	$A_c = t_{slab} b_{slab} = 6{,}987$ m²
$\phi_{lr} = 16$ mm	(siehe Anmerkung und Abbildung 3-10)
$s_{ur} = 130$ mm	
$s_{lr} = 130$ mm	
$c_{ur} = 60$ mm	
$c_{lr} = 60$ mm	
$b_{slab} = 21{,}5$ m	

3.2.2.2 Materialeigenschaften

Baustahl

$f_y(t_w)$ = 345 N/mm² da 16 mm < t_w = 18 mm ≤ 40 mm (vgl. Tabelle 2-4)

$$\varepsilon(t_w) = \sqrt{\frac{235N/mm^2}{f_y(t_w)}} = 0{,}825$$

$f_y(t_p)$ = 345 N/mm² da 16 mm < t_p = 25 mm ≤ 40 mm (vgl. Tabelle 2-4)

$$\varepsilon(t_p) = \sqrt{\frac{235N/mm^2}{f_y(t_p)}} = 0{,}825$$

$f_y(t_{tf})$ = 335 N/mm² da 40 mm < t_{tf} = 50 mm ≤ 63 mm (vgl. Tabelle 2-4)

$$\varepsilon(t_{tf}) = \sqrt{\frac{235N/mm^2}{f_y(t_{tf})}} = 0{,}838$$

$f_y(t_{st.w})$ = 315 N/mm² da $t_{st.w}$ = 15 mm ≤ 16 mm (vgl. Tabelle 2-4)

$$\varepsilon(t_{st.w}) = \sqrt{\frac{235N/mm^2}{f_y(t_{st.w})}} = 0{,}814$$

$$f_{yd}(t_w) = \frac{f_y(t_w)}{\gamma_{M0}} = 345 \text{ N/mm}^2, \quad f_{yd}(t_p) = \frac{f_y(t_p)}{\gamma_{M0}} = 345 \text{ N/mm}^2,$$

$$f_{yd}(t_{tf}) = \frac{f_y(t_{tf})}{\gamma_{M0}} = 335 \text{ N/mm}^2, \quad f_{yd}(t_{st.w}) = \frac{f_y(t_{st.w})}{\gamma_{M0}} = 355 \text{ N/mm}^2$$

E_a = 210000 N/mm²

Beton

f_{ck} = 35 N/mm²

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 23{,}333 \text{ N/mm}^2$$

E_{cm} = 34077 N/mm²

$$n = \frac{E_a}{E_{cm}} = \frac{210000}{34077} = 6{,}163$$

Bewehrung

f_{sk} = 500 N/mm²

$$f_{sd} = \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = 434{,}734 \text{ N/mm}^2$$

$E_s = E_a$ = 210000 N/mm²

3.2.2.3 Schnittgrößen

Die Schnittgrößen im GZT, berechnet im gerissenen Zustand (vgl. Abschnitt 2.4.2.6.2) und unter Berücksichtigung des Bauablaufes, ergeben sich für den gesamten Querschnitt wie folgt, vgl. Abbildung 2-36 und Abbildung 2-37:

Hinweise zur Querschnittsklassifizierung

Siehe Abschnitt 3.1.5.4, Seite 111ff.

M_{Ed} = 2 · 150,4 MNm = 300,8 MNm für die gesamte Brücke

V_{Ed} = 2 · 2,697 MN = 5,4 MN

d.h. $V_{\frac{Ed.proj}{2}} = \frac{V_{Ed}}{2\cos(\theta_w)} = 3{,}273$ MN in jedem Stahlsteg unter Berücksichtigung der Schrägstellung

Dabei ist $\theta_w = a\tan(\frac{12-b_p}{2h}) = 0{,}602 = 34{,}509°$

3.2.2.4 Einfluss der Schubverzerrung

Überprüfung, ob Schubverzerrung berücksichtigt werden muss:

Spannweite der Brückenfelder:	L_1 = 120 m und L_2 = 120 m
Effektive Länge:	L_e = 0,7 L_2= 84 m
Berücksichtigte Breite:	$b_0 = b_p/2$ = 3,25 m

⇒ $b_0 < L_e/50$ Bedingung nicht erfüllt! Schubverzerrung muss berücksichtigt werden:

Schubverzerrungsparameter:

$$\alpha°_0 := \sqrt{1 + \frac{\frac{A_{sl}}{2}}{b_0 \cdot t_p}} = 1{,}297$$

$$\kappa := \alpha°_0 \cdot \frac{b_0}{L_e} = 0{,}05$$

$$\beta_{ult} := \begin{cases} 1 & \text{if } \kappa \le 0{,}02 \\ \dfrac{1}{1 + 6\cdot\left(\kappa - \dfrac{1}{2500\cdot\kappa}\right) + 1{,}6\cdot\kappa^2} & \text{if } 0{,}02 < \kappa \le 0{,}7 \\ \dfrac{1}{8{,}6\cdot\kappa} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\beta_{ult} = 0{,}795$$

$$\beta_{ult}^{\kappa} = 0{,}989$$

3.2.2.5 Querschnittsklassifizierung

Aufgrund des positiven Momentes im Feld steht die Betongurt unter Druck. Der Obergurt des Baustahlquerschnitts ist mit der Fahrbahnplatte voll verdübelt und enspricht somit der Klasse 1. Zur Klassifizierung des Stahlsteges wird die Lage der plastischen Nulllinie (PNL) wie folgt ermittelt:

- Bemessungswert des plastischen Widerstandes des Untergurtes:

$$N_{a.bf} = \left(n_{st}\left[t_{st} f_{yd}(t_{st.w})(b_2 + 2b_3) + t_p f_{yd}(t_p)(b_1 + b_{sub})\right] + t_p f_{yd}(t_p)(0.2m + b_{sub})\right)\beta_{ult}^{\kappa} = 95{,}967 \text{ MN}$$

- Bemessungswert des plastischen Widerstandes der beiden Stege:

$$N_{a.w} = 2\left[(h - t_{tf} - t_p)t_{w.h} f_{yd}(t_w)\right] = 59{,}158 \text{ MN}$$

Bestimmung der Lage der plastischen Nulllinie (PNL) unter negativer Momentenbeanspruchung

BEZIEHUNGEN ZWISCHEN DEN NORMALKRÄFTEN IN DEN EINZELNEN QUERSCHNITTSTEILEN	LAGE DER PLASTISCHEN NULLLINIE (PNL)
$N_{abf} \geq N_{aw} + N_{atf} + N_c$	PNL im Untergurt
$N_{abf} + N_{aw} \geq N_{aft} + N_c$ and $N_{abf} < N_{aw} + N_{atf} + N_c$	PNL im Steg
$N_a \geq N_c$ und $N_{abf} + N_{aw} < N_{atf} + N_c$	PNL im Obergurt
$N_c > N_{abf} + N_{aw} + N_{atf}$	PNL in der Platte

Hinweise zum Nachweis der Momententragfähigkeit

Siehe Abschnitt 3.1.2.5.1, Seite 87f. und Abschnitt 3.1.5.5.1, Seite 115ff.

Hinweise zum Nachweis der Querkrafttragfähigkeit

Siehe Abschnitt 3.1.2.5.2, Seite 89ff.

- Bemessungswert des plastischen Widerstandes der beiden Baustahlobergurte 1:

  $N_{a.tf} = 2b_{tf}t_{tf}f_{yd}(t_{tf}) = 59{,}158$

- Bemessungswert des Betondruckwiderstandes:

  $N_c := 0{,}85 \cdot t_{slab} \cdot b_{slab} \cdot f_{cd} = 138{,}585 \cdot MN$

- Lage der plastischen Nulllinie (PNL):

  $N_{abf} + N_{aw} + N_{atf} = 206{,}484$ MN $\geq N_c = 138{,}585$ MN

  und $N_{abf} + N_{aw} = 156{,}234$ MN $< N_c + N_{atf} = 188{,}835$ MN

  In diesem Fall wird die Lage der PNL im Obergurt mit einem Abstand z_{pl} von der untersten Faser des Untergurtes bestimmt. Aus einem Aufstellen des Kräftegleichgewichtes um die PNL folgt:

  $$z_{pl} = \frac{4hb_{tf}f_{yd}(t_{tf}) + N_c - N_{a.bf} - N_{a.w} - N_{a.tf}}{4b_{tf}f_{yd}(t_{tf})} = 3{,}967 \text{ m}$$

  Der gesamte Steg steht unter Zug.

Fazit: Der Querschnitt in Feldmitte P1-P2 ist in Klasse 1 und wird durch eine plastische Berechnung nachgewiesen.

3.2.2.6 Nachweis der Momententragfähigkeit

Der Bemessungswert des plastischen Momentenwiderstands wird aus der Lage der PNL berechnet (vgl. Abschnitt 3.2.2.5):

$$M_{pl,Rd} = N_{a.bf}\left(z_{pl} - \frac{t_p}{2}\right) + N_{a.w}\left(z_{pl} - \frac{\left(h - t_{tf} + t_p\right)}{2}\right) + N_c\left(h + \frac{t_{slab}}{2} - z_{pl}\right) + \frac{\left(h - z_{pl}\right)^2}{2}b_{tf}f_{yd}(t_{tf}) + \frac{\left(h - t_f - z_{pl}\right)^2}{2}b_{tf}f_{yd}(t_{tf}) = 524{,}044 \text{ MNm}$$

Die Druckbewehrung in der Betonplatte wird gemäß EN 1994-2, 6.2.1.2(1) vernachlässigt. Der Nachweis ergibt sich somit wie folgt:

$M_{Ed} = 300{,}8$ MNm $\leq M_{pl,Rd} = 524{,}044$ MNm

⇒ **Nachweis erbracht!**

3.2.2.7 Nachweis der Querkrafttragfähigkeit

Der Steg des Kastenquerschnitts ist im Mittelfeld P1-P2 ($a_w = 4$ m) an beiden Seiten durch Quersteifen ausgesteift.

Nachweis des Gesamtfeldes

Zur Ermittlung des Schubbeulwertes des gesamten Stegblechfeldes muss das Flächenträgheitsmoment der Längssteifen des Steges gemäß Bild 5.3 in EN 1993-1-5 berechnet werden:

$$15\varepsilon\left(t_w\right)t_w = 0{,}223 \text{ m} \leq \frac{b_{1.st.w}}{2} = 0{,}25 \text{ m}$$

Die elastische Nulllinie der Längssteifen im Steg ergibt sich, unter Berücksichtigung einer mittragenden Breite $15\varepsilon(t_w)t_w$ auf beiden Seiten der Steife, zu:

$$z_{st.w} = \frac{2h_{st.w}t_{st.v.w}\left(\frac{h_{st.w}+t_w}{2}\right) + b_{2.st.w}t_{st.w}\left(h_{st.w}+\frac{t_w}{2}\right)}{2h_{st.w}t_{st.v.w} + b_{2.st.w}t_{st.w} + 4\cdot 15\varepsilon(t_w)t_w^2} = 0{,}158 \text{ m}$$

Das Flächenträgheitsmoment der Längssteife des Steges bestimmt sich somit zu:

$$I_{st.w} = I_{sl.w} = b_{2.st.w}t_{st.w}(h_{st.w} - z_{st.w})^2 + 2\left[\frac{t_{st.v.w}h_{st.w}^3}{12} + t_{st.w}h_{st.w}(\frac{h_{st.w}}{2} - z_{st.w})^2\right] + 4\cdot 15\varepsilon(t_w)t_w t_w z_{st.w}^2$$

$= 9{,}829\ 10^{-4}\ \text{m}^4$

Aufgrund des Seitenverhältnisses $\alpha_w = \frac{a_w}{h_w} = 0{,}84 \leq 3$ und da der Steg nur eine Steife besitzt, ergibt sich der Schubbeulwert gemäß EN 1993-1-5 Anhang 3 (2) zu:

$$k_{\tau.w} = 4{,}1 + \frac{6{,}3 + 0{,}18\frac{I_{sl.w}}{t_w^3 h_w}}{\alpha_w^2} + 2{,}2\sqrt[3]{\frac{I_{sl,w}}{t_w^3 h_w}} = 29{,}287$$

Die Quersteifen der aussteifenden Rahmens, welche das Stegblechfeld nahe dem Mittelfeld P1-P2 begrenzen, werden als starr angenommen.

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{4763}{18} = 264{,}617 > \frac{31}{\eta}\varepsilon(t_w)\sqrt{k_{\tau.w}} = 115{,}383$$

Der ausgesteifte Steg muss auf Querkraft nachgewiesen werden.

Der Schlankheitsgrad des gesamten ausgesteiften Stegblechfeldes:

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{37.4t_w\varepsilon(t_w)\sqrt{k_{\tau.w}}} = 1{,}584$$

Anmerkung: Alternativ dazu kann der Schlankheitsgrad über die Schubbeulspannung ermittelt werden, was zum gleichen Ergebnis führt, wie im Folgenden gezeigt wird.

Die elastische kritische Schubbeulspannung ergibt sich zu:

$$\tau_{cr} = k_{\tau.w}\sigma_E = 78{,}384 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{mit } \sigma_E = \frac{\pi^2 E_a t_w^2}{12(1-\nu^2)h_w^2} = 2{,}711 \text{ N/mm}^2$$

$$\Rightarrow \qquad \bar{\lambda}_w = \sqrt{\frac{f_y(t_w)}{\tau_{cr}\sqrt{3}}} = 1{,}584$$

Nachweis der Teilfelder

Es ist möglich, dass sich die zwei Teilfelder kritischer verhalten als das gesamte ausgesteifte Blechfeld. Dementsprechend müssen die zwei Teilfelder ebenfalls überprüft werden. Da die Stegsteife in der Mitte des Steges angeordnet ist, haben die zwei Teilfelder dieselbe Breite und denselben Schlankheitsgrad.

Gemäß EN 1993-1-5 Anhang 3 (1), da das Seitenverhältnis $\alpha_w = \frac{a_w}{b_{spw}} = \frac{4}{2{,}016} = 1{,}984 \geq 1$ ist, ist der Schubbeulwert:

$$k_{\tau.w.sp} = 5.34 + 4\left(\frac{b_{w.sp}}{a_w}\right)^2 = 6{,}356$$

EN 1993-1-1, 6.2.6: Querkraftbeanspruchung

(1) Für den Bemessungswert der einwirkenden Querkraft V_{Ed} ist in der Regel an jedem Querschnitt folgender Nachweis zu erfüllen:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0 \tag{6.17}$$

wobei $V_{c,Rd}$ der Bemessungswert der Querkraftbeanspruchbarkeit ist. Für eine plastische Bemessung ist der Bemessungswert der plastischen Querkraftbeanspruchbarkeit $V_{c,Rd}$ in (2) angegeben. Für eine elastische Bemessung ist der Bemessungswert der elastischen Querkraftbeanspruchbarkeit in (4) und (5) angegeben.

(2) Liegt keine Torsion vor, so lautet der Bemessungswert der plastischen Querkraftbeanspruchbarkeit:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \left(f_y / \sqrt{3} \right)}{\gamma_{M0}} \tag{6.18}$$

wobei A_v die wirksame Schubfläche ist.

EN 1993-1-5, 5.5: Nachweis

(1) Der Nachweis ist in der Regel wie folgt zu führen:

$$\eta_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{b,Rd}} \leq 1$$

Dabei ist V_{Ed} der Bemessungswert der einwirkenden Schubkraft aus Querkraft und Torsion.

$$\frac{b_{w.sp}}{t_w} = \frac{2016}{18} = 112{,}015 > \frac{31}{\eta}\varepsilon(t_w)\sqrt{k_{\tau.w}} = 53{,}754$$

Das Stegblechfeld muss auf Schubbeulen nachgewiesen werden:

$$\bar{\lambda}_{w.sp} = \frac{b_{w.sp}}{37.4 t_w \varepsilon(t_w)\sqrt{k_{\tau.w.sp}}} = 1{,}439$$

Nachweis des Querkrafttragfähigkeit

Das gesamte Stegblechfeld ist kritisch: $\bar{\lambda}_w = \max(\bar{\lambda}_w, \bar{\lambda}_{w.sp}) = 1{,}584$

Da die Quersteifen der an das Mittelfeld P1-P2 angrenzenden Querrahmen als starr angenommen werden und $1{,}08 \le \bar{\lambda}_w$ ist, ergibt sich der Abminderungsbeiwert zu:

$$\chi_w = \frac{1{,}37}{\left(0{,}7 + \bar{\lambda}_w\right)} = 0{,}6$$

Der maximale Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit ist gegeben durch V_{Rd} = min ($V_{b,Rd}$; $V_{pl,a,Rd}$) dabei ist $V_{b,Rd} = V_{bw,Rd}$ unter Vernachlässigung des Beitrages des Flansches am Widerstand und somit

$$V_{bw,Rd} = \min\left(\frac{\chi_w f_y(t_w) h_w t_w}{\sqrt{3}\gamma_{M1}}; \frac{\eta f_y(t_w) h_w t_w}{\sqrt{3}\gamma_{M1}}\right) = 9{,}312 \text{ MN}$$

Zusätzlich gilt $V_{pl,a,Rd} = \dfrac{\eta f_y(t_w) h_w t_w}{\sqrt{3}\gamma_{M0}} = 20{,}493\text{MN}$

so dass $\eta_3 = \dfrac{V_{Ed}}{V_{Rd}} = \dfrac{3{,}273}{9{,}263} = 0{,}351 \le 1$

⇒ **Nachweis erbracht!**

Zusätzliche Torsionsbeanspruchung

Die maximale Torsionsbeanspruchung der Hohlkastenbrücke in Feldmitte P1-P2 (vgl. Abbildung 2-35) ist gleich M_T = 1,35 · 8,774 MNm = 11,845 MNm.

Die Schubfläche des Hohlkastenquerschnitts, bezogen den Dünnwandigen Querschnitt, ergibt sich wie folgt:

$$S = \frac{\left(b_t + b_p\right)\left(h + \frac{t_{slab}}{2}\right)}{2} = \frac{\left(12 + 6{,}5\right)\left(4 + \frac{0{,}325}{2}\right)}{2} = 38{,}503 \text{ m}^2$$

Die Schubspannung im Steg bestimmt sich mit Hilfe der Bredt´schen Formel zu:

$$\tau_{Ed,T,web} = \frac{M_T}{2St_w} = 8{,}545\text{N/mm}^2$$

Die Schubkraft im Steg infolge Torsion:

$$V_{Ed,T,web} = \tau_{Ed,T,web} t_w h_w = 0{,}733 \text{ MN}$$

Der Nachweis der Querkraft unter Berücksichtigung der Torsion lautet:

$$\eta_3 = \frac{V_{Ed} + V_{T,web}}{V_{Rd}} = \frac{3{,}273 + 0{,}733}{9{,}263} = 0{,}43 \le 1$$

⇒ **Nachweis erbracht!**

Hinweise zur M-V-Interaktion

Siehe Abschnitt 3.1.2.5.3, Seite 93.

3.2.2.8 M-V-Interaktion

$$\overline{\eta}_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}} = 0{,}43 \leq 0{,}5$$

⇒ **Es ist keine Überprüfung der M-V-Interaktion erforderlich.**

3.2.3 Querschnittsnachweis am Zwischenauflager P3

3.2.3.1 Geometrie

Da der Betongurt im Bereich des Zwischenauflagers P3 unter Zug steht, wird er beim Querschnittsnachweis nicht berücksichtigt. Lediglich die Plattenlängsbewehrung wird berücksichtigt.

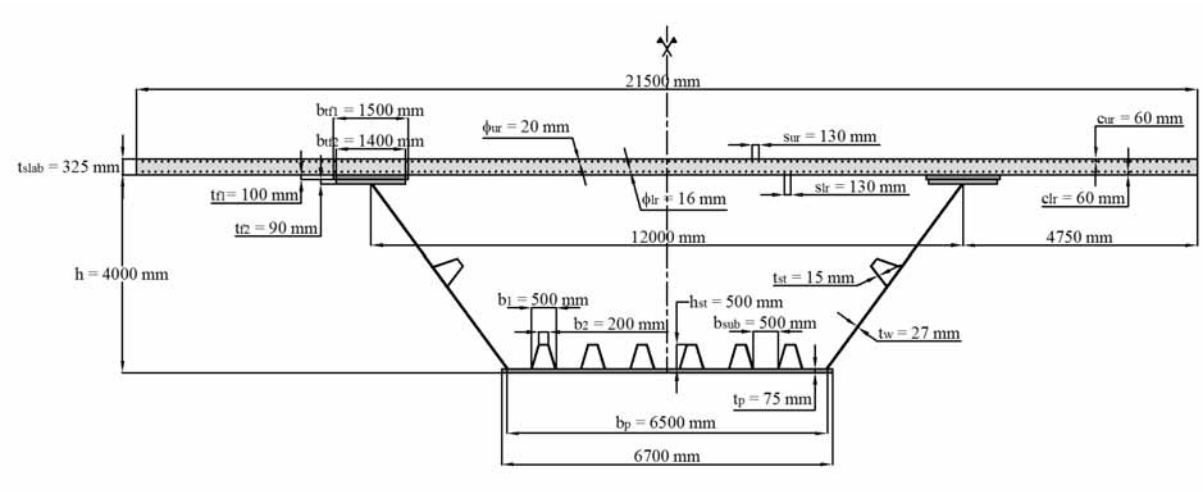


Abbildung 3-11: Querschnitt der Hohlkastenbrücke am Zwischenauflager P3.

Allgemeine Eigenschaften der Hohlkastenbrücke im Querschnitt P3	**Hauptflächen der verschiedenen Teile des Verbundquerschnittes**
$L_1 = L_2 = 120$ m a = 2,5 m h = 4 m $h_w = \frac{(h - t_{t.tf.1} - t_{t.tf.2} - t_p)}{\cos(\theta_w)} = 4{,}533$ m $t_w = 27$ mm $b_p = 6500$ mm $t_p = 75$ mm $t_{slab} = 32{,}5$ cm	$A_{atf.1} = t_{tf.1} b_{tf.1} = 0{,}15$ m² $A_{atf.2} = t_{tf.2} b_{tf.2} = 0{,}126$ m² $A_{aw} = t_w h_w = 0{,}122$ m² $A_{st.w} = 2h_{st.w} t_{st.v.w} + b_{2.st.w} t_{st.w} = 184{,}451$ cm² $A_{abf} = t_p b_p = 0{,}488$ m² $A_{sur} = \frac{\pi d_{ur}^2}{4} = 3{,}142$ cm²

Allgemeine Eigenschaften der Hohlkasten-brücke im Querschnitt P3	**Hauptflächen der verschiedenen Teile des Verbundquerschnittes**
ϕ_{ur} = 20 mm ϕ_{lr} = 16 mm s_{ur} = 130 mm s_{lr} = 130 mm c_{ur} = 60 mm c_{lr} = 60 mm b_{slab} = 21,5 m	$A_{tsur} = n_{ur} A_{sur} = 519{,}571$ cm² $A_{slr} = \frac{\pi d_{lr}^2}{4} = 2{,}011$ cm² $A_{tslr} = n_{lr} A_{slr} = 332{,}525$ cm² $A_c = t_{slab} b_{slab} = 6{,}987$ m² (siehe Anmerkung und Abbildung 3-11)

3.2.3.2 Materialeigenschaften

Baustahl

$f_y(t_w)$ = 345 N/mm² da 16 mm < t_w = 27 mm ≤ 40 mm (vgl. Tabelle 2-4)

$$\varepsilon(t_w) = \sqrt{\frac{235 N/mm^2}{f_y(t_w)}} = 0{,}825$$

$f_y(t_p)$ = 325 N/mm² da 63 mm < t_p = 75 mm ≤ 80 mm (vgl. Tabelle 2-4)

$$\varepsilon(t_p) = \sqrt{\frac{235 N/mm^2}{f_y(t_p)}} = 0{,}85$$

$f_y(t_{tf.1})$ = 315 N/mm² da 80 mm < $t_{tf.1}$ = 100 mm ≤ 100 mm (vgl. Tabelle 2-4)

$$\varepsilon(t_{tf.1}) = \sqrt{\frac{235 N/mm^2}{f_y(t_{tf.1})}} = 0{,}864$$

$f_y(t_{tf.2})$ = 315 N/mm² da 80 mm < $t_{tf.2}$ = 90 mm ≤ 100 mm (vgl. Tabelle 2-4)

$$\varepsilon(t_{tf.2}) = \sqrt{\frac{235 N/mm^2}{f_y(t_{tf.2})}} = 0{,}864$$

$f_y(t_{st.w})$ = 355 N/mm² da $t_{st.w}$ = 15 mm ≤ 16 mm (vgl. Tabelle 2-4)

$$\varepsilon(t_{st.w}) = \sqrt{\frac{235 N/mm^2}{f_y(t_{st.w})}} = 0{,}814$$

$$f_{yd}(t_w) = \frac{f_y(t_w)}{\gamma_{M0}} = 345 \text{ N/mm}^2,\quad f_{yd}(t_p) = \frac{f_y(t_p)}{\gamma_{M0}} = 325 \text{ N/mm}^2,\quad f_{yd}(t_{tf.1}) = \frac{f_y(t_{tf.1})}{\gamma_{M0}} = 315 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{yd}(t_{tf.2}) = \frac{f_y(t_{tf.2})}{\gamma_{M0}} = 315 \text{ N/mm}^2,\quad f_{yd}(t_{st.w}) = \frac{f_y(t_{st.w})}{\gamma_{M0}} = 355 \text{ N/mm}^2$$

E_a = 210000 N/mm²

Beton

Siehe Abschnitt 3.2.2.2.

Bewehrung

Siehe Abschnitt 3.2.2.2.

3.2.3.3 Schnittgrößen

Die Schnittgrößen, welche sich aus dem Berechnungsmodell im GZT nach der globalen Berechnung im gerissenen Zustand (vgl. Abschnitt 2.4.2.6.2) und unter Berücksichtigung des Bauablaufes ergeben, können für den gesamten Kastenquerschnitt wie folgt zusammengefasst werden (siehe Abbildung 2-36 und Abbildung 2-37):

M_{Ed} = 2 · -369,9 MNm = -739,8 MNm für die gesamte Brücke

V_{Ed} = 2 · 16,6 MN = 33,2 MN für die gesamte Brücke

d.h. $V_{\frac{Ed.proj}{2}} = \frac{V_{Ed}}{2\cos(\theta_w)} = 20{,}2$ MN in jedem Stahlsteg unter Berücksichtigung der Schiefstellung.

mit $\theta_w = a\tan(\frac{12 - b_p}{2h}) = 0{,}602 = 34{,}51°$

Die maximale Spannung im GZT in der oberen Bewehrungslage im gerissenen Zustand (positives Moment) ergibt sich aus der globalen Berechnung zu:

$\sigma_{\sup.reinf}$ = -144,598 N/mm²

Das auf den Verbund-Kastenquerschnitt (Baustahlanteil und Bewehrung) einwirkende Biegemoment $M_{c,Ed}$ berechnet sich zu:

$$M_{c,Ed} = \frac{\sigma_{\sup.reinf} I_{tot}}{h + t_{slab} - c_{ur} - z_{na}} = \text{-321,654 MNm}$$

Das auf den Baustahl einwirkende Biegemoment M_a ergibt sich zu:

$M_{a,Ed} = M_{Ed} - M_{c,Ed}$ = -739,78 MNm -(-321,64 MNm) = - 418,124 MNm

Das Biegemoment M_{Ed} ergibt sich dann aus der Summe der Momente $M_{a,Ed}$ = -418,124 MNm auf den reinen Kastenquerschnitt (nur Baustahl) einwirkendes Biegemoment, Einwirkung vor dem Betonieren des Abschnittes und $M_{c,Ed}$ = -321,654 MNm welches auf den Verbund-Kasten-Querschnitt wirkt (Baustahlanteil und Bewehrung)

3.2.3.4 Mechanische Eigenschaften des Gesamtquerschnittes

Die Mechanischen Eigenschaften des Verbund-Hohlkasten-Querschnittes (Baustahlanteil und Bewehrung) sind:

- Fläche:

$$A_{tot} := A_{tsur} + A_{tslr} + 2\cdot\left(b_{tf.1}\cdot t_{tf.1} + b_{tf.2}\cdot t_{tf.2}\right) + 2\cdot\left[\left(h - t_{tf.1} - t_{tf.2} - t_p\right)\cdot t_{w.h} + A_{st.w}\right] \ldots$$
$$+ n_{st}\cdot\left[t_{st}\cdot\left(b_2 + 2\cdot b_3\right) + t_p\cdot\left(b_1 + b_{sub}\right)\right] + \left(b_{sub} + 0.2m\right)\cdot t_p$$

$$A_{tot} = 1{,}532\,m^2$$

- Flächenmoment erster Ordnung:

$$S_{na} := A_{tsur}\cdot\left(h + t_{slab} - c_{ur}\right) + A_{tslr}\cdot\left(h + c_{lr}\right) \ldots$$
$$+ 2\cdot\left[b_{tf.1}\cdot t_{tf.1}\cdot\left(h - \frac{t_{tf.1}}{2}\right) + b_{tf.2}\cdot t_{tf.2}\cdot\left(h - t_{tf.1} - \frac{t_{tf.2}}{2}\right)\right] \ldots$$
$$+ 2\cdot\left[\left(h - t_{tf.1} - t_{tf.2} - t_p\right)\cdot t_{w.h}\cdot\frac{\left(h - t_{tf.1} - t_{tf.2} - t_p\right)}{2} + A_{st.w}\cdot\frac{h - t_{tf.1} - t_{tf.2} + t_p}{2}\right] \ldots$$
$$+ \left[n_{st}\cdot\left[t_{st}\cdot\left(b_2 + 2\cdot b_3\right) + t_p\cdot\left(b_1 + b_{sub}\right)\right] + \left(b_{sub} + 0.2m\right)\cdot t_p\right]\cdot z_{sl.1}$$

$$S_{na} = 3{,}081\cdot m^3$$

- Abstand zwischen Schwerpunkt der Unterseite des Untergurtes:

$$z_{na} := \frac{S_{na}}{A_{tot}} = 2{,}011\,\text{m}$$

- Flächenträgheitsmoment:

$$\begin{aligned} I_{tot} := {} & A_{tsur}\cdot\left(h + t_{slab} - c_{ur} - z_{na}\right)^2 + A_{tslr}\cdot\left(h + c_{lr} - z_{na}\right)^2 \ldots \\ & + 2\cdot\left[\frac{b_{tf.1}\cdot t_{tf.1}^{\,3}}{12} + \left(b_{tf.1}\cdot t_{tf.1}\right)\cdot\left(h - \frac{t_{tf.1}}{2} - z_{na}\right)^2\right] \ldots \\ & + 2\cdot\left[\frac{b_{tf.2}\cdot t_{tf.2}^{\,3}}{12} + \left(b_{tf.2}\cdot t_{tf.2}\right)\cdot\left(h - t_{tf.1} - \frac{t_{tf.2}}{2} - z_{na}\right)^2\right] \ldots \\ & + 2\cdot\left[\frac{t_{w.h}\cdot\left(h - t_{tf.1} - t_{tf.2} - t_p\right)^3}{12} + t_{w.h}\cdot\left(h - t_{tf.1} - t_{tf.2} - t_p\right)\cdot\left(\frac{h - t_{tf.1} - t_{tf.2} - t_p}{2} - z_{na}\right)^2\right] \ldots \\ & + 2\cdot A_{st.w}\cdot\left(\frac{h - t_{tf.1} - t_{tf.2} + t_p}{2} - z_{na}\right)^2 \ldots \\ & + \left[n_{st}\cdot\left[t_{st}\cdot\left(b_2 + 2\cdot b_3\right) + t_p\cdot\left(b_1 + b_{sub}\right)\right] + \left(b_{sub} + 0.2\text{m}\right)\cdot t_p\right]\cdot\left(z_{na} - z_{sl.1}\right)^2 + n_{st}\cdot I_{sl.1} \end{aligned}$$

$$I_{tot} = 5{,}014\,\text{m}^4$$

3.2.3.5 Wirksame Fläche des längsausgesteiften Bodenbleches

3.2.3.5.1 Allgemeines

Im Folgenden wird die Grenzbeanspruchbarkeit des längsausgesteiften Bodenbleches gemäß Abschnitt 3, Abschnitt 4 und Anhang A aus EN 1993-1-5 [23] ermittelt.

3.2.3.5.2 Plattenparameter

<u>Geometrie</u>

Anzahl äquidistanter Steifen:	$n_{st} = 6 \quad (\geq 3!)$
Länge des Teilfeldes:	$a_p = 4{,}0$ m
Breite des Teilfeldes:	$b_p = 6{,}5$ m
Blechdicke des Teilfeldes:	$t_p = 75$ mm

<u>Geometrie der Trapezsteifen:</u>

Abstand zwischen den Steifenstegen:	$b_1 = 0{,}5$ m
Breite der Steifenflansche:	$b_2 = 0{,}2$ m
Höhe der Steifen:	$h_{st} = 0{,}4925$ m
Blechdicke der Steifen:	$t_{st} = 15$ mm

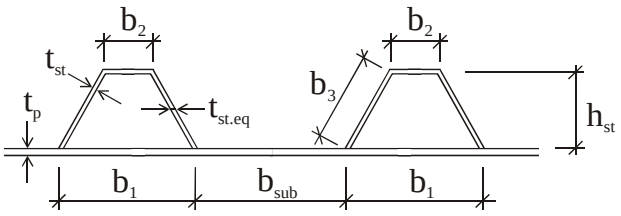


Abbildung 3-12: Geometrie der Trapezsteifen.

EN 1993-1-5, 4.5.1: Allgemeines

(1) Bei längs ausgesteiften Blechfeldern sind in der Regel sowohl die wirksamen Flächen infolge lokalen Beulens der Einzelfelder im Blech und in den Steifen als auch die wirksamen Flächen aus den Gesamtfeldbeulen des ausgesteiften Gesamtfeldes zu berücksichtigen.

(2) In einer zweischrittigen Vorgehensweise sind in der Regel zunächst die wirksamen Flächen der Einzelfelder mit Hilfe des Abminderungsfaktors nach 4.4 zur Berücksichtigung des Einzelfeldbeulens zu bestimmen. Im zweiten Schritt ist in der Regel die wirksame Fläche des ausgesteiften Gesamtfeldes aus den wirksamen Flächen der Steifen mit Hilfe des Abminderungsfaktors ρ zur Berücksichtigung des Gesamtfeldbeulens (z. B. über das Modell der äquivalenten orthotropen Platte) zu ermitteln.

(3) Die wirksame Fläche der Druckzone eines ausgesteiften Blechfeldes ist in der Regel mit:

$$A_{c,eff} = \rho_c \cdot A_{c,eff,loc} + \sum b_{edge,eff} \cdot t \qquad (4.5)$$

anzusetzen, wobei $A_{c,eff,loc}$ aus den wirksamen Flächen aller Steifen und Einzelfelder besteht, die sich ganz oder teilweise im Druckbereich befinden, mit Ausnahme derjenigen wirksamen Querschnittsteile der Breite $b_{edge,eff}$, die durch ein angrenzendes Plattenbauteil gestützt werden (siehe Beispiel in Bild 4.4)

(4) Die Fläche $A_{c,eff,loc}$ ist in der Regel mit:

$$A_{c,eff,loc} = A_{s\ell,eff} + \sum_c \rho_{loc} \cdot b_{c.eff} \cdot t \qquad (4.6)$$

zu ermitteln.

Dabei ist

$\sum_c$ bezieht sich auf den im Druckbereich liegenden Teil des längs ausgesteiften Blechfeldes mit Ausnahme der Querschnittsteile $b_{edge,eff}$, siehe Bild 4.4;

$A_{s\ell,eff}$ die Summe der wirksamen Fläche aller Längssteifen mit der Bruttoquerschnitts fläche $A_{s\ell}$ in der Druckzone nach 4.4;

$b_{c,loc}$ die Breite der Druckzone in einem Einzelfeld;

ρ_{loc} der Abminderungsfaktor nach 4.4(2) für das Einzelfeld.

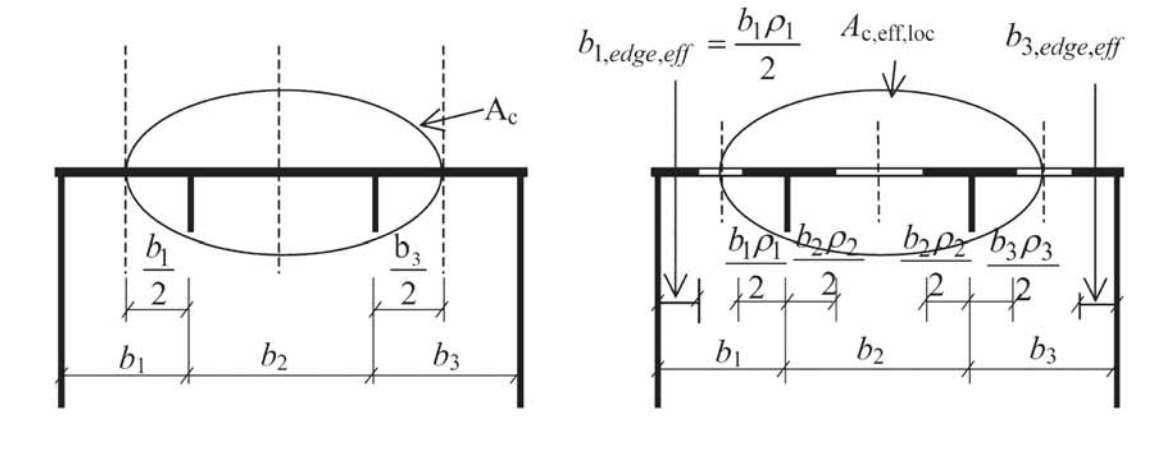


Bild 4.4 — Längsausgesteiftes Blechfeld unter konstanter Druckbeanspruchung

Resultierende Abmessungen:

Breite jedes Einzelfeldes:

$$b_{sub} := \frac{b_p - n_{st} \cdot b_1}{(n_{st} + 1)} = 0{,}5\,m$$

Breite jedes Steifensteges:

$$b_3 := \sqrt{h_{st}^2 + \left(\frac{b_1 - b_2}{2}\right)^2} = 0{,}515\,m$$

Äquivalente Dicke der Steifestege:

$$t_{st.eq} := t_{st} \cdot \frac{b_3}{h_{st}} = 15{,}68 \cdot mm$$

3.2.3.5.3 Wirksamer Querschnitt von Einzelfeldern und Steifen

Spannungsgradient:

$$\psi = 1$$

Beulwert für zweiseitig gestützte druckbeanspruchte Querschnittsteile:

$$k_\sigma = 4$$

Schlankheit der untersuchten Platte:

$$\lambda_{local}(b, t) := \frac{b}{t \cdot 28{,}4 \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\sigma}}$$

Abminderungsbeiwert für zweiseitig gestützte druckbeanspruchte Querschnittsteile:

$$\rho_{local}(b, t) := \begin{cases} 1 & \text{if } \lambda_{local}(b, t) < 0{,}673 \\ \dfrac{\lambda_{local}(b, t) - 0{,}22}{\lambda_{local}(b, t)^2} & \text{otherwise} \end{cases}$$

Abmessungen der lokalen Felder und resultierenden wirksame Breiten infolge lokalen Beulens:

Tabelle 3-1: Resultierende wirksame Breiten der Einzel- und Steifenfelder.

Feld	b	t	$\bar{\lambda}_{local}$	ρ_{local}	b_{eff}
1	0,5 m	75 mm	0,138	1,000	0,5
2	0,2 m	15 mm	0,289	1,000	0,2
3	0,515 m	15 mm	0,743	0,948	0,488
sub	0,5 m	75 mm	0,138	1,000	0,5

Wirksame Querschnittsfläche $A_{c.eff.loc}$ (ohne Randbereiche):

$$A_{c.eff.loc} := n_{st} \cdot \left[t_{st} \cdot (b_{2.eff} + 2 \cdot b_{3.eff}) + t_p \cdot (b_{1.eff} + b_{sub.eff})\right] = 0{,}556\,m^2$$

EN 1993-1-5, Anhang A [informativ]: Berechnung kritischer Spannungen für ausgesteifte Blechfelder

A.1 Äquivalente orthotrope Platten

(1) Blechfelder mit mindestens drei Längssteifen, deren Steifigkeit verschmiert werden darf, dürfen als äquivalente orthotrope Platten nachgewiesen werden

(2) Die elastische kritische Beulspannung der äquivalenten orthotropen Platte ist:

$$\sigma_{cr,p} = k_{\sigma,p} \cdot \sigma_E \qquad \text{(A.1)}$$

Dabei ist: $\sigma_E = \dfrac{\pi^2 \cdot E \cdot t^2}{12(1-\nu^2) \cdot b^2} = 190000\left(\dfrac{t}{b}\right)^2$ in [MPa]

$k_{\sigma,p}$ der Beulwert für die orthotrope Platte mit verschmierten Steifen (ohne Betrachtung des Einzelfeldbeulens);

b wie in Bild A.1 definiert;

t die Blechdicke.

ANMERKUNG 1: Der Beulwert $k_{\sigma,p}$ darf entweder entsprechenden Beulwerttafeln für verschmierte Längssteifen entnommen oder mittels Computerberechnungen ermittelt werden. Alternativ dürfen auch Beulwerttafeln für diskrete Längssteifen verwendet werden, falls Einzelfeldbeulen ausgeschlossen werden kann bzw. in einer separaten Berechnung berücksichtigt wird.

ANMERKUNG 2: $\sigma_{cr,p}$ ist die kritische Beulspannung an dem Blechfeldrand mit der größten Druckspannung, siehe Bild A.1.

ANMERKUNG 3: Bei der Untersuchung von Stegen sollte die Breite *b* in den Gleichungen (A.1) und (A.2) durch h_w ersetzt werden.

ANMERKUNG 4: Für längs ausgesteifte Blechfelder mit mindestens drei äquidistant verteilten Längssteifen darf der Beulwert $k_{\sigma,p}$ zur Berücksichtigung des Gesamtfeldbeulens des ausgesteiften Blechfeldes näherungsweise wie folgt bestimmt werden:

$$k_{\sigma,p} = \frac{2\left(\left(1+\alpha^2\right)^2 + \gamma - 1\right)}{\alpha^2(\psi+1)(1+\delta)} \quad \text{für } \alpha \le \sqrt[4]{\gamma} \qquad \text{(A.2)}$$

$$k_{\sigma,p} = \frac{4(1+\gamma)}{(\psi+1)(1+\delta)} \quad \text{für } \alpha > \sqrt[4]{\gamma}$$

mit $\psi = \dfrac{\sigma_2}{\sigma_1} \ge 0{,}5$

$$\gamma = \frac{I_{s\ell}}{I_p}$$

$$\delta = \frac{\Sigma A_{s\ell}}{A_p}$$

$$\alpha = \frac{a}{b} \ge 0{,}5$$

Dabei ist: $I_{s\ell}$ das Flächenträgheitsmoment des gesamten längsversteiften Blechfeldes;

I_p das Flächenträgheitsmoment für Plattenbiegung $= \dfrac{bt^3}{12(1-\nu^2)} = \dfrac{bt^3}{10{,}92}$;

$\Sigma A_{s\ell}$ die Summe der Bruttoquerschnittsflächen aller Längssteifen ohne Anteile des Blechfeldes;

A_p die Bruttoquerschnittsfläche des Bleches = *b t*;

σ_1 die größere Randspannung;

σ_2 die kleinere Randspannung.

Bruttoquerschnittsfläche A_c (ohne Randbereiche):

$$A_c := n_{st} \cdot \left[t_{st} \cdot \left(b_2 + 2 \cdot b_3 \right) + t_p \cdot \left(b_1 + b_{sub} \right) \right] = 0{,}561\, m^2$$

3.2.3.5.4 Wirksamer Querschnitt des gesamten Bodenbleches

Ermittlung der elastischen kritischen Plattenbeulspannung (globales Beulen)

Plattenparameter:

$$z_{sl} := \frac{n_{st} \cdot \left[\left(h_{st} + t_p \right) t_{st.eq} \cdot h_{st} + \left(h_{st} + \frac{t_p - t_{st}}{2} \right) \cdot t_{st} \cdot b_2 \right]}{A_c} = 63{,}674 \cdot mm$$

$$I_{sl} := n_{st} \cdot \left[2 \cdot \left[\frac{h_{st}^3 \cdot t_{st.eq}}{12} + h_{st} \cdot t_{st.eq} \cdot \left(\frac{h_{st}}{2} - z_{sl} \right)^2 \right] + \frac{t_{st}^3 \cdot b_2}{12} + b_2 \cdot t_{st} \cdot \left(h_{st} - z_{sl} \right)^2 \right] \ldots$$

$$+ \frac{b_p \cdot t_p^3}{12} + b_p \cdot t_p \cdot z_{sl}^2 \qquad I_{sl} = 1{,}048 \times 10^6 \cdot cm^4$$

$$I_p := \frac{b_p \cdot t_p^3}{12 \cdot \left(1 - \nu^2 \right)} = 2{,}511 \times 10^4 \cdot cm^4$$

$$A_{sl} := n_{st}\, t_{st} \cdot \left(b_2 + 2 \cdot b_3 \right) = 1{,}107 \times 10^5 \cdot mm^2$$

$$A_p := b_p \cdot t_p = 4{,}875 \times 10^5 \cdot mm^2$$

$$\gamma := \frac{I_{sl}}{I_p} = 41{,}724$$

$$\delta := \frac{A_{sl}}{A_p} = 0{,}227$$

$$\alpha := \frac{a_p}{b_p} = 0{,}615 \quad = 0{,}5$$

$$k_{\sigma.p} := \begin{cases} \dfrac{2 \cdot \left[\left(1 + \alpha^2 \right)^2 + \gamma - 1 \right]}{\alpha^2 \cdot (\psi + 1) \cdot (1 + \delta)} & \text{if } \alpha \le \sqrt[4]{\gamma} \\ \dfrac{4 \cdot \left(1 + \sqrt{\gamma} \right)}{(\psi + 1) \cdot (1 + \delta)} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$k_{\sigma.p} = 91{,}732$$

Eulerspannung:

$$\sigma_E := \frac{\pi^2 \cdot E \cdot t_p^2}{12 \cdot \left(1 - \nu^2 \right) \cdot b_p^2} = 25.269 \cdot N \cdot mm^{-2}$$

Elastische kritische Beulspannung der äquivalenten orthotropen Platte:

$$\sigma_{cr.p} := k_{\sigma.p} \cdot \sigma_E = 2{,}318 \times 10^3 \cdot N \cdot mm^{-2}$$

EN 1993-1-5, 4.5.2: Plattenartiges Verhalten

(1) Der Schlankheitsgrad $\bar{\lambda}_p$ einer äquivalenten orthotropen Platte ist wie folgt definiert:

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{\beta_{A,c} \cdot f_y}{\sigma_{cr,p}}} \quad \text{mit} \quad \beta_{A,c} = \frac{A_{c,eff,loc}}{A_c} \tag{4.7}$$

Dabei ist: A_c die Bruttoquerschnittsfläche des längs ausgesteiften Blechfeldes ohne Berücksichtigung der durch ein angrenzendes Plattenbauteil gestützten Randbleche, siehe Bild 4.4 (*A*c ist gegebenenfalls mit einem Faktor zur Berücksichtigung der Effekte aus Schubverzerrungen zu multiplizieren, siehe 3.3);

$A_{c,eff,loc}$ die effektive Querschnittsfläche (ggf. unter Berücksichtigung von Schubverzerrungen) des oben beschriebenen Bereiches des längsausgesteiften Blechfeldes unter Berücksichtigung des Einzelfeldbeulens und/oder des Gesamtfeldbeulens.

(2) Der Abminderungsfaktor ρ für die äquivalente orthotrope Platte wird nach 4.4(2) bestimmt; Voraussetzung hierfür ist die Ermittlung von λ p nach Gleichung (4.7).

EN 1993-1-5, 4.5.3: Knickstabähnliches Verhalten

(1) Als elastische kritische Knickspannung σcr,c eines unausgesteiften Blechfeldes (siehe 4.4) oder eines ausgesteiften Blechfeldes (siehe 4.5) ist in der Regel die Knickspannung anzusetzen, die sich bei Freisetzen der Längsränder ergibt

(2) Die elastische kritische Knickspannung σcr,c eines unausgesteiften Blechfeldes darf mit:

$$\sigma_{cr,c} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot t^2}{12\left(1-\nu^2\right) \cdot a^2} \tag{4.8}$$

bestimmt werden.

(3) Bei einem ausgesteiften Blechfeld darf σcr,c mit Hilfe der Knickspannung σcr,st der am höchstbelasteten Druckrand liegenden Steife ermittelt werden:

$$\sigma_{cr,c} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_{s\ell,1}}{A_{s\ell,1} \cdot a^2} \tag{4.9}$$

Dabei ist: $I_{s\ell,1}$ das Flächenträgheitsmoment unter Ansatz der Bruttoquerschnittsfläche der als Ersatzdruckstab betrachteten Steife und der angrenzenden mittragenden Blechstreifen bezogen auf Knicken senkrecht zur Blechebene;

$A_{s\ell,1}$ die Bruttoquerschnittsfläche des Ersatzdruckstabes, die sich aus der Steife und den angrenzenden mittragenden Blechstreifen entsprechend Bild A.1 zusammensetzt.

ANMERKUNG Der Wert $\sigma_{cr,c}$ kann aus $\sigma_{cr,c} = \sigma_{cr,s\ell} \frac{b_c}{b_{sl,1}}$ ermittelt werden, wobei $\sigma_{cr,c}$ für den Druckrand gilt. $b_{sl,1}$ und b_c bezeichnen die Abstände aus der Spannungsverteilung, die für die Extrapolation benötigt werden, siehe Bild A.1.

(4) Der Schlankheitsgrad λ_c des Ersatzdruckstabes ist wie folgt definiert: […]

$$\bar{\lambda}_c = \sqrt{\frac{\beta_{A,c} f_y}{\sigma_{cr,c}}} \quad \text{bei ausgesteiften Blechfeldern} \tag{4.11}$$

Dabei ist: $\beta_{A,c} = \frac{A_{s\ell,1,eff}}{A_{s\ell,1}}$;

$A_{s\ell,1}$ nach 4.5.3(3) und

$A_{s\ell,1,eff}$ die wirksame Querschnittsfläche der Steife und der angrenzenden mittragenden Blechstreifen unter Berücksichtigung des Beulens, siehe Bild A.1.

Plattenartiges Verhalten

Abminderungsbeiwert $\beta_{A.c}$:

$$\beta_{A.c} := \frac{A_{c.eff.loc}}{A_c} = 0{,}991$$

Bezogene Schlankheit der äquivalenten Platte:

$$\lambda_p := \sqrt{\frac{\beta_{A.c} \cdot f_y(t_p)}{\sigma_{cr.p}}} = 0{,}373$$

Abminderungsbeiwert:

$$\rho_p := \begin{cases} 1 & \text{if } \lambda_p < 0{,}673 \\ \dfrac{\lambda_p - 0{,}22}{\lambda_p^{\,2}} & \text{otherwise} \end{cases} = 1$$

Knickstabähnliches Verhalten

Bruttoquerschnitt der Steife:

$$b_{1.sl} := (b_{sub} + b_1) = 1\,m$$

$$A_{sl.1} := t_{st} \cdot (b_2 + 2 \cdot b_3) + t_p \cdot b_{1.sl} = 9{,}345 \times 10^4 \cdot mm^2$$

$$z_{sl.1} := \frac{(h_{st} + t_p) t_{st.eq} \cdot h_{st} + \left(h_{st} + \frac{t_p - t_{st}}{2}\right) \cdot t_{st} \cdot b_2}{A_{sl.1}} = 63{,}674 \cdot mm$$

$$I_{sl.1} := \left[2 \cdot \left[\frac{h_{st}^{\,3} \cdot t_{st.eq}}{12} + h_{st} \cdot t_{st.eq} \cdot \left(\frac{h_{st}}{2} - z_{sl.1}\right)^2\right] + \frac{t_{st}^{\,3} \cdot b_2}{12} + b_2 \cdot t_{st} \cdot (h_{st} - z_{sl.1})^2\right] \ldots$$

$$+ \frac{b_{1.sl} \cdot t_p^{\,3}}{12} + b_{1.sl} \cdot t_p \cdot z_{sl.1}^{\,2} \qquad I_{sl.1} = 1{,}718 \times 10^9 \cdot mm^4$$

Wirksamer Querschnitt der Steife:

$$b_{1.sl.eff} := (b_{sub.eff} + b_{1.eff}) = 1\,m$$

$$A_{sl.1.eff} := t_{st} \cdot (b_{2.eff} + 2 \cdot b_{3.eff}) + t_p \cdot b_{1.sl.eff} = 9{,}264 \times 10^4 \cdot mm^2$$

Elastische kritische Beulspannung für einen äquivalenten Knickstab:

$$\sigma_{cr.sl} := \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_{sl.1}}{A_{sl.1} \cdot a_p^{\,2}} = 2{,}382 \times 10^3 \cdot N \cdot mm^{-2}$$

Abminderungsbeiwert $\beta_{A.c}$:

$$\beta_{A.c.} := \frac{A_{sl.1.eff}}{A_{sl.1}} = 0{,}991$$

EN 1993-1-5, 4.5.3: Knickstabähnliches Verhalten

(5) Der Abminderungsfaktor χ_c ist in der Regel nach EN 1993-1-1, 6.3.1.2 zu bestimmen. Der Imperfektionsbeiwert α hat bei nicht ausgesteiften Blechfeldern in der Regel der Knickkurve a mit α = 0,21 zu entsprechen. Bei ausgesteiften Blechfeldern ist α in der Regel zur Berücksichtigung größerer Imperfektionen geschweißter Platten durch den vergrößerten Wert α_e:

$$\alpha_e = \alpha + \frac{0{,}09}{i/e} \tag{4.12}$$

zu ersetzen.
Dabei ist:

$$i = \sqrt{\frac{I_{s\ell,1}}{A_{s\ell,1}}}$$

e max ($e1$, $e2$) der größere der beiden Abstände nach Bild A.1, d. h. entweder der Abstand zwischen dem Schwerpunkt der vom Blech isoliert betrachteten, einseitig angebrachten Einzelsteifen ohne mitwirkende Breite (bei zweiseitig angebrachten Steifen wird hierbei nur eine Seite betrachtet) zur Schwereachse des ausgesteiften Blechfeldes oder der Abstand der Schwereachse des ausgesteiften Blechfeldes zur Mittelebene des Bleches;

α = 0,34 (Kurve b) für Hohlsteifenquerschnitte;
= 0,49 (Kurve c) für offene Steifenquerschnitte.

EN 1993-1-5, 4.5.4: Interaktion zwischen plattenartigem und knickstabähnlichem Verhalten

(1) Der endgültige Abminderungsfaktor ρc wird in der Regel mit Hilfe der Interaktionsgleichung:

$$\rho_c = (\rho - \chi_c)\,\xi\,(1-\xi) + \chi_c \tag{4.13}$$

ermittelt

Dabei ist

$$\xi = \frac{\sigma_{cr,p}}{\sigma_{cr,c}} - 1 \text{ jedoch } 0 \le \xi \le 1$$

$\sigma_{cr,p}$ die elastische Plattenbeulspannung, siehe A.1(2);

$\sigma_{cr,c}$ die elastische Knickspannung, siehe 4.5.3(2) und (3);

χ_c der Abminderungsbeiwert zur Berücksichtigung knickstabähnlichen Verhaltens;

ρ der Abminderungsbeiwert zur Berücksichtigung des Plattenbeulens, siehe 4.4(1).

Bezogene Schlankheit des äquivalenten Knickstabs:

$$\lambda_c := \sqrt{\frac{\beta_{A.c.} \cdot f_y(t_p)}{\sigma_{cr.sl}}} = 0{,}368$$

$$i := \sqrt{\frac{I_{sl.1}}{A_{sl.1}}} = 0{,}136\,m$$

$$e_1 := \frac{t_p}{2} + \frac{h_{st}(t_{st.eq} \cdot h_{st} + t_{st} \cdot b_2)}{(2t_{st.eq} \cdot h_{st} + t_{st} \cdot b_2)} - z_{sl.1} = 260{,}127 \cdot mm$$

$$e_2 := z_{sl.1} = 63{,}674 \cdot mm$$

$$e := \begin{cases} e_1 & \text{if } e_1 \geq e_2 \\ e_2 & \text{otherwise} \end{cases}$$

Imperfektionsbeiwert α_e:

$$\alpha_e := \alpha_0 + \frac{0{,}09}{\frac{i}{e}} = 0{,}513$$

Abminderungsbeiwert zur Berücksichtigung knickstabähnlichen Verhaltens:

$$\chi_c(\phi) := \begin{cases} 1 & \text{if } \lambda_c < 0{,}2 \\ \dfrac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda_c^2}} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\phi := 0{,}5 \cdot \left[1 + \alpha_e \cdot (\lambda_c - 0{,}2) + \lambda_c^2\right] = 0{,}611$$

$$\chi_c := \chi_c(\phi) = 0{,}911$$

Interaktion zwischen plattenartigem und knickstabähnlichem Verhalten

Wichtungsfaktor ξ:

$$\xi := \frac{\sigma_{cr.p}}{\sigma_{cr.sl}} - 1$$

$$\xi = 0$$

Endgültiger Abminderungsfaktor ρ_c:

$$\rho_c := (\rho_p - \chi_c) \cdot \xi \cdot (2 - \xi) + \chi_c = 0{,}911$$

Wirksame Querschnittsfläche der Druckzone:

$$A_{c.eff} := \rho_c \cdot A_{c.eff.loc} + b_{sub.eff} \cdot t_p = 5{,}437 \times 10^5 \cdot mm^2$$

3.2.3.5.5 Parameterstudie

Abbildung 3-13 fasst die Ergebnisse der oben durchgeführten statischen Berechnung für eine veränderliche Anzahl von Steifens n_{st} und veränderliche Dicken des Bodenbleches t_p zusammen. Aus dem Diagramm können folgende Schlussfolgerungen gezogen werden:

1. Für die gegebene Querschnittsgeometrie nehmen mit zunehmender Dicke des Bodenbleches t_p die kritische Beulspannung $\sigma_{cr.p}$ ab, was eine stärkeren Abminderungs ρ_c zur Folge hat. Dieser Effekt, dass trotz zunehmender Materialstärke des Bodenbleches die Beulspannung abnimmt hängt damit zusammen, dass mit zunehmender Plattendicke und gleichbleibender Steifengeometrie die aussteifende Wirkung der Steifen relativ gesehen abnimmt und die kritische Beulspannung somit in Summe abnimmt. Dies führt zu einem stetigen Abfall des Ausnutzugsgrades η, wie im Diagramm zu sehen.
   Anmerkung: Die Parameterstudie wurde mit der Handrechenformel aus EC3-1-5 Anhang A durchgeführt. Der Effekt kann durch den Einsatz von EBPlate mit Einzelsteifen minimiert werden.
2. Mit zunehmender Blechdicke t_p des Bodenbleches nimmt der charakteristische Wert der Streckgrenze f_y ab. Als Folge dessen nimmt die bezogene Schlankheit $\bar{\lambda}$ zu. Hieraus ergibt sich eine geringfügige Nichtlinearität des unter 1. beschriebenen Verhaltens.
3. Mit ansteigender Blechdicke t_p des Bodenbleches nimmt die effektive Fläche $A_{c.eff}$ und damit auch die maximal zulässige Normalkraft im Untergurt zu (gestrichelte Linien, rechte Ordinate).
4. Abgesehen vom Fall {t_p = 35 mm; n_{st} = 3} gibt es keine Abminderung des Bodenblechquerschnittes infolge lokalen Beulens.
5. Aus den $A_{c.eff}$-Kurven wird ersichtlich, dass durch eine Erhöhung der Dicke t_p um 8 mm die Anzahl der Steifen bis auf vier Steifen reduziert werden kann, was einen Vorteil im Hinblick auf die Anzahl der Schweißnähte und somit auf die Fertigungskosten bringt.

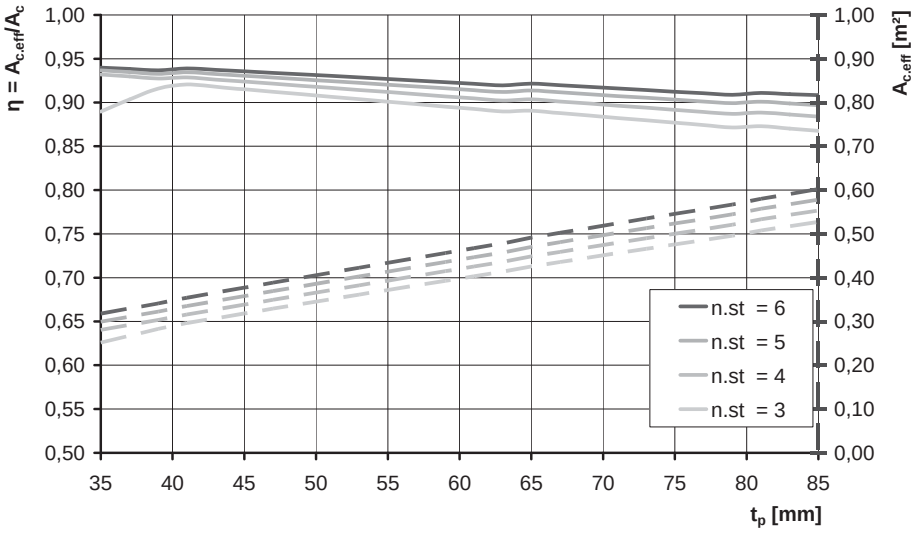


Abbildung 3-13: Ausnutzungsgrad (linke Ordinate) und wirksame Fläche (rechte Ordinate) des Untergurtes in Abhängigkeit der Blechdicke t_p; Kurvenparameter = Anzahl der Steifen n_{st}.

EN 1993-1-5, 3.1: Allgemeines

(1) In Gurten darf der Einfluss der Schubverzerrungen vernachlässigt werden, wenn die Bedingung $b_0 < L_e/50$ erfüllt ist. Für einseitig gestützte Flanschteile entspricht die Flanschbreite b_0 der vorhandenen Flanschbreite, bei zweiseitig gestützten Flanschteilen ist b_0 gleich der Hälfte der vorhandene Flanschbreite. Die Länge L_e ergibt sich aus dem Abstand der Momentennullpunkte, siehe 3.2.1(2).

EN 1993-1-5, 3.2.1: Mittragende Breiten

(1) Zur Berücksichtigung elastischer Schubverzerrungen ist die mittragende Breite b_{eff} in der Regel wie folgt zu ermitteln:

$$b_{eff} = \beta\, b_0 \qquad (3.1)$$

Der Faktor β ist Tabelle 3.1 zu entnehmen.

Diese mittragende Breite darf bei den Nachweisen sowohl im Gebrauchstauglichkeitszustand als auch bei den Nachweisen für die Werkstoffermüdung verwendet werden.

(2) Unterscheiden sich angrenzende Feldweiten um nicht mehr als 50 % bzw. sind die Kragarme nicht länger als 50 % der angrenzenden Feldweite, so darf die mittragende Länge L_e nach Bild 3.1 bestimmt werden. In anderen Fällen ist in der Regel L_e als der Abstand zwischen zwei Momentennullpunkten abzuschätzen.

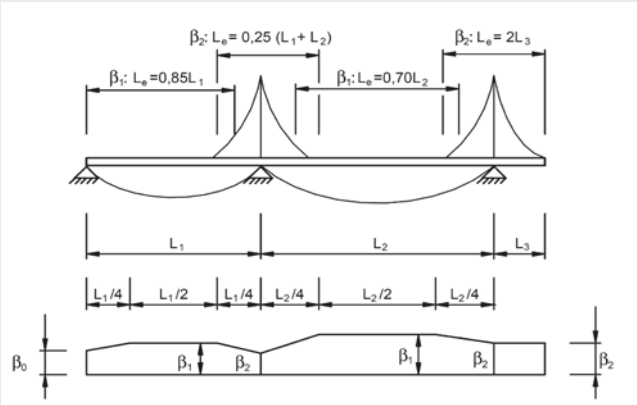


Bild 3.1 — Effektive Länge L_e für Durchlaufträger und Verteilung der mittragenden Breite

Tabelle 3.1 — Abminderungsfaktor β für die mittragende Breite

κ	Nachweisort	β-Wert
$\kappa \le 0{,}02$		$\beta = 1{,}0$
$0{,}02 < \kappa \le 0{,}70$	Feldmoment	$\beta = \beta_1 = \dfrac{1}{1 + 6{,}4\,\kappa^2}$
	Stützmoment	$\beta = \beta_2 = \dfrac{1}{1 + 6{,}0\left(\kappa - \dfrac{1}{2\,500\,\kappa}\right) + 1{,}6\,\kappa^2}$
$> 0{,}70$	Feldmoment	$\beta = \beta_1 = \dfrac{1}{5{,}9\,\kappa}$
	Stützmoment	$\beta = \beta_2 = \dfrac{1}{8{,}6\,\kappa}$
alle κ	Endauflager	$\beta_0 = (0{,}55 + 0{,}025/\kappa)\,\beta_1$, jedoch $\beta_0 < \beta_1$
alle κ	Kragarm	$\beta = \beta_2$ am Auflager und am Kragarmende

$\kappa = \alpha_0\, b_0/L_e$ mit $\alpha_0 = \sqrt{1 + \dfrac{A_{sl}}{b_{0t}}}$

Dabei ist A_{sl} die Querschnittsfläche aller Längssteifen innerhalb der Breite b_0. Weitere Formelzeichen sind in Bild 3.1 und Bild 3.2 angegeben.

EN 1993-1-5, 3.3: Berücksichtigung der Schubverzerrungen im GZT

ANMERKUNG 3 Die elastisch-plastische Wirkung von Schubverzerrungen unter Berücksichtigung der Begrenzung plastischer Dehnungen darf mittels der effektiven Querschnittsfläche A_{eff} wie folgt berücksichtigt werden:

$$A_{eff} = A_{c.eff}\,\beta^{\kappa} \ge A_{c.eff}\,\beta \quad \text{mit } \beta \text{ und } \kappa \text{ nach Tabelle 3.1.} \qquad (3.1)$$

3.2.3.5.6 Abminderung infolge Schubverzerrungen

Überprüfung ob Schubverzerrungen berücksichtigt werden muss:

Brückenfeld: $L_1 = 120$ m und $L_2 = 120$ m

Efektive Länge: $L_e = 0{,}25\,(L_1 + L_2)\cdot 120$ m $= 60$ m

Berücksichtigte Breite: $b_0 = b_p/2 = 3{,}25$ m

$\Rightarrow$ $b_0 < L_e/50$ Anforderung nicht erfüllt! Schubverzerrung muss berücksichtigt werden.

Schubverzerrungsparameter:

$$\alpha°_0 := \sqrt{1 + \frac{\frac{A_{sl}}{2}}{b_0 \cdot t_p}} = 1{,}108$$

$$\kappa := \alpha°_0 \cdot \frac{b_0}{L_e} = 0.06$$

$$\beta_{ult} := \begin{cases} 1 & \text{if } \kappa \le 0{,}02 \\ \dfrac{1}{1 + 6\cdot\left(\kappa - \dfrac{1}{2500\cdot\kappa}\right) + 1{,}6\cdot\kappa^2} & \text{if } 0{,}02 < \kappa \le 0{,}7 \\ \dfrac{1}{8{,}6\cdot\kappa} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\beta_{ult} = 0{,}754$$

3.2.3.5.7 Effektive Fläche der ausgesteiften Platte

Die effektive Fläche der Druckzone unter Berücksichtigung der Einflüsse aus Plattenbeulen und Schubverzerrungen ergibt sich zu:

$$A_{effEP} := A_{c.eff} \cdot b_{ult}^{k} = 0{,}535\,m^2$$

3.2.3.5.8 Neue mechanische Querschnittseigenschaften

Die neuen mechanischen Eigenschaften des Querschnittes werden berechnet, indem die Gesamtfläche des Untergurtes durch die effektive Fläche ersetzt wird.

Der Steg wurde durch geschlossene Längssteifen ausgesteift, welche infolge der Querkraftnachweise in der Mitte des Steges angeordnet wurden. Aus Gründen der Vereinfachung wurden diese Steifen für den Biegenachweis nicht berücksichtigt.

Neue mechanische Eigenschaften des Baustahlanteils des Kastenquerschnitts

Die neuen mechanischen Eigenschaften des Baustahlquerschnitts der Hohlkastenbrücke sind:

- Fläche:

$$A_{tot.a.eff} := A_{effEP} + 2.\left(h - t_{tf.1} - t_{tf.2} - t_p\right)\cdot t_{w.h} + 2\left(b_{tf.1}\cdot t_{tf.1} + b_{tf.2}\cdot t_{tf.2}\right)$$

$$A_{tot.a.eff} = 1{,}331\,m^2$$

- Flächenmoment erster Ordnung:

$$S_{a.na} := 2\cdot\left[b_{tf.1}\cdot t_{tf.1}\cdot\left(h-\frac{t_{tf.1}}{2}\right)+b_{tf.2}\cdot t_{tf.2}\cdot\left(h-t_{tf.1}-\frac{t_{tf.2}}{2}\right)\right]\ldots$$
$$+\,2\cdot t_{w.h}\cdot\left(h-t_{tf.1}-t_{tf.2}-t_p\right)\cdot\left(\frac{h-t_{tf.1}-t_{tf.2}+t_p}{2}\right)+A_{effEP}\cdot z_{sl.1}$$

$$S_{a.na} = 2{,}666\cdot m^3$$

- Abstand zwischen Schwerpunkt und der Unterseite des Untergurtes:

$$z_{tot.a.na} := \frac{S_{a.na}}{A_{tot.a.eff}} = 2{,}003\,m$$

- Flächenträgheitsmoment:

$$I_{tot.a.eff} := 2\cdot\left[\frac{b_{tf.1}\cdot t_{tf.1}^3}{12}+\left(b_{tf.1}\cdot t_{tf.1}\right)\cdot\left(h-\frac{t_{tf.1}}{2}-z_{tot.a.na}\right)^2\right]\ldots$$
$$+\,2\cdot\left[\frac{b_{tf.2}\cdot t_{tf.2}^3}{12}+\left(b_{tf.2}\cdot t_{tf.2}\right)\cdot\left(h-t_{tf.1}-\frac{t_{tf.2}}{2}-z_{tot.a.na}\right)^2\right]\ldots$$
$$+\,2\cdot\left[\begin{array}{l} t_{w.h}\cdot\left(h-t_{tf.1}-t_{tf.2}-t_p\right)\cdot\left(\frac{h-t_{tf.1}-t_{tf.2}+t_p}{2}-z_{tot.a.na}\right)^2\ldots \\ +\,\frac{t_{w.h}\cdot\left(h-t_{tf.1}-t_{tf.2}-t_p\right)^3}{12}\end{array}\right]\ldots$$
$$+\,A_{effEP}\cdot\left(z_{tot.a.na}-z_{sl.1}\right)^2+n_{st}\cdot I_{sl.1}$$

$$I_{tot.a.eff} = 4{,}308\,m^4$$

Neue mechanische Eigenschaften des Verbund-Kastenquerschnitts

Die mechanischen Eigenschaften des Verbund-Kastenquerschnitts (Baustahlanteil und Bewehrung) sind:

- Fläche:

$$A_{tot.eff} := A_{tot.a.eff} + A_{tsur} + A_{tslr} = 1{,}416\,m^2$$

- Flächenmoment erster Ordnung:

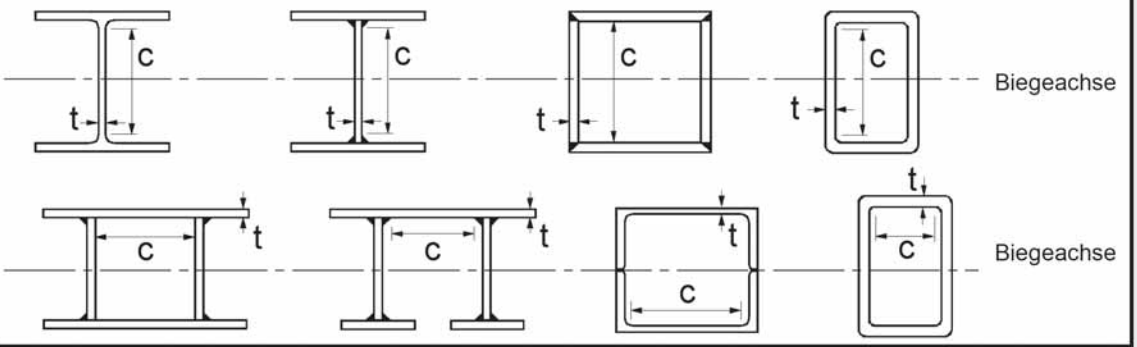
$$S_{na} := S_{a.na} + A_{tsur}\cdot\left(h+t_{slab}-c_{ur}\right)+A_{tslr}\cdot\left(h+c_{lr}\right) = 3{,}023\cdot m^3$$

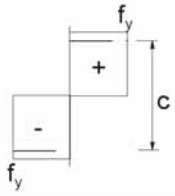
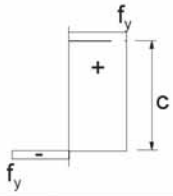
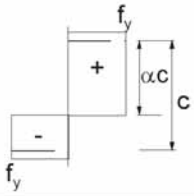
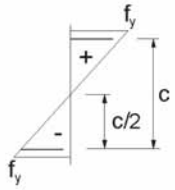
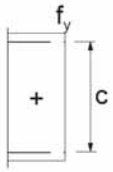
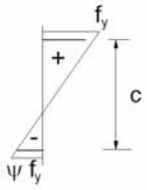
- Abstand zwischen Schwerpunkt und der Unterseite des Untergurtes:

$$z_{tot.na} := \frac{S_{na}}{A_{tot.eff}} = 2{,}134\,m$$

EN 1993-1-1, Tabelle 5.2 ─ Maximales c/t-Verhältnis druckbeanspruchter Querschnittsteile

Beidseitig gestützte druckbeanspruchte Querschnittsteile



Klasse	auf Biegung beanspruchte Querschnittsteile	auf Druck beanspruchte Querschnittsteile	auf Druck und Biegung beanspruchte Querschnittsteile
Spannungs-verteilung über Querschnittsteile (Druck positiv)			
1	$c/t \le 72\varepsilon$	$c/t \le 33\varepsilon$	für $\alpha > 0{,}5$: $c/t \le \frac{396\varepsilon}{13\alpha - 1}$ für $\alpha \le 0{,}5$: $c/t \le \frac{36\varepsilon}{\alpha}$
2	$c/t \le 83\varepsilon$	$c/t \le 38\varepsilon$	für $\alpha > 0{,}5$: $c/t \le \frac{456\varepsilon}{13\alpha - 1}$ für $\alpha \le 0{,}5$: $c/t \le \frac{41{,}5\varepsilon}{\alpha}$
Spannungs-verteilung über Querschnittsteile (Druck positiv)			
3	$c/t \le 124\varepsilon$	$c/t \le 42\varepsilon$	für $\psi > -1$: $c/t \le \frac{42\varepsilon}{0{,}67 + 0{,}33\psi}$ für $\psi \le -1$[a]: $c/t \le 62\varepsilon(1 - \psi)\sqrt{(-\psi)}$

$\varepsilon = \sqrt{235 / f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

[a] Es gilt $\psi \le -1$ falls entweder die Druckspannungen $\sigma \le f_y$ oder die Dehnungen infolge Zug $\varepsilon_y > \frac{f_y}{E}$ sind.

- Flächenträgheitsmoment:

$$
\begin{aligned}
I_{tot.eff} := {} & A_{tsur}\cdot\left(h + t_{slab} - c_{ur} - z_{tot.na}\right)^2 + A_{tslr}\cdot\left(h + c_{lr} - z_{tot.na}\right)^2 \ldots \\
& + 2\cdot\left[\frac{b_{tf.1}\cdot t_{tf.1}^{\,3}}{12} + \left(b_{tf.1}\cdot t_{tf.1}\right)\cdot\left(h - \frac{t_{tf.1}}{2} - z_{tot.na}\right)^2\right] \ldots \\
& + 2\cdot\left[\frac{b_{tf.2}\cdot t_{tf.2}^{\,3}}{12} + \left(b_{tf.2}\cdot t_{tf.2}\right)\cdot\left(h - t_{tf.1} - \frac{t_{tf.2}}{2} - z_{tot.na}\right)^2\right] \ldots \\
& + 2\cdot\left[t_{w.h}\cdot\left(h - t_{tf.1} - t_{tf.2} - t_p\right)\cdot\left(\frac{h - t_{tf.1} - t_{tf.2} + t_p}{2} - z_{tot.na}\right)^2 \ldots + \frac{t_{w.h}\cdot\left(h - t_{tf.1} - t_{tf.2} - t_p\right)^3}{12}\right] \ldots \\
& + A_{effEP}\cdot\left(z_{tot.na} - z_{sl.1}\right)^2 + n_{st}\cdot I_{sl.1}
\end{aligned}
$$

$$I_{tot.eff} = 4{,}69\,m^4$$

3.2.3.6 Wirksame Fläche des Steges

Aus den Werten der Biegemomente M_a und M_c (vgl. Abschnitt 3.2.3.3) und den mechanischen Eigenschaften aus dem vorangegangenen Abschnitt 3.2.3.5, ergeben sich im GZT im Steg folgende Maximalwerte für die Normalspannungen:

$$\sigma_{abfu} = \frac{-M_a\left(z_{tota.na} - t_p\right)}{I_{tot.a.eff}} + \frac{-M_c\left(z_{tot.na} - t_p\right)}{I_{tot.eff}} = 328{,}263\ \text{N/mm}^2$$

$$\sigma_{atfl} = \frac{M_a\left(h - t_{tf.1} - t_{tf.2} - z_{tot.a.na}\right)}{I_{tot.a.eff}} + \frac{M_c\left(h - t_{tf.1} - t_{tf.2} - z_{tot.na}\right)}{I_{tot.eff}} = -290{,}373\ \text{N/mm}^2$$

3.2.3.6.1 Querschnittsklassifizierung

Das Bodenblech ist bereits, infolge Beulen der Trapezsteifen, als Querschnittsklasse 4 eingestuft. Somit ist der gesamte Querschnitt bereits klassifiziert. Die Querschnittsnachweise müssen somit elastisch geführt werden. Weiterhin muss noch untersucht werden, ob der Steg ggf. Querschnittsklasse 4 ist, um eine mögliche Querschnittsreduktion zu berücksichtigen.

Der Nachweis basiert auf der elastischen Spannungsverteilung im GZT, welche im Abschnitt 3.2.3.7 unter Berücksichtigung von Plattenbeul- und Schubverzerrungseffekten ermittelt wurde:

$$\sigma_{abfu} = 328{,}263\ \text{N/mm}^2$$

$$\sigma_{atfl} = -290{,}373\ \text{N/mm}^2$$

Die elastische Spannungsverteilung im GZT:

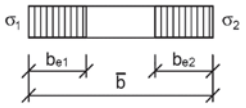
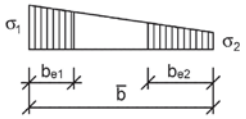
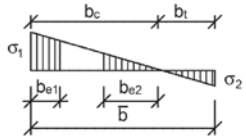
$$\psi_w = \frac{\sigma_{atfl}}{\sigma_{abfu}} = -0{,}885 > -1$$

Dementsprechend ergibt sich die maßgebende Schlankheit zwischen Klasse 3 und Klasse 4 zu:

$$\frac{c_w}{t_w} = \frac{h_w}{t_w} = 167{,}872 > \frac{42\varepsilon}{0.67 + 0.33\cdot\psi_w} = 91{,}681$$

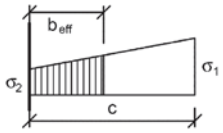
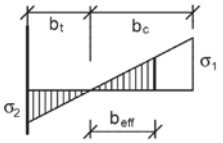
Daraus folgt eine Einteilung des Steges in die Querschnittsklasse 4.

EN 1993-1-5, 4.4 Tabelle 4.1 – Zweiseitig gestützte druckbeanspruchte Querschnittsteile

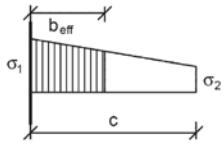
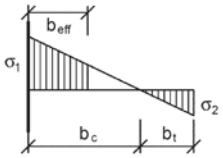
Spannungsverteilung (Druck positiv)	Wirksame Breite b_{eff}
	$\psi = 1$: $b_{eff} = \rho\ \bar{b}$ $b_{e1} = 0{,}5\ b_{eff}$ $b_{e2} = 0{,}5\ b_{eff}$
	$1 > \psi \geq 0$: $b_{eff} = \rho\ \bar{b}$ $b_{e1} = \frac{2}{5-\psi} b_{eff}$ $b_{e2} = b_{eff} - b_{e1}$
	$\psi < 0$: $b_{eff} = \rho\ b_c = \rho\ \bar{b}/(1-\psi)$ $b_{e1} = 0{,}4\ b_{eff}$ $b_{e2} = 0{,}6\ b_{eff}$

$\psi = \sigma_2/\sigma_1$	1	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	–1	$-1 > \psi > -3$
Beulwert k_σ	4,0	$8{,}2/(1{,}05 + \psi)$	7,81	$7{,}81 - 6{,}29\ \psi + 9{,}78\ \psi^2$	23,9	$5{,}98\ (1-\psi)^2$

EN 1993-1-5, 4.4 Tabelle 4.2 – Einseitig gestützte druckbeanspruchte Querschnittsteile

Spannungsverteilung (Druck positiv)	Wirksame Breite b_{eff}
	$1 > \psi \geq 0$: $b_{eff} = \rho\ c$
	$\psi < 0$: $b_{eff} = \rho\ b_c = \rho\ c/(1-\psi)$

$\psi = \sigma_2/\sigma_1$	1	0	–1	$1 \geq \psi \geq -3$
Beulwert k_σ	0,43	0,57	0,85	$0{,}57 - 0{,}21\ \psi + 0{,}07\ \psi^2$

	$1 > \psi \geq 0$: $b_{eff} = \rho\ c$
	$\psi < 0$: $b_{eff} = \rho\ b_c = \rho\ c/(1-\psi)$

$\psi = \sigma_2/\sigma_1$	1	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	–1
Beulwert k_σ	0,43	$0{,}578/(\psi + 0{,}34)$	1,70	$1{,}7 - 5\ \psi + 17{,}1\ \psi^2$	23,8

EN 1993-1-5, 4.4(3)

(3) Für Gurte von I-Querschnitten und Kastenträgern sind in der Regel die Spannungsverteilungen für die Anwendung der Tabelle 4.1 und Tabelle 4.2 mit Bruttoquerschnittswerten zu bestimmen, wobei auf eine mögliche Reduzierung der Bruttoquerschnittswerte durch mittragende Breiten zu achten ist. Für Stegelemente ist in der Regel das Spannungsverhältnis ψ für die Tabelle 4.1 mit der Spannungsverteilung zu ermitteln, die sich aus der wirksamen Breite der Druckflansche und dem Bruttoquerschnitt des Steges ergibt.

Fazit: Der Querschnitt an den Innenauflagern P1, P2 und P3 ist Klasse 4 und wird durch eine elastische Berechnung nachgewiesen.

Der Steg ist in Klasse 4, so dass der wirksame Querschnitt unter Momentenbeanspruchung gemäß EN 1993-1-5, 4.4 ermittelt werden muss.

Wirksame Stegblechhöhe infolge Biegebeanspruchung:

$k_{\sigma w} = 5{,}98(1-\psi)^2 = 21{,}027$ (vgl. Tabelle 4.1 von EN 1993-1-5, 4.4: Einzelblechfelder ohne Längssteifen)

$$\bar{\lambda}_{pw} = \frac{\bar{b}/t}{28{,}4\varepsilon\sqrt{k_\sigma}} = \frac{\frac{h_w}{t_w}}{28{,}4\varepsilon_w\sqrt{k_{\sigma w}}} = 1{,}562 > 0{,}673$$

$$\Rightarrow \quad \rho_w = \frac{\bar{\lambda}_{pw} - 0{,}055(3+\psi_w)}{\bar{\lambda}_{pw}^2} = 0{,}593$$ Reduktion der Steghöhe

Somit kann die wirksame Höhe des Steges wie folgt berechnet werden :

$$h_{weff} = \frac{\rho_w h_w}{(1-\psi_w)} = 1{,}425 \text{ m}$$

Diese wirksame Steghöhe kann entsprechend Tabelle 4.1 von EN 1993-1-5 aufgeteilt werden in:

$$h_{we1} = \left(\frac{-\psi_w}{1-\psi_w}\right)\cdot h_w + 0.6h_{weff} = 2.127 + 0.855 = 2{,}983 \text{ m}$$

$$h_{we2} = 0.4h_{weff} = 0{,}57 \text{ m}$$

Anmerkung: Die wirksame Fläche des Hohlkastensteges wird nach der des ausgesteiften Untergurtes bestimmt. Andersherum würde die Berechnung nicht zur selben wirksamen Querschnittsfläche an P3 führen und somit nicht dem in EN 1993-1-5 geregelten Vorgehen entsprechen.

3.2.3.6.2 Effektive mechanische Eigenschaften des Kastenquerschnitts

Die endgültigen effektiven mechanischen Eigenschaften des Querschnittes werden durch Ersetzen der Bruttoquerschnittsfläche von Untergurt und Steg durch ihre effektiven Flächen berechnet.

Endgültige mechanische Eigenschaften des Baustahlanteils des Kastenquerschnitts

Die endgültigen mechanischen Eigenschaften des effektiven Kastenquerschnitts (nur Baustahl) sind:

- Fläche:

$$A_{eff.w} := (h_{w.e1} + h_{w.e2})\cdot t_w = 0{,}096\,m^2$$

$$A_{tot.a.eff} := A_{effEP} + 2.A_{eff.w} + 2(b_{tf.1}\cdot t_{tf.1} + b_{tf.2}\cdot t_{tf.2}) = 1{,}278\,m^2$$

- Flächenmoment erster Ordnung:

$$S_{a.na} := 2\cdot\left[b_{tf.1}\cdot t_{tf.1}\cdot\left(h - \frac{t_{tf.1}}{2}\right) + b_{tf.2}\cdot t_{tf.2}\cdot\left(h - t_{tf.1} - \frac{t_{tf.2}}{2}\right)\right] + A_{effEP}\cdot z_{sl.1} \cdots$$
$$+ 2\cdot t_w\cdot h_{w.e1}\cdot\left(h - t_{tf.1} - t_{tf.2} - \frac{h_{w.e1}\cdot\cos(q_w)}{2}\right) + 2\cdot t_w\cdot h_{w.e2}\cdot\frac{h_{w.e2}\cdot\cos(q_w)}{2}$$

$$S_{a.na} = 2{,}613\cdot m^3$$

- Abstand zwischen Schwerpunkt und der Unterseite des Untergurtes:

$$z_{tot.a.na} := \frac{S_{a.na}}{A_{tot.a.eff}} = 2{,}044\,m$$

- Flächenträgheitsmoment:

$$\begin{aligned} I_{tot.a.eff} := {} & 2\cdot\left[\frac{b_{tf.1}\cdot t_{tf.1}^{3}}{12} + \left(b_{tf.1}\cdot t_{tf.1}\right)\cdot\left(h - \frac{t_{tf.1}}{2} - z_{tot.a.na}\right)^{2}\right] \ldots \\ & + 2\cdot\left[\frac{b_{tf.2}\cdot t_{tf.2}^{3}}{12} + \left(b_{tf.2}\cdot t_{tf.2}\right)\cdot\left(h - t_{tf.1} - \frac{t_{tf.2}}{2} - z_{tot.a.na}\right)^{2}\right] \ldots \\ & + 2\cdot\left[\begin{aligned} & \frac{t_{w.h}\cdot\left(h_{w.e1}\cdot\cos\left(q_w\right)\right)^{3}}{12} + t_w\cdot h_{w.e1}\cdot\left(h - t_{tf.1} - t_{tf.2} - \frac{h_{w.e1}\cdot\cos\left(q_w\right)}{2} - z_{tot.a.na}\right)^{2} \ldots \\ & + \frac{t_{w.h}\cdot\left(h_{w.e2}\cdot\cos\left(q_w\right)\right)^{3}}{12} + t_w\cdot h_{w.e2}\cdot\left(z_{tot.a.na} - t_p - \frac{h_{w.e2}\cdot\cos\left(q_w\right)}{2}\right)^{2} \end{aligned}\right] \ldots \\ & + A_{effEP}\cdot\left(z_{tot.a.na} - z_{sl.1}\right)^{2} + n_{st}\cdot I_{sl.1} \end{aligned}$$

$$I_{tot.a.eff} = 4{,}244\,m^{4}$$

Endgültige mechanische Eigenschaften des Verbund-Kastenquerschnitts

Die endgültigen mechanischen Eigenschaften des Verbund-Kastenquerschnitts (Baustahl und Bewehrung) sind:

- Fläche:

$$A_{tot.eff} := A_{tot.a.eff} + A_{tsur} + A_{tslr} = 1{,}364\,m^{2}$$

- Flächenmoment erster Ordnung:

$$S_{na} := S_{a.na} + A_{tsur}\cdot\left(h + t_{slab} - c_{ur}\right) + A_{tslr}\cdot\left(h + c_{lr}\right) = 2{,}97\cdot m^{3}$$

- Abstand zwischen Schwerpunkt und Unterseite des Untergurtes:

$$z_{tot.na} := \frac{S_{na}}{A_{tot.eff}} = 2{,}178\,m$$

- Flächenträgheitsmoment:

$$\begin{aligned} I_{tot.eff} := {} & A_{tsur}\cdot\left(h + t_{slab} - c_{ur} - z_{tot.na}\right)^{2} + A_{tslr}\cdot\left(h + c_{lr} - z_{tot.na}\right)^{2} \ldots \\ & + 2\cdot\left[\frac{b_{tf.1}\cdot t_{tf.1}^{3}}{12} + \left(b_{tf.1}\cdot t_{tf.1}\right)\cdot\left(h - \frac{t_{tf.1}}{2} - z_{tot.na}\right)^{2}\right] \ldots \\ & + 2\cdot\left[\frac{b_{tf.2}\cdot t_{tf.2}^{3}}{12} + \left(b_{tf.2}\cdot t_{tf.2}\right)\cdot\left(h - t_{tf.1} - \frac{t_{tf.2}}{2} - z_{tot.na}\right)^{2}\right] \ldots \\ & + 2\cdot\left[\begin{aligned} & \frac{t_{w.h}\cdot\left(h_{w.e1}\cdot\cos\left(q_w\right)\right)^{3}}{12} + t_w\cdot h_{w.e1}\cdot\left(h - t_{tf.1} - t_{tf.2} - \frac{h_{w.e1}\cdot\cos\left(q_w\right)}{2} - z_{tot.na}\right)^{2} \ldots \\ & + \frac{t_{w.h}\cdot\left(h_{w.e2}\cdot\cos\left(q_w\right)\right)^{3}}{12} + t_w\cdot h_{w.e2}\cdot\left(z_{tot.na} - t_p - \frac{h_{w.e2}\cdot\cos\left(q_w\right)}{2}\right)^{2} \end{aligned}\right] \ldots \\ & + A_{effEP}\cdot\left(z_{tot.na} - z_{sl.1}\right)^{2} + n_{st}\cdot I_{sl.1} \end{aligned}$$

$$I_{tot.eff} = 4{,}61\,m^{4}$$

EN 1993-1-5, 4.6(1)

Der Bauteilnachweis mit Hilfe wirksamer Querschnittsgrößen für Längsspannungen lautet in der Regel wie folgt:

$$\eta_1 = \frac{N_{Ed}}{\frac{f_y A_{eff}}{\gamma_{M0}}} + \frac{M_{Ed} + N_{Ed} e_N}{\frac{f_y W_{eff}}{\gamma_{M0}}} \leq 1{,}0 \qquad (4.14)$$

Dabei ist

A_{ef} die wirksame Querschnittsfläche nach 4.3(3);

e_N die Verschiebung der neutralen Achse nach 4.3(3);

M_{Ed} der Bemessungswert des einwirkenden Biegemomentes;

N_{Ed} der Bemessungswert der einwirkenden Normalkraft;

W_{eff} das wirksame Widerstandsmoment, siehe 4.3(4);

γ_{M0} der Teilsicherheitsbeiwert, siehe EN 1993-2 bis -6.

ANMERKUNG Gleichung (4.14) darf für Bauteile unter Normalkraft und zweiaxialer Biegung wie folgt erweitert werden:

$$\eta_1 = \frac{N_{Ed}}{\frac{f_y A_{eff}}{\gamma_{M0}}} + \frac{M_{y,Ed} + N_{Ed} e_{y,N}}{\frac{f_y W_{y,eff}}{\gamma_{M0}}} + \frac{M_{z,Ed} + N_{Ed} e_{z,N}}{\frac{f_y W_{z,eff}}{\gamma_{M0}}} \leq 1{,}0 \qquad (4.15)$$

Dabei ist

$M_{y,Ed}$, $M_{z,Ed}$	die Bemessungswerte der einwirkenden Biegemomente um die y-y- bzw. die z-z-Achse;
e_{yN}, e_{zN}	die Verschiebungen der jeweiligen neutralen Achse.

Hinweise zum Nachweis der Querkrafttragfähigkeit

Siehe Abschnitt 3.1.2.5.2, Seite 89ff.

3.2.3.7 Nachweis der Momententragfähigkeit

Aus den Werten der Biegemomente M_a und M_c (vgl. Abschnitt 3.2.3.5) und den mechanischen Eigenschaften aus dem vorangegangenen Abschnitt 3.2.3.7, ergeben sich die maximalen Normalspannungen im GZT zu:

$$\sigma_{abfl} = \frac{-M_a(z_{tot.a.na})}{I_{tot.a.eff}} + \frac{-M_c(z_{tot.na})}{I_{tot.eff}} = 353{,}374 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{atf\,2l} = \frac{M_a(h - t_{tf.1} - t_{tf.2} - z_{tot.a.na})}{I_{tot.a.eff}} + \frac{-M_c(h - t_{tf.1} - t_{tf.2} - z_{tot.na})}{I_{tot.eff}} = -287{,}808 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{atfu} = \frac{M_a(h - z_{tot.a.na})}{I_{tot.a.eff}} + \frac{-M_c(h - z_{tot.na})}{I_{tot.eff}} = -319{,}783 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{s.reinf} = \frac{-M_c(h + t_{slab} - c_{ur} - z_{tot.na})}{I_{tot.eff}} = -145{,}599 \text{ N/mm}^2$$

Somit erfolgen die Nachweise zu:

$$\sigma_{abfl} \leq f_{yd}(t_p) = \frac{f_y(t_p)}{\gamma_{M0}} = 325 \text{ MPa} \qquad \Rightarrow \eta_{1,\,abfl} = 1{,}087 > 1{,}0$$

$$\sigma_{atf2l} \geq f_{yd}(t_{tf.2}) = \frac{f_y(t_{tf.2})}{\gamma_{M0}} = 315 \text{ MPa} \qquad \Rightarrow \eta_{1,\,atfl} = 0{,}914 < 1{,}0$$

$$\sigma_{atf1l} \geq f_{yd}(t_{tf.1}) = \frac{f_y(t_{tf.1})}{\gamma_{M0}} = 315 \text{ MPa} \qquad \Rightarrow \eta_{1,\,atfl} = 0{,}962 < 1{,}0$$

$$\sigma_{atfu} \geq f_{yd}(t_{tf.1}) = \frac{f_y(t_{tf.1})}{\gamma_{M0}} = 315 \text{ MPa} \qquad \Rightarrow \eta_{1,\,atfl} = 1{,}015 > 1{,}0$$

$$\sigma_{sreinf} \geq f_{sd} = \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = 434.783 \text{ MPa} \qquad \Rightarrow \eta_{1,\,s.reinf} = 0{,}335 < 1{,}0$$

Der effektive Kastenquerschnitt ist hier mit dem im Auflagerquerschnitt P3 auftretenden Biegemomenten nachgewiesen worden. Die Spannungen im Untergurt sind zu groß ($\eta_1 > 1{,}0$). Da der Eurocode aber lediglich einen Nachweis des Beulfeldes im Abstand von min [$0{,}4 \cdot a$; $0{,}5 \cdot h_w$] vom Auflager verlangt, wird der Nachweis hier als erfüllt betrachtet. Desweiteren wurden die Spannungen hier nicht, wie in EN 1993-1-5 erlaubt, für die Flanschblechmittellinie bestimmt, sondern für die äußerste Faser, was ebenfalls zu einer vermeintlich höheren Ausnutzung führt.

Anmerkung: Der Einfluss der Längssteifen im Steg wurde bei der Berechnung des Widerstandsmomentes nicht berücksichtigt.

3.2.3.8 Nachweis der Querkrafttragfähigkeit

3.2.3.8.1 Stegbleche des Kastenquerschnitts

Die Stege des Kastenquerschnitts sind auf beiden Seiten des Innenauflagers P3, im Abstand a_w = 2,5 m, quer ausgeversteift.

Nachweis des Gesamtfeldes

Um den Schubbeulwert für das gesamte Stegblechfeld zu ermitteln, muss das Flächenträgheitsmoment der Längssteife entsprechend Bild 5.3 von EN 1993-1-5 berechnet werden:

EN 1993-1-5, 4.6 (3)

Für eine längs des Beulfeldes veränderliche Spannung ist in der Regel der Beulnachweis für die Schnittgrößen an der Querschnittsstelle zu führen, die sich im Abstand 0,4 *a* oder 0,5 *b* (kleinster Wert) von dem Beulfeldrand befindet, an dem die größten Spannungen auftreten. In diesem Fall muss am Beulfeldrand zusätzlich ein Querschnittsnachweis geführt werden.

EN 1993-1-5, Anhang A3: Schubbeulwerte für ausgesteifte Blechfelder

(1) Bei Blechfeldern mit mehr als zwei oder ohne Längssteifen, die durch starre Quersteifen begrenzt sind, darf der Schubbeulwert k_τ wie folgt bestimmt werden:

$$k_\tau = 5.34 + 4\left(\frac{h_w}{a}\right)^2 + k_{\tau st} \text{ when } a/h_w \geq 1$$
$$k_\tau = 4 + 5.34\left(\frac{h_w}{a}\right)^2 + k_{\tau st} \text{ when } a/h_w < 1 \qquad \text{(A.5)}$$

Dabei ist $k_{\tau st} = 9\left(\frac{h_w}{a}\right)^2 \sqrt[4]{\left(\frac{I_{sl}}{t^3 h_w}\right)^3} > k_{\tau st} = \frac{2{,}1}{t}\sqrt[3]{\left(\frac{I_{sl}}{h_w}\right)}$

a der Abstand starrer Quersteifen, siehe Bild 5.3;
I_{sl} das Flächenträgheitsmoment einer Längssteife um die z-z-Achse, siehe Bild 5.3 b). Bei Stegblechen mit zwei oder mehr Steifen ist $I_{s\ell}$ die Summe der Steifigkeiten aller Einzelsteifen, wobei diese nicht gleichmäßig angeordnet sein müssen.

ANMERKUNG Gleichung (A.5) gilt nicht für Blechfelder mit verformbaren Zwischenquersteifen.

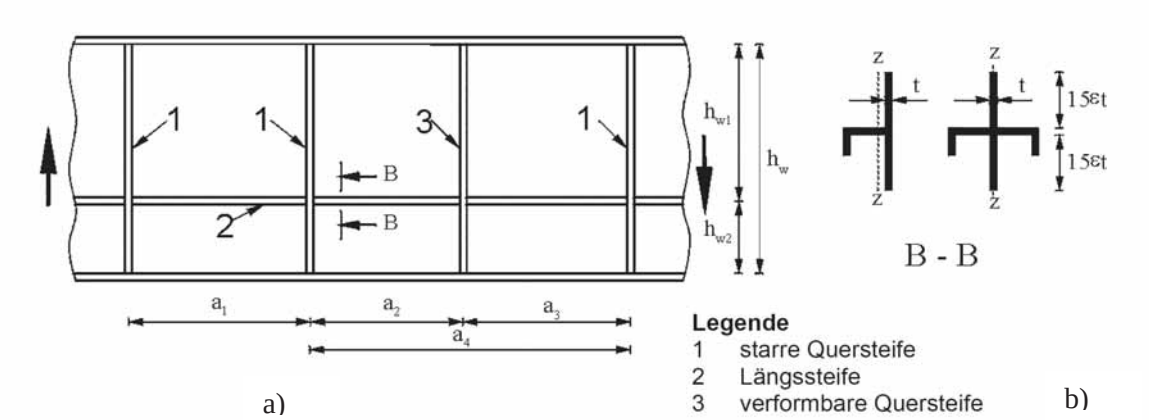


Bild 5.3 – Stegblech mit Quer- und Längssteifen

(2) Gleichung (A.5) darf auch für Blechfelder mit einer oder zwei Längssteifen angewendet werden, wenn für $\alpha = \frac{a}{h_w}$ gilt: $\alpha \geq 3$. Für Blechfelder mit einer oder zwei Längssteifen und $\alpha < 3$ darf der Schubbeulwert wie folgt bestimmt werden:

$$k_\tau = 4{,}1 + \frac{6{,}3 + 0{,}18\frac{I_{sl}}{t^3 h_w}}{\alpha^2} + 2{,}2\sqrt[3]{\frac{I_{sl}}{t^3 h_w}} \qquad \text{(A.6)}$$

$$15\varepsilon\left(t_w\right)t_w = 0{,}334\text{m} \geq \frac{b_{1.st.w}}{2} = 0{,}25\text{ m}$$

Dann ergibt sich die elastische Nulllinie der Längssteife des Steges mit der Breite $15\varepsilon\left(t_w\right)t_w$ auf beiden Seiten der Steife zu:

$$z_{st.w} = \frac{2h_{st.w}t_{st.v.w}\dfrac{t_w + h_{st.w}}{2} + b_{2.st.w}t_{st.w}\left(h_{st.w} + \dfrac{t_w}{2}\right)}{2h_{st.w}t_{st.v.w} + b_{2.st.w}t_{st.w} + \left(2\cdot 15\varepsilon\left(t_w\right)t_w + b_{1.st.w}\right)t_w} = 0{,}111\text{ m}$$

Das Flächenträgheitsmoment der Längssteife des Steges ergibt sich zu

$$I_{st.w} = I_{sl.w} = b_{2.st.w}t_{st.w}(h_{st.w} - z_{st.w})^2 + 2\left[\frac{t_{st.v.w}h_{st.w}^3}{12} + t_{st.w}h_{st.w}(\frac{h_{st.w}}{2} - z_{st.w})^2\right] + \left[2\cdot 15\varepsilon(t_w)t_w + b_{1.st.w}\right]t_w z_{st.w}^2$$

$$= 1{,}215 \cdot 10^{-3}\text{ m}^4$$

Gemäß EN 1993-1-5 Anhang A3 (2), da es nur eine Längsssteife im Steg gibt und das Seitenverhältnis $\alpha_w = \dfrac{a_w}{h_w} = 0{,}552 \leq 3$, ergibt sich der Schubbeulwert zu:

$$k_{\tau.w} = 4{,}1 + \frac{6{,}3 + 0{,}18\dfrac{I_{sl.w}}{t_w^3 h_w}}{\alpha_w^2} + 2{,}2\sqrt[3]{\frac{I_{sl,w}}{t_w^3 h_w}} = 38{,}119$$

Die Quersteifen der aussteifenden Querrahmen, welche die Stegblechfelder in Nähe des Auflagers P3 begrenzen, werden als starr angenommen.

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{4533}{27} = 167{,}872 > \frac{31}{\eta}\varepsilon(t_w)\sqrt{k_{\tau.w}} = 131{,}636$$

Der Steg muss auf Schub nachgewiesen werden.

Der Schlankheitsgrad des Stegblechfeldes ergibt sich zu:

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{37.4t_w\varepsilon(t_w)\sqrt{k_{\tau.w}}} = 0{,}881$$

Nachweis der Einzelfelder

Es ist möglich, dass sich die beiden Einzelfelder kritischer verhalten als das gesamte ausgesteifte Teilfeld. Dementsprechend müssen die beiden Einzelfelder ebenfalls überprüft werden. Da die Längssteife in der Mitte des Steges angeordnet ist, haben die beiden Einzelfelder dieselbe Breite und denselben Schlankheitsgrad.

Gemäß Anhang A3 (1), EN 1993-1-5, da das Seitenverhältnis $\alpha_w = \dfrac{a_w}{b_{spw}} = \dfrac{2{,}5}{2{,}016} = 1{,}24 \geq 1$ ist, ist der Schubbeulwert:

$$k_{\tau.w.sp} = 5.34 + 4\left(\frac{b_{w.sp}}{a_w}\right)^2 = 7{,}942$$

$$\frac{b_{w.sp}}{t_w} = \frac{2016}{27} = 74{,}677 > \frac{31}{\eta}\varepsilon(t_w)\sqrt{k_{\tau.w}} = 60{,}085$$

Der Steg muss auf Querkraft nachgewiesen werden:

$$\bar{\lambda}_{w.sp} = \frac{b_{w.sp}}{374\ t_w\varepsilon(t_w)\sqrt{k_{\tau.w.sp}}} = 0{,}858$$

EN 1993-1-1, 6.2.6: Querkraftbeanspruchung

(1) Für den Bemessungswert der einwirkenden Querkraft V_{Ed} ist in der Regel an jedem Querschnitt folgender Nachweis zu erfüllen:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0 \qquad (6.17)$$

wobei $V_{c,Rd}$ der Bemessungswert der Querkraftbeanspruchbarkeit ist. Für eine plastische Bemessung ist der Bemessungswert der plastischen Querkraftbeanspruchbarkeit $V_{c,Rd}$ in (2) angegeben. Für eine elastische Bemessung ist der Bemessungswert der elastischen Querkraftbeanspruchbarkeit in (4) und (5) angegeben.

(2) Liegt keine Torsion vor, so lautet der Bemessungswert der plastischen Querkraftbeanspruchbarkeit:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v\left(f_y/\sqrt{3}\right)}{\gamma_{M0}} \qquad (6.18)$$

wobei A_v die wirksame Schubfläche ist.

EN 1993-1-5, 5.5: Nachweis

(1) Der Nachweis ist in der Regel wie folgt zu führen:

$$\eta_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{b,Rd}} \leq 1$$

Dabei ist V_{Ed} der Bemessungswert der einwirkenden Schubkraft aus Querkraft und Torsion.

EN 1993-1-1, 6.2.7 (9): Torsionsbeanspruchung

(9) Bei kombinierter Beanspruchung aus Querkraft und Torsion ist in der Regel die plastische Querkrafttragfähigkeit $V_{pl,Rd}$ nach 6.2.6(2) auf den Wert $V_{pl,T,Rd}$ abzumindern. Für den Bemessungswert der einwirkenden Querkraft V_{Ed} muss in jedem Querschnitt folgender Nachweis erfüllt werden:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,T,Rd}} \leq 1 \qquad (6.25)$$

wobei $V_{pl,T,Rd}$ wie folgt ermittelt wird:

– für Hohlprofile:

$$V_{pl,T,Rd} = \left[1 - \frac{\tau_{t.Ed}}{\left(f_y/\sqrt{3}\right)/\gamma_{M0}}\right] V_{pl,Rd} \qquad (6.28)$$

where $V_{pl,Rd}$ is given in 6.2.6.

Querkraftnachweis

Die bezogene Schlankheit des gesamten Teilfeldes ist somit: $\bar{\lambda}_w = \max(\bar{\lambda}_w, \bar{\lambda}_{w.sp}) = 0{,}881$

Da sich das Stegblechfeld nahe Auflager P3 befindet, wird es als starr angenommen und mit $0{,}8 \leq \bar{\lambda}_w \leq 1{,}08$ ergibt sich der Abminderungsbeiwert:

$$\chi_w = \frac{0{,}83}{\bar{\lambda}_w} = 0{,}942$$

Der maximale Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit ist gegben durch V_{Rd} = min ($V_{b,Rd}$; $V_{pl,a,Rd}$) mit $V_{b,Rd} = V_{bw,Rd}$ unter Vernachlässigung des Beitrages der Flansche am Widerstand.

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w f_y(t_w) h_w t_w}{\sqrt{3}\gamma_{M1}} = 20{,}881 \text{ MN und } V_{b,Rd} = \min\left(V_{bw,Rd}; \frac{\eta f_y(t_w) h_w t_w}{\sqrt{3}\gamma_{M1}}\right) = 20{,}881 \text{ MN}$$

$$V_{pl,a,Rd} = \frac{\eta f_y(t_w) h_w t_w}{\sqrt{3}\gamma_{M0}} = 29{,}251 \text{MN}$$

Der Nachweis ergibt sich somit zu: $\eta_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} = \frac{20{,}165}{20{,}881} = 0{,}966 \leq 1$

⇒ **Nachweis erbracht!**

Zusätzliche Torsionsbeanspruchung

Die maximale Torsionsbeanspruchung der Hohlkastenbrücke am Innenauflager P3, siehe Abbildung 2-35, ist gleich M_T = 1,35 · 20,761 MNm = 28,027 MNm.

Die vom Schubfluß eingeschlossenen Fläche (ermittelt am dünnwandigen Querschnitt) ergibt sich zu:

$$S = \frac{(b_t + b_p)\left(h + \frac{t_{slab}}{2}\right)}{2} = \frac{(12 + 6{,}5)\left(4 + \frac{0{,}325}{2}\right)}{2} = 38{,}503 \text{ m}^2$$

Die Schubspannung im Steg nach der Bredt´schen Formel lautet:

$$\tau_{Ed,T,web} = \frac{M_T}{2St_w} = 13{,}48 \text{N/mm}^2$$

Somit ergibt sich die zusätzliche Schubkraft infolge Torsion im Steg zu:

$$V_{Ed,T,web} = \tau_{Ed,T,web} t_w h_w = 1{,}65 \text{ MN}$$

Der Schubnachweis unter Berücksichtigung der Torsionsbeanspruchung ergibt sich somit zu:

$$\eta_3 = \frac{V_{Ed} + V_{T,web}}{V_{Rd}} = \frac{20{,}165 + 1{,}65}{20{,}881} = 1{,}045 > 1$$

Trotz eines Wertes $\eta_3 \geq 1$ wird der Nachweis hier als erbracht angesehen, da der maximale Torsionswert mit dem maximalen Bemessungswert der Querkraft kombiniert wurde, diese beiden Werte aber nicht zeitgleich auftreten können.

EN 1993-1-5, Anhang A3: Schubbeulwerte für ausgesteifte Blechfelder

(1) Bei Blechfeldern mit mehr als zwei oder ohne Längssteifen, die durch starre Quersteifen begrenzt sind, darf der Schubbeulwert k_τ wie folgt bestimmt werden:

$$k_\tau = 5.34 + 4\left(\frac{h_w}{a}\right)^2 + k_{\tau st} \text{ when } a/h_w \geq 1$$
$$k_\tau = 4 + 5.34\left(\frac{h_w}{a}\right)^2 + k_{\tau st} \text{ when } a/h_w < 1 \qquad \text{(A.5)}$$

Dabei ist $k_{\tau st} = 9\left(\frac{h_w}{a}\right)^2 \sqrt[4]{\left(\frac{I_{sl}}{t^3 h_w}\right)^3} > k_{\tau st} = \frac{2{,}1}{t}\sqrt[3]{\left(\frac{I_{sl}}{h_w}\right)}$

a der Abstand starrer Quersteifen, siehe Bild 5.3;
I_{sl} das Flächenträgheitsmoment einer Längssteife um die z-z-Achse, siehe Bild 5.3 b). Bei Stegblechen mit zwei oder mehr Steifen ist $I_{s\ell}$ die Summe der Steifigkeiten aller Einzelsteifen, wobei diese nicht gleichmäßig angeordnet sein müssen.

ANMERKUNG Gleichung (A.5) gilt nicht für Blechfelder mit verformbaren Zwischenquersteifen.

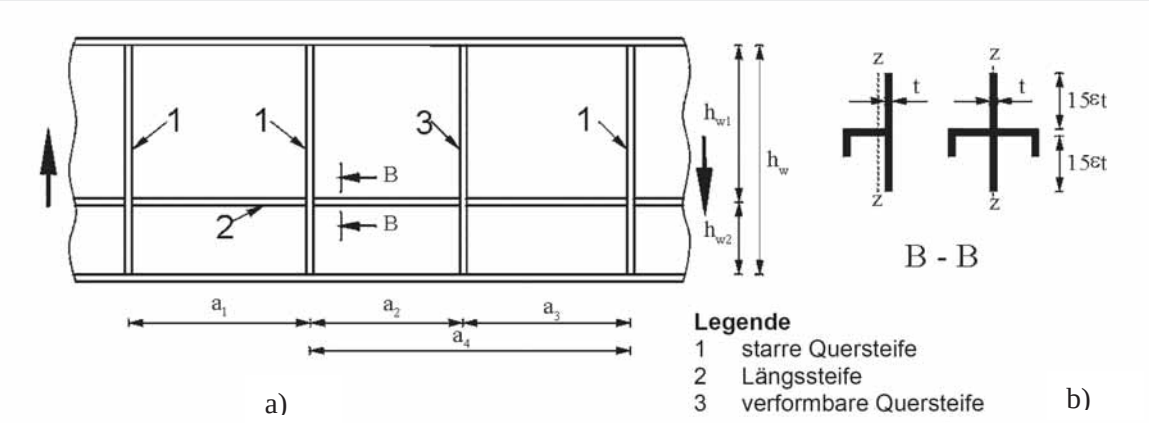


Bild 5.3 – Stegblech mit Quer- und Längssteifen

(2) Gleichung (A.5) darf auch für Blechfelder mit einer oder zwei Längssteifen angewendet werden, wenn für $\alpha = \frac{a}{h_w}$ gilt: $\alpha \geq 3$. Für Blechfelder mit einer oder zwei Längssteifen und $\alpha < 3$ darf der Schubbeulwert wie folgt bestimmt werden:

$$k_\tau = 4{,}1 + \frac{6{,}3 + 0{,}18\frac{I_{sl}}{t^3 h_w}}{\alpha^2} + 2{,}2\sqrt[3]{\frac{I_{sl}}{t^3 h_w}} \qquad \text{(A.6)}$$

Querkraftnachweis unter Berücksichtigung der Torsionsbeanspruchung

Querkraft-Querschnittsfläche des Kastenquerschnittes:

$$A_v = h_w t_w = 0{,}122 \text{ m}^2$$

Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit:

$$V_{pl.Rd} = \frac{\eta A_v (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = 29{,}251 \text{ MN}$$

Reduzierter Bemessungswert der plastischen Querkrafttragfähigkeit:

$$V_{pl.T.Rd} = \left[1 - \frac{\tau_{t.Ed}}{\left(f_y / \sqrt{3} \right) / \gamma_{M0}} \right] V_{pl.Rd} = 27{,}272 \text{ MN}$$

Der Querkraftnachweis unter Berücksichtigung der Torsionsbeanspruchung ergibt sich zu:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl.T.Rd}} = \frac{20{,}165}{27{,}272} = 0{,}739 \leq 1$$

⇒ **Nachweis erbracht!**

3.2.3.8.2 Querkraft im ausgesteiften Untergurt des Kastenquerschnitts

Berechnung der Schubspannung im Untergurt

Die Schubspannung im Untergurt variiert zwischen $\tau_{Ed,min}$ = 0 in der vertikalen Symmetrieachse des Querschnittes und $\tau_{Ed,max}$ in der Fuge zwischen Untergurt und Hauptsteg. $\tau_{Ed,max}$ wird unter Berücksichtigung des Bauablaufes und unter Verwendung des Bruttoquerschnittes berechnet.

Die Querkraft V_{Ed} = 33,234 MN am Auflager P3 wird aufgeteilt in:

- $V_{Ed,a}$ = 19,675 MN, aufgebracht auf den reinen Baustahl-Hohlkastenquerschnitt ($I_{tot.a}$ = 4,588 m^4, $z_{na.a}$ = 1,882 m), entspricht einer Schubspannung im Untergurt von:

  $$\tau_{Ed,a} = \frac{V_{Ed.a}}{I_{tot.a}} \frac{\mu_{t.a}}{t_p} = 26{,}25 \text{ N/mm}^2$$

  Dabei ist $\mu_{t,a}$ das Flächenmoment des Untergurtes unter Berücksichtigung der elastischen Nulllinie des Querschnittes:

  $$\mu_{t.a} = \frac{b_p}{2} t_p z_{na.a} = 0{,}459 \text{ m}^3$$

- $V_{Ed,c}$ = 13,559 MN, aufgebracht auf den Verbund-Hohlkastenquerschnitt (I_{tot} = 5,015 m^4, $z_{na.a}$ = 2,01 m), entspricht einer Schubspannung im Untergurt von:

  $$\tau_{Ed,c} = \frac{V_{Ed.c}}{I_{tot}} \frac{\mu_{t.c}}{t_p} = 17{,}674 \text{ N/mm}^2$$

  mit: $\mu_{t.c} = \frac{b_p}{2} t_p z_{na} = 0{,}49 \text{ m}^3$

⇒ $\tau_{Ed,\max} = \tau_{Ed,a} + \tau_{Ed,c} = 43{,}924 \text{ N/mm}^2$

Die Schubspannung infolge Torsion wird auf diesen Wert aufaddiert, unter Anwendung des im vorherigen Abschnitt 3.2.3.8.1 beschriebenen Verfahrens.

Die Schubspannung im Steg nach der Bredt´schen Formel lautet:

$$\tau_{Ed,T,bf} = \frac{M_T}{2St_p} = 4{,}853\text{N/mm}^2$$

$$\Rightarrow \qquad \tau_{Ed,\max} = \tau_{Ed,a} + \tau_{Ed,c} + \tau_{Ed,T,bf} = 48{,}776 \text{ N/mm}^2$$

Schubspannungsnachweis im Untergurt

Der Untergurt ist durch Quersteifen auf beiden Seiten des Innenauflagers P3, im Abstand a_w = 2,5 m, und in Längsrichtung durch sechs geschlossenen, äquidistante Steifen ausgesteift.

Zur Bestimmung des Schubbeulwertes für das gesamte Bodenblech, muss das Flächenträgheitsmoment der Bodenblechsteifen gemäß Bild 5.3 von EN 1993-1-5 berechnet werden:

$$15\varepsilon\left(t_p\right)t_p = 0{,}957 \text{ m} \geq \frac{b_{1.st.w}}{2} = 0{,}25 \text{ m und } 15\varepsilon\left(t_p\right)t_p = 0{,}957 \text{ m} \geq \frac{b_{sub}}{2} = 0{,}25 \text{ m}$$

Die elastische Nulllinie der Längssteifen im Bodenblech ergibt sich mit der mittragenden Breite $15\varepsilon\left(t_p\right)t_p$ (mit der oberen Grenze $b_{sub}/2$ oder $b_{1.st1w}/2$) auf beiden Seiten der Steife zu:

$$z_{st.p} = \frac{2h_{st.w}t_{st.v.w}\dfrac{t_p + h_{st.w}}{2} + b_{2.st.w}t_{st.w}\left(h_{st.w} + \dfrac{t_p - t_{st.w}}{2}\right)}{2h_{st.w}t_{st.v.w} + b_{2.st.w}t_{st.w} + \left(b_{sub} + b_{1.st.w}\right)t_p} = 63{,}674 \text{ mm}$$

Das Flächenträgheitsmoment einer Längssteifen berechnet sich somit zu:

$$I_{st.p} = b_{2.st.w}t_{st.w}(h_{st.w} - z_{st.w})^2 + 2\left[\frac{t_{st.v.w}h_{st.w}^3}{12} + t_{st.w}h_{st.w}(\frac{h_{st.w}}{2} - z_{st.p})^2\right] + \left[b_{sub} + b_{1.st.w}\right]t_w z_{st.p}^2 + \frac{\left[b_{sub} + b_{1.st.w}\right]t_p^3}{12}$$

$$I_{st.p} = 1{,}718.10^{-3} \text{ m}^4$$

Das Flächenträgheitsmoment aller sechs Längssteifen ist somit:

$$I_{sl.p} = 6I_{st.p} = 0{,}01 \text{ m}^4$$

Für das gegebenen Seitenverhältnis von $a_p = a_w/b_p$ = 0,385 ≤ 1 ergibt sich gemäß EN 1993-1-5 Anhang A3 (2) der Schubbeulwert zu:

$$k_{\tau.p} = 4 + 5.34\left(\frac{b_p}{a_w}\right)^2 + k_{\tau st.p} = 204{,}342$$

$$\text{mit } k_{\tau st.p} = 9\left(\frac{b_p}{a_W}\right)^2 \sqrt[4]{\left(\frac{I_{sl.p}}{t_p^3 b_p}\right)^3} = 164{,}243 \geq \frac{2{,}1}{t_p}\sqrt[3]{\frac{I_{sl.p}}{b_p}} = 3{,}265$$

Die Quersteifen des Aussteifungsrahmens, welche das Bodenblech nahe des Auflager P3 begrenzen, werden als starr angenommen.

$$\frac{b_p}{t_p} = \frac{6500}{75} = 86{,}667 < \frac{31}{\eta}\varepsilon(t_p)\sqrt{k_{\tau.p}} = 314{,}015$$

Dementsprechend muss der Untergurt nicht auf Schub nachgewiesen werden. Daraus folgt, dass kein globales Plattenbeulen infolge der Schubspannungen im Bodenblech auftritt.

$$\Rightarrow \qquad \tau_{Ed,\max}/2 = 48{,}776 \text{ N/mm}^2/2 = 24{,}388 \text{ N/mm}^2 \leq \tau_{Rd} = \frac{\eta f_y(t_p)}{\gamma_{M1}\sqrt{3}} = 204{,}697 \text{ N/mm}^2 \text{ (mit } \eta = 1{,}2)$$

$$\Rightarrow \qquad \eta_3 = \frac{\tau_{Ed,\max}/2}{\tau_{Rd}} = 0{,}119 \leq 1$$

EN 1993-1-1, 6.2.6 (4)

(4) Für die Bestimmung des Bemessungswertes der elastischen Querkraftbeanspruchbarkeit $V_{c,Rd}$ darf die folgende Grenzbedingung für den kritischen Querschnittspunkt verwendet werden, wenn nicht der Beulnachweis nach EN 1993-1-5, Abschnitt 5 maßgebend wird:

$$\frac{\tau_{Ed}}{f_y / \sqrt{3}\,\gamma_{M0}} \leq 1{,}0 \qquad (6.19)$$

Dabei darf τ_{Ed} wie folgt ermittelt werden: $\tau_{Ed} = \frac{V_{Ed} S}{It}$ (6.20)

Dabei ist:

	V_{Ed}	der Bemessungswert der Querkraft;
	S	das statisches Flächenmoment;
	I	das Flächenträgheitsmoment des Gesamtquerschnitts;
	t	die Blechdicke am Nachweispunkt.

ANMERKUNG Die Nachweisführung (4) ist konservativ, da sie eine teilweise plastische Querkraftumlagerung, welche in der elastischen Bemessung erlaubt ist, siehe (5), nicht berücksichtigt. Deshalb sollte sie nur angewendet werden, wenn der Nachweis nicht auf der Grundlage von $V_{c,Rd}$ nach Gleichung (6.17) geführt werden kann.

Hinweise zur M-V-Interaktion

Siehe Abschnitt 3.1.2.5.3, Seite 93.

EN 1993-1-5, 7.1(2)

(2) Das Interaktionskriterium in (1) gilt in der Regel an jeder Querschnittsstelle, braucht jedoch an Innenstützen von Drucklaufträgern bei Vorhandensein einer Quersteife nur im Bereich außerhalb des Abstandes $h_w/2$ von der Stütze erfüllt zu werden.

EN 1993-1-5, 7.1(5)

(5) Der Flansch eines Kastenträgers ist in der Regel nach 7.1(1) nachzuweisen, wobei $M_{f,Rd} = 0$ und τ_{Ed} als Mittelwert der Schubspannung im Flansch mit mindestens der Hälfte der maximalen Schubspannungen im Flansch anzusetzen ist; für η_1 ist hierbei η_1 nach 4.6(1) anzusetzen. Zusätzlich sind in der Regel die Einzelfelder mit dem Mittelwert der Schubspannung in den Einzelfeldern und dem für Einzelfeldbeulen nach 5.3 ermittelten Abminderungsfaktor χ_w nachzuweisen, wobei von starrer Randlagerung an den Längssteifen ausgegangen werden darf..

Schubspannungsnachweis in jedem Einzelfeld des Bodenblechs

Die Längssteifen werden als starr angenommen. Im Untergurt grenzen sie Einzelfelder der Abmessungen a_w = 2500 mm und b_{sub} = 500 mm ab. Diese Einzelfelder müssen einzeln auf ihre Querkrafttragfähigkeit hin überprüft werden. Der Nachweis wird nur für das meistbelastete Einzelfeld geführt. Für das an den Steg des Kastenquerschnitts anschließende Einzelfeld ergibt sich die folgende Schubspannung:

$$\tau_{Ed} = \tau_{Ed,\max} + \frac{\left(\tau_{Ed.t.bf} - \tau_{Ed,\max}\right) b_{sub}/2}{b_p/2} = 48{,}776 + \frac{\left(4{,}853 - 48{,}776\right) 500/2}{6500/2} = 45{,}398 \text{ N/mm}^2$$

Aufgrund des Seitenverhältnisses $\alpha_{sub} = \frac{a_w}{b_{sub}} = 5 \geq 1$ ergibt sich der Schubbeulwert gemäß EN 1993-1-5 Anhang 3 (2) zu:

$$k_{\tau.p} = 5.34 + 4\left(\frac{b_{sub}}{a_w}\right)^2 + k_{\tau st.sub} = 5{,}5$$

mit $k_{\tau st.sub} = 0$

Die Quersteifen der Austeifungsrahmens, welche die Untergurtfelder nahe des Auflagers P3 begrenzen, werden als starr angenommen.

$$\frac{b_{sub}}{t_p} = \frac{500}{75} = 6{,}667 < \frac{31}{\eta}\varepsilon(t_p)\sqrt{k_{\tau.sub}} = 51{,}517$$

Dementsprechend muss die Querkrafttragfähigkeit der Teilfelder des Untergurtes nicht überprüft werden. Daraus folgt, dass kein lokales Beulen infolge Querkraft im Untergurt auftritt.

$\Rightarrow$ τ_{Ed} = 45,398 MPa $\leq \tau_{b,Rd} = \frac{\eta f_y(t_p)}{\gamma_{M1}\sqrt{3}} = 204{,}697$ N/mm² (with η = 1,2)

$$\Rightarrow \quad \eta_3 = \frac{\tau_{Ed}}{\tau_{b,Rd}} = 0{,}22 \leq 1$$

3.2.3.9 M-V-Interaktion

3.2.3.9.1 M-V-Interaktion in den Stegen des Kastenquerschnittes

Der nachzuweisende Querschnitt befindet sich im Abstand $h_w/2$ = 2,266 m vom Auflager P3. In diesem Querschnitt ergibt sich demnach ein Ausnutzugsgrad infolge der Querkraftbeanspruchung (V_{Ed} = 18,93 MN unter Berücksichtigung der Schrägstellung des Steges) von:

$$\overline{\eta}_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}} = 0{,}914 \geq 0{,}5$$

Der Ausnutzungsgrad infolge M-V-Interaktion (mit M_{Ed} = -670,49MNm) ergibt sich somit wie folgt:

$$\overline{\eta}_1 + \left[1 - \frac{M_{f,Rd}}{M_{pl,Rd}}\right]\left[2\overline{\eta}_3 - 1\right]^2 \leq 1, \text{ wenn } \overline{\eta}_1 = \frac{M_{Ed}}{M_{Pl,Rd}} \geq \frac{M_{f,Rd}}{M_{Pl,Rd}}$$

Das plastische Widerstandsmoment des Gesamtquerschnittes, sowie des einzelnen Flansches, wird mit den effektiven Querschnitten der Flansche berechnet (unter Berücksichtigung der Schubverzerrung und des Plattenbeulens).

Der Steg steht am oberen Ende unter Zug und am unteren Ende unter Druck. Zur Berechnung von $M_{f,Rd}$ wird die Lage der plastischen Nulllinie (PNL) wie folgt ermittelt:

Bestimmung der Lage der plastischen Nulllinie (PNL) unter negativer Momentenbeanspruchung

BEZIEHUNGEN ZWISCHEN DEN NORMALKRÄFTEN IN DEN EINZELNEN QUERSCHNITTSTEILEN	LAGE DER PLASTISCHEN NULLLINIE (PNL)
$N_{abf} \geq N_{atf.1} + N_{atf.2} + N_{sl} + N_{su}$	PNL im Untergurt
$N_{abf} + N_{atf.2} \geq N_{atf.1} + N_{sl} + N_{su}$ und $N_{abf} < N_{atf.1} + N_{atf.2} + N_{sl} + N_{su}$	PNL im Obergurt 2
$N_{abf} + N_{atf.2} + N_{atf.1} \geq N_{sl} + N_{su}$ und $N_{abf} + N_{atf.2} < N_{atf.1} + N_{sl} + N_{su}$	PNL im Obergurt 1
$N_{sl} + N_{su} > N_{abf} + N_{atf.1} + N_{atf.2}$	PNL in der Platte

- Bemessungswert des plastischen Widerstandes des Unterrgurtes:

$$N_{a.bf} = \left[n_{st} \left[t_{st} f_{yd}(t_{st.w})(b_{2.eff} + 2b_{3.eff}) + t_p f_{yd}(t_p)(b_{1.eff} + b_{sub.eff}) \right] \rho_c + t_p f_{yd}(t_p)(0.2m + b_{sub.eff}) \right] \beta_{ult}^{\kappa} =$$

= 181,359 MN

- Bemessungswert des plastischen Widerstandes des Baustahlobergurte Blech 1:

$$N_{a.tf.1} := 2 \cdot b_{tf.1} \cdot t_{tf.1} \cdot f_{yd}(t_{tf.1}) = 94{,}5\ \text{MN}$$

- Bemessungswert des plastischen Widerstandes des Baustahlobergurte Blech 2:

$$N_{a.tf.2} := 2 \cdot b_{tf.2} \cdot t_{tf.2} \cdot f_{yd}(t_{tf.2}) = 79{,}38\ \text{MN}$$

- Bemessungswert des plastischen Widerstandes der oberen Betonstahlbewehrung:

$$N_{su} := A_{s.ur} \cdot f_{sd} = 22{,}59\ \text{MN}$$

- Bemessungswert des plastischen Widerstandes der unteren Betonstahlbewehrung:

$$N_{sl} := A_{s.lr} \cdot f_{sd} = 14{,}458\ \text{MN}$$

- Lage der plastischen Nulllinie (PNL):

  $N_{abf} + N_{atf.2} = 275{,}857$ MN $\geq N_{atf.1} + N_{sl} + N_{su} = 131{,}548$ MN

  und $N_{abf} = 181{,}357$ MN $< N_{atf.1} + N_{atf.2} + N_{sl} + N_{su} = 210{,}928$ MN

  In diesem Fall liegt die PNL im Obergurt Blech 2, in einem Abstand z_{pl} von der untersten Faser des Untergurtes. Aus dem Momentengleichgewicht um die PNL folgt:

$$z_{pl} = \frac{4(h - t_{tf.1}) b_{tf.2} f_{yd}(t_{tf.2}) + N_{a.tf.1} + N_{su} + N_{sl} - N_{a.bf} - N_{a.tf.2}}{4 b_{tf.2} f_{yd}(t_{tf.2})} = 3{,}83\ \text{m}$$

Der Bemessungswert des plastischen Widerstandsmomentes der Flansche allein wird aus der Lage der PNL berechnet zu:

$$M_{f,Rd} = N_{su}(h + t_{slab} - c_{ur} - z_{pl}) + N_{sl}(h + c_{lr} - z_{pl})$$
$$+ \frac{(h - t_{tf.1} - z_{pl})^2}{2} 2b_{tf.2} f_{yd}(t_{tf.2}) + \frac{(h - t_{tf.1} - t_{tf.2} - z_{pl})^2}{2} 2b_{tf.2} f_{yd}(t_{tf.2}) = 714{,}62\ \text{MNm}$$
$$+ N_{a.tf.1}\left(h - \frac{t_{tf.1}}{2} - z_{pl}\right) + N_{a.bf}\left(z_{pl} - \frac{t_p}{2}\right)$$

Da $|M_{Ed}| = 709{,}51$ MNm $< M_{f.Rd} = 714{,}62$ MNm, kann auf einen Nachweis der M-V-Interaktion verzichtet werden.

3.2.3.9.2 M-V-Interaktion im Bodenblech des Kastenquerschnitts

Der Wert $\eta_3 = 0{,}119$ wurde bereits in Abschnitt 3.2.3.8.2 berechnet. Da $\eta_3 \leq 0{,}5$

⇒ **Eine Überprüfung der M-V-Interaktion ist nicht erforderlich.**

4 Nachweise für den Bauzustand

4.1 Zweistegige Plattenbalkenbrücke

4.1.1 Allgemeines

Der Bauablauf der zweistegigen Plattenbalkenbrücke erfolgt in folgender Reihenfolge: Zuerst wird die Stahlunterkonstruktion der zweistegigen Plattenbalkenbrücke längs eingeschoben. Als zweites wird die Betonplatte abschnittsweise gemäß der in Abschnitt 2.1.4 beschriebenen Reihenfolge betoniert. Zum Schluss erfolgt die Installation der nichttragenden Bauteile. Für den Bauzustand ist jeder Querschnitt für jeden Bauabschnitt nachzuweisen, was nicht Teil dieses Kapitels sein kann. Die folgenden Kapitel konzentrieren sich daher auf den Nachweis der Tragfähigkeit der Stahlträger infolge Querbelastung während des Einschiebens.

Das Einschieben der Brücke erfolgt nur von einer Seite (Auflager C0). Um die Durchbiegung des auskragenden Teils des Brückenbalkens auszugleichen und zu verringern, wird ein Vorbauschnabel eingesetzt. Der Vorbauschnabel hat eine Länge von 11,75 m und sein Eigengewicht variiert von 18 kN/m mit dem am Brückenträger verbundenen Ende bis auf 12 kN/m am freien Ende. Ein provisorischer Aussteifungsverband wird für den Einschubvorgang zwischen den beiden Hauptträgern angebracht. An den Auflagern werden Verschiebelager mit einer Lasteinleitungslänge von s_s = 1,5 m eingesetzt.

Die Bestimmung der Querbelastungstragfähigkeit wird gemäß Abschnitt 6, EN 1993-1-5 in Abschnitt 4.1.2 und gemäß Abschnitt 10, EN 1993-1-5 in Abschnitt 4.1.3 durchgeführt. Die maßgebende Bemessungssituation während des Einschiebens wurde für den in Abbildung 4-1 dargestellten Fall ermittelt, welcher einer Position des Stahlträgers an der Stelle x = 111,75 m entspricht.

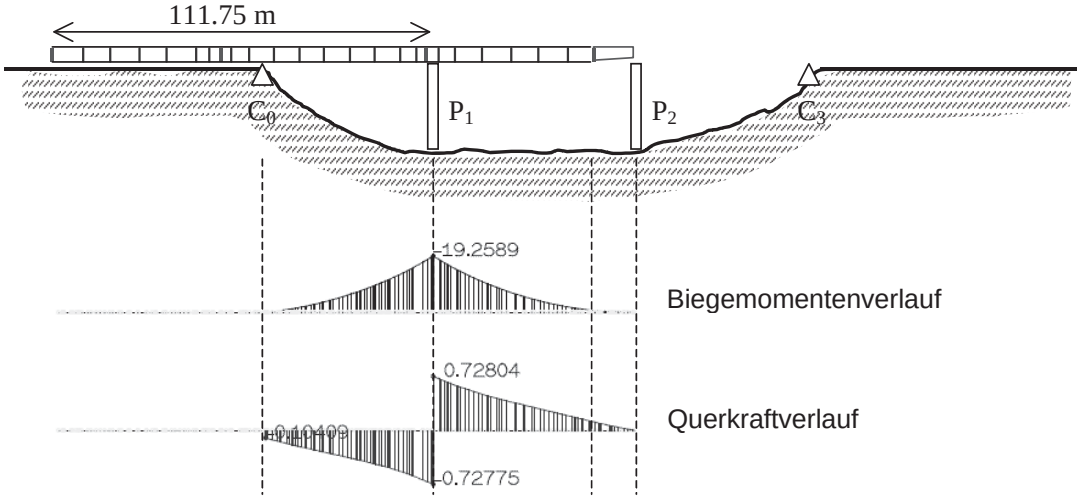


Abbildung 4-1: Maßgebende Bemessungssituation während des Längseinschubs.

Die Abmessungen des maßgebenden Feldes sind in Abbildung 4-2 angegeben. Der Steg ist längs unversteift und die Abstände der Quersteifen basieren auf den Nachweisen gegen Biegedrillknicken. Dies entspricht in diesem Falle 3,5 m. Auf der sicheren Seite liegend wurden zusätzliche Quersteifen, welche für den Querkraftnachweis hinzugefügt wurden, nicht berücksichtigt.

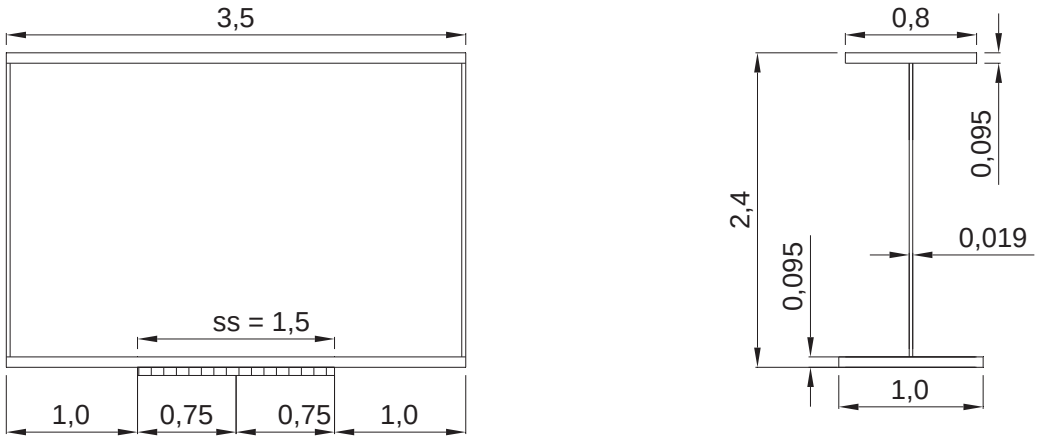


Abbildung 4-2: Abmessungen des untersuchten Feldes in [m].

Aus der Tragwerksberechnung ergeben sich für einen Stahlhauptträger folgende Bemessungsschnittgrößen (zur Verwendung mit Abschnitt 6, EN 1993-1-5):

M_{Ed} = -19,26 MNm

$V_{Ed,max}$ = 0,73 MN

$V_{Ed,applied} = V_{Ed,max} - F_{Ed}/2$ = 0 MN

F_{Ed} = 1,46 MN

Das resultierende Spannungsfeld (zur Verwendung mit Abschnitt 10, EN 1993-1-5), welches auf das untersuchte Stegblech einwirkt, ist in Abbildung 4-3 dargestellt.

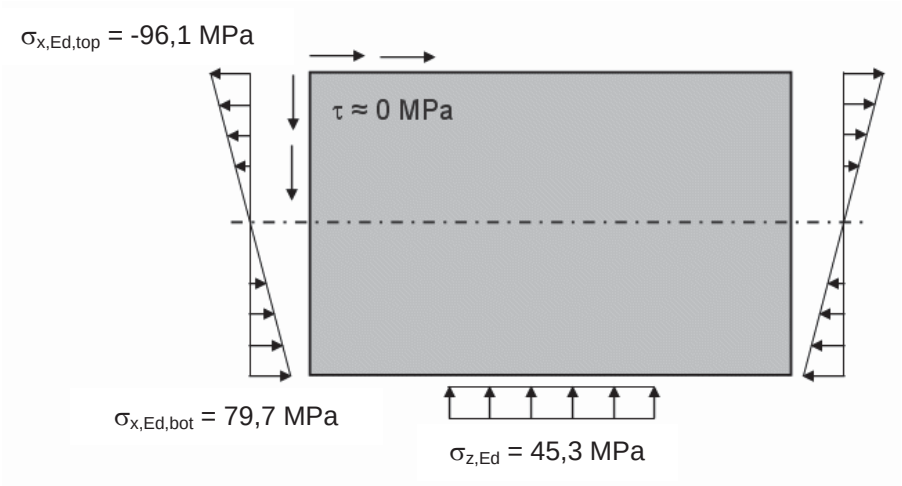


Abbildung 4-3: Spannungsfeld im untersuchten Stegblech.

Beulwert k_F

In Abschnitt 6.4, EN 1993-1-5 sind Formeln zur Bestimmung des Beulwerts k_F angegeben, mit deren Hilfe die elastische kritische Querlast F_{cr} bestimmt werden kann. Die so ermittelten Beullasten F_{cr} wurden bei der Kalibrierung der Abminderungskurve $\chi_F(\bar{\lambda}_F)$ berücksichtigt. Aus diesem Grunde darf die Abminderungskurve $\chi_F(\bar{\lambda}_F)$ in Abschnitt 6.4, EN 1993-1-5,auschließlich in Kombination mit den in Abschnitt 6.4, EN 1993-1-5, angegebenen Beulwerten verwendet werden. Eine genauere Berechnung der kritischen Querlast F_{cr}, z.B. durch Verwendung einer geeigneten Software, ist im Zusammenhang mit Abschnitt 6.4, EN 1993-1-5, nicht zulässig.

4.1.2 Nachweise gemäß Abschnitten 6 und 7, EN 1993-1-5

Im Folgenden wird der Querbelastungstragfähigkeit nach Abschnitt 6, EN 1993-1-5, ermittelt. Die Interaktion zwischen Querbelastung und Biegemoment wird gemäß Abschnitt 7, EN 1993-1-5, überprüft.

Ermittlung der elastisch kritischen Last F_{cr}

$$k_F := 6 + 2 \cdot \left(\frac{h_w}{a}\right)^2 \qquad k_F = 6{,}80$$

$$F_{cr} := 0{,}9 \cdot k_F \cdot 210000\ \text{MPa} \frac{t_w^{\ 3}}{h_w} \qquad F_{cr} = 3{,}99\ \text{MN}$$

Ermittlung der Fließlast F_y

$$m_1 := \frac{f_{yf} \cdot b_f}{f_{yw} \cdot t_w} \qquad m_1 = 48{,}05$$

$$m_2 := 0{,}02 \cdot \left(\frac{h_w}{t_f}\right)^2 \qquad m_2 = 10{,}82$$

$$l_y := s_s + 2 \cdot t_f \cdot \left(1 + \sqrt{m_1 + m_2}\right)$$

$$l_{y.} := \begin{cases} l_y & \text{if } l_y \le a \\ a & \text{if } l_y > a \end{cases} \qquad l_y = 3148\ \text{mm}$$

$$F_y := l_y \cdot t_w \cdot f_{yw} \qquad F_y = 20{,}63\ \text{MN}$$

Ermittlung der bezogenen Schlankheit $\bar{\lambda}_F$

$$\lambda_F := \sqrt{\frac{F_y}{F_{cr}}} \qquad \lambda_F = 2{,}27$$

In diesem Fall ist die bezogene Schlankheit größer als $\bar{\lambda}_F = 0{,}5$, was Voraussetzung für die Anwendung der oben genannten Formel für m_2 ist. Für $\lambda_F \le 0{,}5$ ist m_2 gemäß Abschnitt 6.5(1), EN 1993-1-5 gleich Null zu setzen.

Ermittlung des Abminderungsfaktors χ_F

$$\chi_F := \begin{cases} 1{,}0 & \text{if } \lambda_F \le 0{,}5 \\ \dfrac{0{,}5}{\lambda_F} & \text{if } \lambda_F > 0{,}5 \end{cases} \qquad \chi_F = 0{,}22$$

Verbesserter Tragfähigkeitsnachweis für Querbelastung

Im Rahmen des COMBRI-Forschungsprojekts und in [31] konnte gezeigt werden, dass durch eine Vernachlässigung des Anteils m_2 (d. h. m_2=0), und durch eine Rekalibrierung der Abminderungskurve aufgrund der veränderten Definition der Fließlast, der Tragfähigkeitsnachweis für Querbelastung verbessert werden kann. Vor allem die Streuung des Widerstandsmodells konnte verbessert werden. Für weitere Details siehe COMBRI-Schlussbericht [7].

Interaktion zwischen Querbelastung und Biegemoment

Gemäß Abschnitt 7.2(1), EN 1993-1-5, ist die Interaktion wie folgt zu berücksichtigen:

$$\eta_2 + 0.8 \cdot \eta_1 \leq 1.4$$

Wenn η_2 = 1.0 angenommen wird, kann gezeigt werden, dass der Einfluss des Biegemomentes erst ab einem Wert $\eta_1 > 0.5$ berücksichtigt werden muss.

Ermittlung des Querbelastungstragfähigkeit

$L_{eff} := \chi_F \cdot l_y$ $\qquad L_{eff} = 691{,}9\,mm$

$F_{Rd} := \dfrac{f_{yw} \cdot L_{eff} \cdot t_w}{\gamma_{M1}}$ $\qquad F_{Rd} = 4{,}12\,MN$

$\eta_2 := \dfrac{F_{Ed}}{F_{Rd}}$ $\qquad \eta_2 = 0{,}353$

Interaktion zwischen Querbelastung und Biegemoment

In diesem Fall ist $\eta_1 = 0{,}265 < 0{,}5$, so dass die M-V-Interaktion nicht maßgebend ist. Aus Gründen der Vollständigkeit wird der Interaktionsnachweis dennoch geführt. Nach Abschnitt 7, EN 1993-1-5 folgt:

$$\eta_2 + 0.8 \cdot \eta_1 \quad \leq \quad 1.4$$

Es sind $\eta_1 = 0.270$ und $\eta_2 = 0.353$, so dass für den Interaktionsnachweis folgt:

$$0.353 + 0.8 \cdot 0.270 = 0.569 \quad < \quad 1.4$$

4.1.3 Nachweise gemäß Abschnitt 10, EN 1993-1-5

Im Folgenden wird die Querbelastungstragfähigkeit gemäß Abschnitt 10, EN 1993-1-5 [23] bestimmt.

Bestimmung von α_{cr}

Die Ermittlung des kleinsten Lasterhöhungsfaktors α_{cr} für die Bemessungslasten, mit der die elastische Verzweigungslast für das gesamte einwirkende Spannungsfeld erreicht wird, kann auf verschieden Arten durchgeführt werden:

- **Für jede Komponente des Spannungsfeldes (z.B. durch eine Handrechnung)**

$\sigma_E := 189800MPa \cdot \left(\dfrac{t_w}{h_w}\right)^2$ $\qquad \sigma_E = 14{,}03\,MPa$

Elastisch kritische Längsspannung gemäß Tabelle 4.1, Abschnitt 4.4, EN 1993-1-5

$$k_{\sigma.x} := \begin{cases} \dfrac{8{,}2}{1{,}05 + \psi} & \text{if } 1 \geq \psi > 0 \\ 7{,}81 - 6{,}29\psi + 9{,}78\psi^2 & \text{if } 0 \geq \psi > -1 \\ 5{,}98 \cdot (1 - \psi)^2 & \text{if } -1 \geq \psi > -3 \end{cases}$$

$k_{\sigma.x} = 29{,}08$

$\sigma_{cr.x} := k_{\sigma.x} \cdot \sigma_E$ $\qquad \sigma_{cr.x} = 407{,}95\,MPa$

$\alpha_{cr.x} := \dfrac{\sigma_{cr.x}}{\sigma_{x.Ed.bot}}$ $\qquad \alpha_{cr.x} = 5{,}12$

Elastische kritische Querspannung mit k = 2,08 gemäß Tabelle 8.12 aus [38]

$$\sigma_{cr.z} := k \cdot \sigma_E \cdot a \cdot \frac{1}{s_s + 2 \cdot t_f} \qquad \sigma_{cr.z} = 60{,}43\,\text{MPa}$$

$$\alpha_{cr.z} := \frac{\sigma_{cr.z}}{\sigma_{z.Ed}} \qquad \alpha_{cr.z} = 1{,}33$$

Elastische kritische Schubspannung gemäß Gleichung (A.5), Anhang A.3, EN 1993-1-5

$$k_\tau := \begin{cases} 5{,}34 + 4{,}00 \cdot \left(\frac{h_w}{a}\right)^2 & \text{if } \frac{a}{h_w} \geq 1 \\ 4{,}00 + 5{,}34 \cdot \left(\frac{h_w}{a}\right)^2 & \text{if } \frac{a}{h_w} < 1 \end{cases} \qquad k_\tau = 6{,}93$$

$$\tau_{cr} := k_\tau \cdot \sigma_E \qquad \tau_{cr} = 97{,}29\,\text{MPa}$$

$$\alpha_{cr.\tau} := \frac{\tau_{cr}}{\tau_{Ed}} \qquad \alpha_{cr.\tau.} := \infty$$

Kleinster kritischer Lasterhöhungsfaktor gemäß Gleichung (10.6), Abschnitt. 10, EN 1993-1-5

$$\alpha_{cr} := \frac{1}{\frac{1+\psi}{4\alpha_{cr.x}} + \frac{1}{2\alpha_{cr.z}} + \sqrt{\left(\frac{1+\psi}{4\alpha_{cr.x}} + \frac{1}{2\alpha_{cr.z}}\right)^2 + \frac{1-\psi}{2 \cdot \alpha_{cr.x}^2} + \frac{1}{\alpha_{cr.\tau}^2}}}$$

$$\alpha_{cr} = 1{,}276$$

- **für das gesamte Spannungsfeld (z.B. durch Verwendung einer geeigneten Software)**

  Für den Fall, dass z.B. die Software ***EB**Plate* eingesetzt wird, kann der kleinste kritische Lasterhöhungsfaktor in einem Schritt zu α_{cr} = 1,259 bestimmt werden.

In den anschließenden Berechnungen wird weiterhin der Wert α_{cr} = 1,276 aus der Handrechnung verwendet.

Ermittlung von $\alpha_{ult,k}$

$$\sigma_{eq} := \sqrt{\sigma_{x.Ed.bot}^2 + \sigma_{z.Ed}^2 - \sigma_{x.Ed.bot} \cdot \sigma_{z.Ed} + 3 \cdot \tau_{Ed}^2} \qquad \sigma_{eq} = 69{,}26\,\text{MPa}$$

$$\alpha_{ult.k} := \frac{f_{yw}}{\sqrt{\sigma_{x.Ed.bot}^2 + \sigma_{z.Ed}^2 - \sigma_{x.Ed.bot} \cdot \sigma_{z.Ed} + 3 \cdot \tau_{Ed}^2}} \qquad \alpha_{ult.k} = 4{,}98$$

Elastische kritische Knickspannung $\sigma_{cr,c}$

Für die Ermittlung von $\sigma_{cr,c}$ in Querrichtung sollte die nichtlineare Spannungsverteilung im Steg berücksichtigt werden, für die zur Zeit allerdings keine Handrechenmethode existiert. Die gängige Praxis ist es hingegen, den Wert mittels eines gelenkig gelagerten Ersatzstabes unter einer linear veränderlichen Axiallast, die am Fuße des Stabes den Wert Null annimmt, überschlägig zu berechnen. Für diesen Fall kann nach DIN 4114 eine Ersatzstablänge bestimmt werden, so dass anschließend die kritische Knickspannung bestimmt werden kann zu:

$$\sigma_{cr,c} = 1.88 \cdot \sigma_E$$

Es muss angemerkt werden, dass dieses Vorgehen zu Ergebnissen auf der unsicheren Seite führen kann. Dies liegt an der Unterschätzung der mit der oben angegebenen Formel ermittelten kritischen Knickspannung $\sigma_{cr,c}$. Eine Unterschätzung des Wertes $\sigma_{cr,c}$ führt zu einer Überschätzung des Spannungsverhältnisses $\sigma_{cr,p}/\sigma_{cr,c}$, womit die Interaktion zwischen plattenartigem und knickstabähnlichem Verhalten nicht richtig erfasst wird. Je kürzer die Lasteinleitungslänge ist, desto stärker weicht die tatsächliche Spannungsverteilung von dem linearen Verlauf des Ersatzstabmodells ab und um so größer ist somit die Abweichung hin zur unsicheren Seite.

Abminderungskurve für Querbelastung, knickstabähnliches Verhalten und Interpolationsfunktion

Im Rahmen des COMBRI-Projektes wurde gezeigt, dass die Interpolationsfunktion zur Berücksichtigung knickstabähnlichen Verhaltens nach Gleichung (4.13), Abschnitt 4.5.4, EN 1993-1-5, bei einer Anwendung auf Querbelastung nicht zu zutreffenden Ergebnissen führt. Des Weiteren sollte der Grenzwert für das Spannungsverhältnis $\sigma_{cr,p}/\sigma_{cr,c}$ nicht wie in Gleichung (4.13) festgelegt bei 2,0 liegen, sondern bei 2,7.

Grundsätzlich kann gesagt werden, dass entweder eine andere als die in EN 1993-1-5 angegebene Interpolationsfunktion zu verwenden ist oder aber eine Abminderungskurve verwendet werden sollte, die mit der bestehenden Interpolationsfunktion verwendet werden kann. Seitz hat in [39] eine neue Interpolationsfunktion entwickelt und das Verfahren wurde im COMBRI-Schlussbericht [7] vorgestellt. In der Neufassung des DIN-Fachbericht 103 [12] wird hingegen für den Nachweis der Querbelastungstragfähigkeit die Anwendung der Abminderungskurve nach Anhang B, EN 1993-1-5, empfohlen. Diese kann mit der Interpolationsfunktion gemäß Gleichung (4.13) in Abschnitt 4.5.4, EN 1993-1-5, verwendet werden. Für einen geschweißten Träger ergibt sich aus Tabelle B.1 nach Anhang B.1, EN 1993-1-5, folgende Abminderungsfunktion:

$$\rho := \frac{1}{\phi_{p.} + \sqrt{\phi_{p.}^{2} - \lambda_p}}$$

mit

$$\lambda_{p0} := 0{,}80 \qquad \alpha_p := 0{,}34 \qquad \phi_{p.} := 0{,}5 \cdot \left[1 + \alpha_p \cdot \left(\lambda_p - \lambda_{p0}\right) + \lambda_p\right]$$

Diese Abminderungskurve wird auf der rechten Seite anstelle der Gleichung (4.2), Abschnitt 4.4, EN 1993-1-5, verwendet.

Ermittlung der bezogenen Schlankheit $\bar{\lambda}_p$

$$\lambda_p := \sqrt{\frac{\alpha_{ult.k}}{\alpha_{cr}}} \qquad \lambda_p = 1{,}976$$

Ermittlung des Abminderungsfaktors

Die Ermittlung des Abminderungsfaktors ρ zur Berücksichtigung des Beulverhaltens unter Einwirkung des gesamten Spannungsfeldes kann auf zwei verschiedene Arten erfolgen:

- **Verwendung verschiedener Abminderungskurven**

  Längsspannungen gemäß Gleichnung (4.2), Abschnitt 4.4, EN 1993-1-5

$$\rho_x := \frac{\lambda_p - 0{,}055 \cdot (3 + \psi)}{\lambda_p^{\,2}} \qquad \rho_x = 0{,}481$$

  Nachweis des knickstabänlichen Verhaltens in Längsrichtung

  Das knickstabähnliche Verhalten in Längsrichtung muss für Blechfelder, deren Seitenverhältnis $\alpha < 1{,}0$ ist, gemäß Abschnitt 4.4(6), EN 1993-1-5 nachgewiesen werden. Dementsprechend wird das knickstabähnliche Verhalten an dieser Stelle nicht im Detail berechnet.

  Querspannung gemäß Anhang B.1, EN 1993-1-5

$$\rho_{z.} := \frac{1}{\phi_{p..} + \sqrt{\phi_{p..}^{\,2} - \lambda_p}} \quad \text{with} \quad \phi_{p..} = 1{,}688 \qquad \rho_{z.} = 0{,}381$$

  Nachweis des knickstabänlichen Verhaltens in Querrichtung

  Aufgrund der nichtlinearen Längsspannungsverteilung im Steg wird die kritische Knickspannung mit Hilfe der Energiemethode, welche die nichtlineare Spannungsverteilung berücksichtigt, genau berechnet, siehe auch Anmerkung links.

$$\sigma_{cr.c} := 28{,}55\text{MPa}$$

$$\frac{\sigma_{cr.z}}{\sigma_{cr.c}} = 2{,}12 \qquad \xi := \frac{\sigma_{cr.z}}{\sigma_{cr.c}} - 1 \qquad \xi = 1{,}12$$

  Da $\xi > 1{,}0$ ist, braucht das knickstabähnliche Verhalten gemäß der Definition im bestehenden Abschnitt 4.5.4, EN 1993-1-5 nicht berücksichtigt zu werden.

  Schubspannungen gemäß Tabelle 5.1, Abschnitt 5.3, EN 1993-1-5 mit $\eta = 1{,}2$

$$\chi_w := \begin{cases} 1{,}0 & \text{if } \lambda_p < \dfrac{\eta}{0{,}83} \\ \dfrac{0{,}83}{\lambda_p} & \text{if } \lambda_p \geq \dfrac{\eta}{0{,}83} \end{cases} \qquad \chi_w = 0{,}420$$

Verwendung der modifizierten Interpolationsfunktion nach Seitz [40]

Aus Gründen der Vergleichbarkeit wurde das nebenstehende Beispiel noch einmal mit der neuen Interpolationsfunktion nach Seitz [40] nachgerechnet. Die Berechnung ergibt:

$$\eta_{Seitz} = 0.477$$

Mit Abschnitt 4.1.2 „Nachweise gemäß Abschnitten 6 und 7, EN 1993-1-5" (siehe rechte Seite) führt die oben stehende Berechnung zu einer Querbelastungstragfähigkeit von $F_{Rd} = 3{,}13$ MN. Es zeigt sich, dass eine gemeinsame Anwendung der Regelungen in Abschnitt 10 und Abschnitt 4, EN 1993-1-5, unter Verwendung von verschiedenen Beulkurven für die Querbelastung zu einer Überschätzung der Traglast von 22,4 % ($F_{Rd} = 3{,}83$ MN) führt, verglichen mit dem oben stehenden Verfahren. Eine Berechnung nach Abschnitt 10, EN 1993-1-5, unter Verwendung einer einzigen Beulkurve nach Anhang B.1, EN 1993-1-5, führt hingegen zu einem fast übereinstimmenden Ergebnis (Abweichung 1,3 %).

- **Verwendung einer einzelnen Abminderungskurve**

  Nach Tabelle B.1, Anhang B.1, EN 1993-1-5:

$$\lambda_{p0} := 0{,}80 \qquad \alpha_p := 0{,}34$$

$$\phi_{p.} := 0{,}5 \cdot \left[1 + \alpha_p \cdot \left(\lambda_p - \lambda_{p0}\right) + \lambda_p\right] \qquad \phi_{p.} = 1{,}688$$

$$\rho := \frac{1}{\phi_{p.} + \sqrt{\phi_{p.}^2 - \lambda_p}} \qquad \rho = 0{,}381$$

<u>Ermittlung der Querbelastungstragfähigkeit</u>

- **Verwendung verschiedener Abminderungskurven**

$$\eta_{diff} := \sqrt{\left(\frac{\sigma_{x.Ed.bot}}{\rho_x \cdot \frac{f_{yw}}{\gamma_{M1}}}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_{z.Ed}}{\rho_z \cdot \frac{f_{yw}}{\gamma_{M1}}}\right)^2 - \left(\frac{\sigma_{x.Ed.bot}}{\rho_x \cdot \frac{f_{yw}}{\gamma_{M1}}}\right) \cdot \left(\frac{\sigma_{z.Ed}}{\rho_z \cdot \frac{f_{yw}}{\gamma_{M1}}}\right) + 3 \cdot \left(\frac{\tau_{Ed}}{\chi_w \cdot \frac{f_{yw}}{\gamma_{M1}}}\right)^2}$$

$$\eta_{diff} = 0{,}472$$

Zum Vergleich mit Abschnitt 4.1.2 „Nachweise gemäß Abschnitten 6 und 7, EN 1993-1-5", führt die Verwendung verschiedener Abminderungskurven zu einer reinen Querbelastungstragfähigkeit von $F_{Rd} = 3{,}17$ MN.

- **Verwendung einer einzelnen Abminderungskurve**

$$\alpha_{Rd} = \frac{\rho \cdot \alpha_{ult,k}}{\gamma_{M1}} \qquad \alpha_{Rd} = 1.727 \qquad \eta_{single} = \frac{1}{\alpha_{Rd}} = 0.579$$

Zum Vergleich mit Abschnitt 4.1.2 „Nachweise gemäß Abschnitten 6 und 7, EN 1993-1-5", führt die Verwendung einer einzelnen Abminderungskurve zu einer reinen Querbelastungstragfähigkeit von $F_{Rd} = 3{,}17$ MN.

4.1.4 Ergebnisse

In Abbildung 4-4 wird die Verteilung des Querbelastungstragfähigkeit über die gesamte Brückenlänge zusammengefasst. Es kann gezeigt werden, dass der Nachweis für die maßgebende Situation während des Einschiebens (F_{Ed} = 1,456 MN) bei weitem erfüllt ist, nicht nur im Querschnitt nahe des Auflagers P2 (x = 111,75 m), sondern auch in den anderen Querschnitten im Feldbereich.

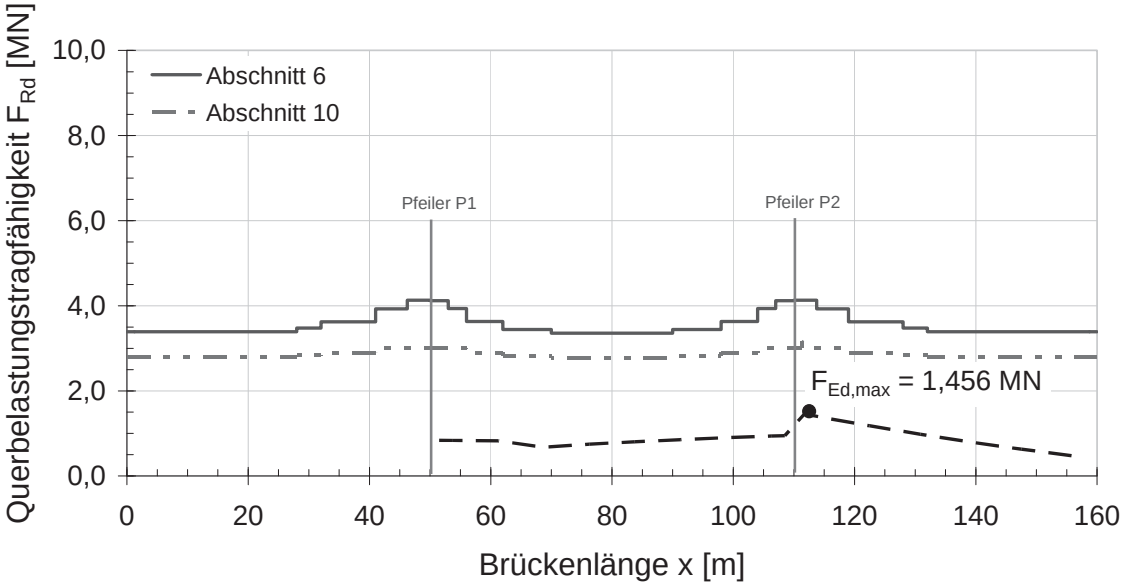


Abbildung 4-4: Verteilung der Querbelastungstragfähigkeit über die Brückenlänge gemäß EN 1993-1-5.

4.2 Hohlkastenbrücke

4.2.1 Allgemeines

Der Bauablauf der Hohlkastenbrücke erfolgt in folgender Reihenfolge: Zuerst wird der Stahlüberbau der Hohlkastenbrücke längs eingeschoben. Als zweites wird die Betonplatte abschnittsweise gemäß der in Abschnitt 2.2.4 beschriebenen Reihenfolge betoniert. Zum Schluss erfolgt die Installation der nichttragenden Bauteile. Für den Bauzustand ist jeder Querschnitt für jeden Bauabschnitt nachzuweisen, was nicht Teil dieses Kapitels sein kann. Die folgenden Kapitel konzentrieren sich daher auf den Nachweis der Tragfähigkeit des Stahlträgers infolge Querbelastung während des Einschiebens.

Das Einschieben der Brücke erfolgt nur von einer Seite (Auflager C0). Um die Durchbiegung des auskragenden Teils des Brückenbalkens auszugleichen und zu verringern, wird ein Vorbauschnabel eingesetzt. Der Vorbauschnabel hat eine Länge von 28 m und sein Eigengewicht variiert von 57 kN/m mit dem am Brückenträger verbundenen Ende bis auf 28 kN/m am freien Ende. Ein provisorischer Aussteifungsverband wird für den Einschubvorgang zwischen den Obergurten angebracht. An den Auflagern werden Verschiebelager mit einer Lasteinleitungslänge von s_s = 3,0 m eingesetzt.

Die Bestimmung des Querbelastungstragfähigkeit wird gemäß Abschnitt 6, EN 1993-1-5, in Kapitel 4.2.2 und gemäß Abschnitt 10, EN 1993-1-5 in Abschnitt 4.2.3 durchgeführt. Im Folgenden werden die verschiedenen Bemessungssituationen während des Einschiebens beschrieben. In allen Diagrammen sind die Schnittgrößen und Auflagerkräfte für die halbe Hohlkastenbrücke angeben.

Die maßgebende Bemessungssituation im Hinblick auf das maximale Biegemoment ergibt sich während des Einschiebens für die in Abbildung 4-1 dargestellt Bemessungssituation „1“. Sie liegt an der Stelle x = 448 m des Brückenträgers.

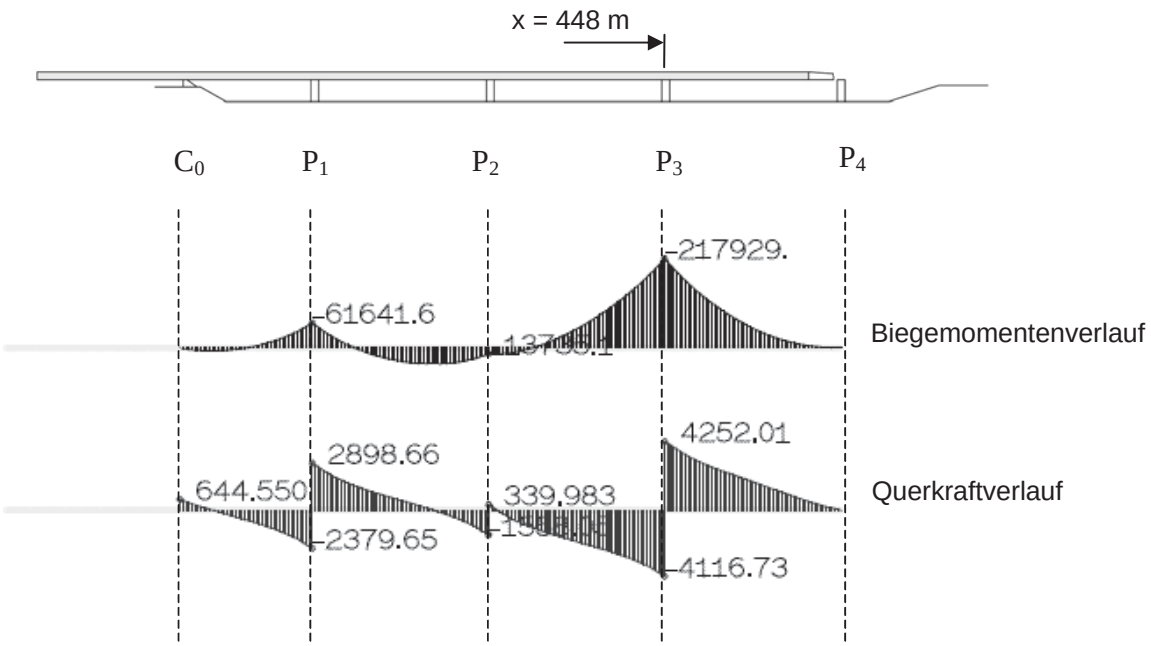


Abbildung 4-5: Bemessungssituation „1” (maßgebende Situation im Hinblick auf das maximale Biegemoment in einem Stützquerschnitt).

Die maßgebende Bemessungssituation für den schwächsten Querschnitt eines Endfeldes ergibt sich während des Einschiebens für die in Abbildung 4-6 dargestellte Bemessungssituation „2". Sie liegt an der Stelle x = 484 m des Brückenträgers.

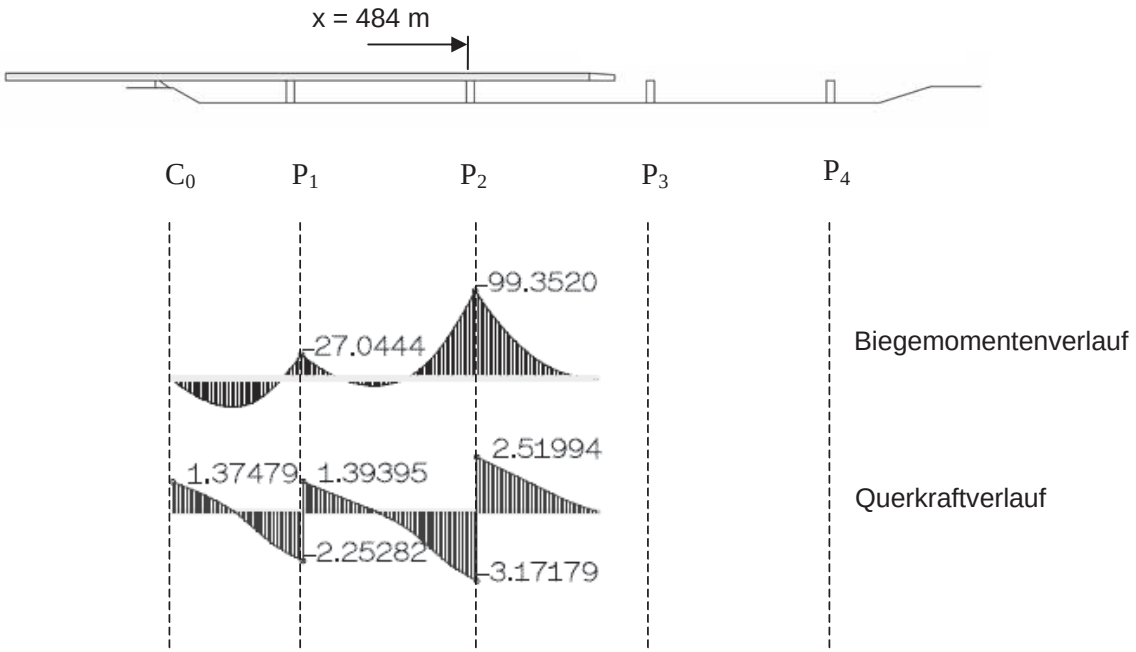


Abbildung 4-6: Bemessungssituation „2" (maßgebende Situation im Hinblick auf den schwächsten Querschnitt eines Endfeldes)

Die maßgebende Bemessungssituation für den Lastfall Querbelastung und Querkraft ergibt sich während des Einschiebens für die in Abbildung 4-7 dargestellte Bemessungssituation „3". Sie liegt an der Stelle x = 408 m des Brückenträgers.

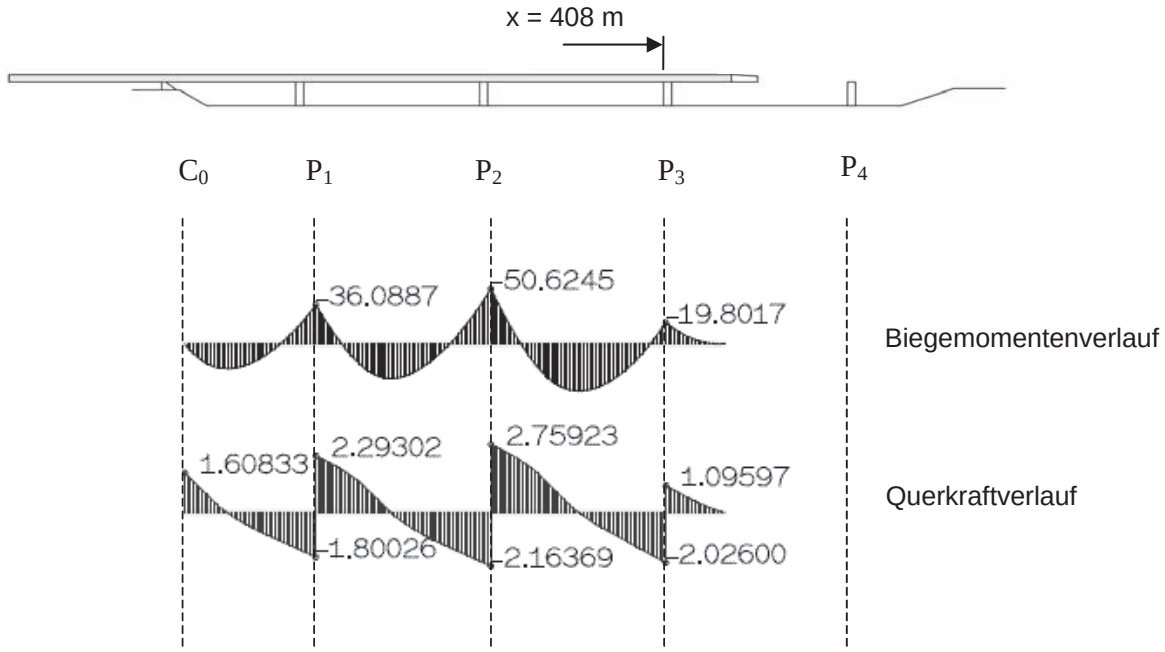


Abbildung 4-7: Bemessungssituation „3" (maßgebende Situation im Hinblick auf den schwächsten Querschnitt im Innenfeld)

Die Abmessungen der maßgebenden Felder sind in Tabelle 4-1 und Abbildung 4-2 zusammengefasst. Der Steg ist in einer Höher von $0{,}2 \cdot h_w$ (bezogen auf den Schwerpunkt der Steife) längs ausgesteift. Die angegebenen Steifenposition ist im Hinblick auf die Querbelastungstragfähigkeit optimiert und stimmt nicht zwangsläufig mit der in anderen Kapiteln dieses Handbuchs festgelegten Steifenpositionen überein. Alle 4 m sind Quersteifen angeordnet.

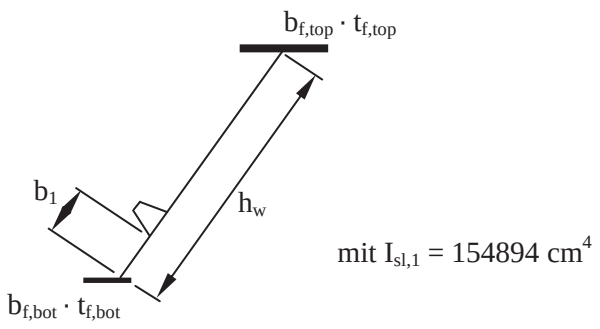


Abbildung 4-8: Definition der verwendeten Bezeichnungen.

Tabelle 4-1: Abmessungen der untersuchten Felder in [mm].

		Bemessungssituation		
		„1”	„2”	„3”
$b_{f,top}$	[mm]	1500	1500	1500
$t_{f,top}$	[mm]	184	70	50
h_w	[mm]	4539,4	4726,2	4762,6
t_w	[mm]	27	20	18
$b_{f,bot}$	[mm]	1015,3	527,1	405,1
$t_{f,bot}$	[mm]	75	35	25
b_1	[mm]	657,9	695,2	702,5

Die Schnittgrößen aus der Tragwerksberechnung sind für die Berechnung nach Abschnitt 6, EN 1993-1-5, im Folgenden zusammengefasst. Dabei beziehen sich die angebenen Größen stets auf ein Stegblech.

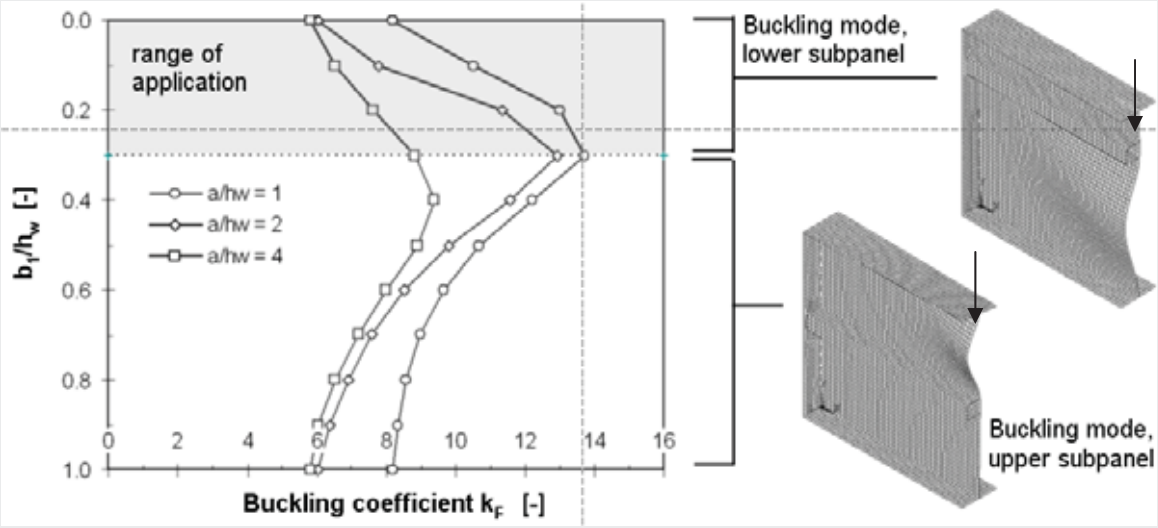
Tabelle 4-2: Bemessungswerte der Schnittgrößen.

		Bemessungssituation		
		„1”	„2”	„3”
M_{Ed}	[MNm]	-217,93	-99,35	-50,62
$V_{Ed,max}$	[MN]	4,25	3,17	2,16
$V_{Ed,applied} = V_{Ed,max} - F_{Ed}/2$	[MN]	-0,83	-0,29	-0,83
F_{Ed}	[MN]	8,37	5,69	4,92
$F_{Ed,web}$	[MN]	10,15	6,91	5,97
$F_{Ed,bottom\ plate}$	[MN]	5,75	3,91	3,38

Die Berechnungen in Abschnitt 4.2.2 zeigen, dass das negative Biegemoment nur für Bemessungssituation „1” einen Einfluss auf die Querbelastungstragfähigkeit hat. Für alle Beispiele ist die zusätzliche Querkraft vernachlässigbar. Aus diesem Grund wird lediglich Bemessungssituation „1” ausführlich in Abschnitt 4.2.2.1 beschrieben, wohingegen für Bemessungssituation „2” und „3”, welche für den Nachweis des Innen- und Endfeldes relevant sind, lediglich die Ergebnisse in den Kapiteln 4.2.2.2 und 4.2.2.3 zusammengefasst werden.

Ermittlung der elastischen kritischen Querlast F_{cr}

Die Bestimmung der elastischen kritischen Querlast für ein längsausgesteiftes Stegblech basiert nach EN 1993-1-5 [23] auf dem kleinsten Beulwert k_F. In dem unten stehenden Diagramm sind Werte für Platten mit verschiedene Seitenverhältnissen und Steifenpositionen gegeben. Es kann gezeigt werden, dass die in EN 1993-1-5 angegebende Formel lediglich den ansteigenden Ast beschreibt und demzufolge in ihrer Anwendung auf einen Bereich von $b_1/h_w \leq 0{,}3$ beschränkt ist.



Basierend darauf liegt die günstigste Steifenposition bei der Berechnung nach EN 1993-1-5 bei b_1/h_w = 0.3, was jedoch nicht der Realität entspricht. Im allgemeinen steigt die Querbelastungstragfähigkeit mit abnehmendem Abstand zwischen Steife und belastetem Flansch. Dieses Paradoxon wurde im Rahmen des COMBRI Projekltes [7] gelöst, siehe hierzu auch [5] und [9].

Verbesserter Tragfähigkeitsnachweis für Querbelastung

Im Rahmen des COMBRI-Forschungsprojekts und in [5], [9] konnte gezeigt werden, dass durch eine Vernachlässigung des Anteils m_2 (d. h. m_2=0), und durch eine Rekalibrierung der Abminderungskurve aufgrund der veränderten Definition der Fließlast, der Tragfähigkeitsnachweis für Querbelastung verbessert werden kann. Vor allem die Streuung des Widerstandsmodells konnte verbessert werden. Das Verfahren nach Clarin [5] bezieht sich auf ein Widerstandsmodell, dass von Gozzi in [31] für Träger ohne Längssteifen entwickelt wurde. Das Verfahren nach Davaine [9] hingegen, ist mit den aktuellen Eurocode-Regelungen konform, weshalb es im deutschen Nationalen Anhang zu EN 1993-1-5 [11] für die Bestimmung der Tragfähigkeit von Trägern mit Längssteifen unter Querbelastung vorgeschlagen wird. Für weitere Details siehe COMBRI-Schlussbericht [7].

Auf der folgenden Seite ist eine Beispielrechnung gemäß dem Verfahren nach Davaine [9] dargestellt.

4.2.2 Nachweise gemäß Abschnitt 6, EN 1993-1-5

4.2.2.1 Bemessungssituation „1”

Im Folgenden wird die Querbelastungstragfähigkeit gemäß Abschnitt 6, EN 1993-1-5, ermittelt. Die Interaktion zwischen Querbelastung und Biegemoment wird gemäß Abschnitt 7, EN 1993-1-5, durchgeführt.

Ermittlung der kritischen Last F_{cr}

$$\gamma_{s.} := 10{,}9 \cdot \frac{I_{sl.1}}{h_w \cdot t_w^{\,3}} \qquad \gamma_{s.} = 188{,}96$$

$$\gamma_{s.min} := 13 \cdot \left(\frac{a}{h_w}\right)^3 + 210 \cdot \left(0{,}3 - \frac{b_1}{a}\right) \qquad \gamma_{s.min} = 37{,}36$$

$$\gamma_s := \begin{cases} 10{,}9 \cdot \dfrac{I_{sl.1}}{h_w \cdot t_w^{\,3}} & \text{if } \gamma_{s.} \le \gamma_{s.min} \\ 13 \cdot \left(\dfrac{a}{h_w}\right)^3 + 210 \cdot \left(0{,}3 - \dfrac{b_1}{a}\right) & \text{if } \gamma_{s.} > \gamma_{s.min} \end{cases}$$

$$\gamma_s = 37{,}36$$

$$k_F := 6 + 2 \cdot \left(\frac{h_w}{a}\right)^2 + \left(5{,}44 \cdot \frac{b_1}{a} - 0{,}21\right) \cdot \sqrt{\gamma_s} \qquad k_F = 12{,}76$$

$$F_{cr} := 0{,}9 \cdot k_F \cdot 210000\ \text{MPa} \frac{t_w^{\,3}}{h_w} \qquad F_{cr} = 10{,}46\ \text{MN}$$

Ermittlung der Fließlast F_y

$$m_1 := \frac{f_{yf} \cdot b_f}{f_{yw} \cdot t_w} \qquad m_1 = 35{,}42$$

$$m_2 := 0{,}02 \cdot \left(\frac{h_w}{t_f}\right)^2 \qquad m_2 = 73{,}26$$

$$l_y := s_s + 2 \cdot t_f \cdot \left(1 + \sqrt{m_1 + m_2}\right)$$

$$l_y := \begin{cases} l_y & \text{if } l_y \le a \\ a & \text{if } l_y > a \end{cases} \qquad l_y = 4000\ \text{mm}$$

$$F_y := l_y \cdot t_w \cdot f_{yw} \qquad F_y = 37{,}26\ \text{MN}$$

Beispielrechnung gemäß dem Verfahren nach Davaine [9]

Ermittlung der kritischen Last F_{cr}

$F_{cr.1} := F_{cr}$ $\qquad F_{cr.1} = 10{,}46\,MN$

$$k_{F.2} := \left[0{,}8\cdot\left(\frac{s_s + 2\cdot t_f}{a}\right) + 0{,}6\right]\cdot\left(\frac{a}{b_1}\right)^{0{,}6\cdot\left(\frac{s_s+2\cdot t_f}{a}\right)+0{,}5}$$ $\qquad k_{F.2} = 7{,}12$

$$F_{cr.2} := k_{F.2}\cdot 189800MPa\cdot\frac{t_w^{\,3}}{b_1}$$ $\qquad F_{cr.2} = 40{,}41\,MN$

$$F_{cr.} := \frac{F_{cr.1}\cdot F_{cr.2}}{F_{cr.1} + F_{cr.2}}$$ $\qquad F_{cr.} = 8{,}31\,MN$

Ermittlung der Fließlast F_y

Der Faktor m_2 wurde zu Null gesetzt.

$m_{2.} := 0$

$l_{y.} := s_s + 2\cdot t_f\cdot\left(1 + \sqrt{m_1}\right)$

$$l_{y.} := \begin{cases} l_y & \text{if } l_y \le a \\ a & \text{if } l_y > a \end{cases}$$ $\qquad l_{y.} = 4000\,mm$

$F_{y.} := l_{y.}\cdot t_w\cdot f_{yw}$ $\qquad F_{y.} = 37{,}26\,MN$

Ermittlung der bezogenen Schlankheit $\bar{\lambda}_F$

$$\lambda_{F.} := \sqrt{\frac{F_{y.}}{F_{cr.}}}$$ $\qquad \lambda_{F.} = 2{,}12$

Ermittlung der bezogenen Schlankheit χ_F

$\phi := 0.5\cdot\left[1 + 0.21\cdot\left(\lambda_F - 0.80\right) + \lambda_F\right]$ $\qquad \phi = 1{,}56$

$$\rho := \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda_F}}$$ $\qquad \rho = 0{,}436$

Ermittlung der Querbelastungstragfähigkeit

$L_{eff.} := \rho\cdot l_{y.}$ $\qquad L_{eff.} = 1744{,}7\,mm$

$$F_{Rd.} := \frac{f_{yw}\cdot L_{eff.}\cdot t_w}{\gamma_{M1}}$$ $\qquad F_{Rd.} = 14{,}77\,MN$

$$\eta_2 := \frac{F_{Ed.web}}{F_{Rd.}}$$ $\qquad \eta_2 = 0{,}687$

Ermittlung der bezogenen Schlankheit $\bar{\lambda}_F$

$$\lambda_F := \sqrt{\frac{F_y}{F_{cr}}} \qquad \lambda_F = 1{,}89$$

Die hier ermittelte bezogenen Schlankheit ist größer als 0,5, was einen Voraussetzung für die Anwendung der oben beschriebene Formel für m_2 ist. Für Werte $\lambda_F \leq 0{,}5$ muss m_2, gemäß Abschnitt 6.5(1), EN 1993-1-5, zu Null gesetzt werden.

Ermittlung des Abminderungsbeiwertes χ_F

$$\chi_F := \begin{cases} 1{,}0 & \text{if } \lambda_F \leq 0{,}5 \\ \dfrac{0{,}5}{\lambda_F} & \text{if } \lambda_F > 0{,}5 \end{cases} \qquad \chi_F = 0{,}26$$

Ermittlung der Querbelastungstragfähigkeit

$$L_{eff} := \chi_F \cdot l_y \qquad L_{eff} = 1059{,}6\,\text{mm}$$

$$F_{Rd} := \frac{f_{yw} \cdot L_{eff} \cdot t_w}{\gamma_{M1}} \qquad F_{Rd} = 8{,}97\,\text{MN}$$

$$\eta_2 := \frac{F_{Ed.web}}{F_{Rd}} \qquad \eta_2 = 1{,}132$$

Da $\eta_2 = 1{,}132 > 1{,}0$ ist, ist der Nachweis der Querbelastungstragfähigkeit und demzufolge auch die Interaktionsnachweise nicht erfüllt. Aus Gründen der Vollständigkeit werden sie im Folgenden mit dem Wert $F_{Rd} = 14{,}77$ MN der Querbelastungtragfähgikeit nach Davaine [9] geführt.

Beispielrechnung gemäß dem Verfahren nach Davaine [9] (Fortsetzung)

Gemäß der Vorgehensweise nach EN 1993-1-5 zur Bestimmung der Querbelastungstragfähigkeit ist der nebenstehende Nachweis nicht erfüllt. Nach EN 1993-1-5 würde eine andere Steifenposition oder eine größere Lasteinleitungslänge die rechnerische Traglast nicht wesentlich erhöhen. Eine mögliche Lösung wäre die Erhöhung der Stegblechdicke t_w auf 30 mm. Die Berechnungsverfahren die von Clarin [5] und Davaine [9] entwickelt und in [7] zusammengefasst wurden, erlauben die Beurteilung einer realistischeren, höheren Querbelastungstragfähgigkeit ohne dabei auf numerische Simultationen zurückgreifen zu müssen. In der oben angegeben Beispielrechnung wurde gezeigt, dass mit Hilfe des in [9] entwickelten Verfahrens die rechnerische Querbelastungstragfähigkeit erhöht werden kann.

Interaktion zwischen Querbelastung und Biegemoment

Gemäß Abschnitt 7.2(1), EN 1993-1-5, ist die Interaktion wie folgt zu berücksichtigen:

$$\eta_2 + 0.8 \cdot \eta_1 \leq 1.4$$

Wenn $\eta_2 = 1.0$ angenommen wird, kann gezeigt werden, dass der Einfluss des Biegemomentes erst ab einem Wert $\eta_1 > 0.5$ berücksichtigt werden muss.

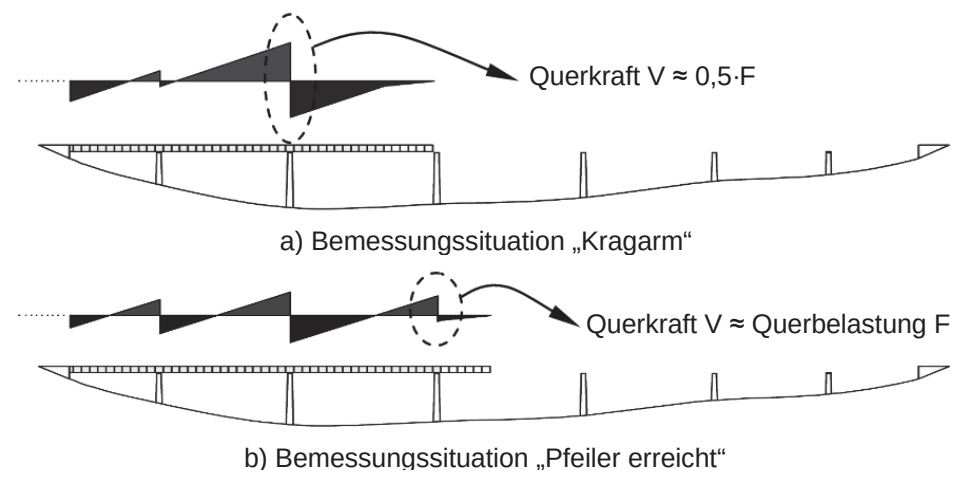
Interaktion zwischen Querbelastung und Querkraft

Im Rahmen des COMBRI-Forschungsprojekts wurden experimentelle und numerische Untersuchungen an geschweißten Trägern durchgeführt, um die kombinierte Beanspruchung aus Querkraft und Querbelastung zu überprüfen und eine Interaktionsformel zu entwickeln. Die Untersuchungen haben gezeigt, dass der Einfluss der Querkraft auf die Querbelastungstragfähigkeit nicht unerheblich ist. Inwiefern dieser Einfluss aber maßgebend wird, hängt von den genauen Randbedingung während des Einschiebens der Brücke ab. Das nachfolgende Bild zeigt zwei typische Bauzustände:

a) der Vorbauschnabel ist kurz davor den Brückenpfeiler zu erreichen und es entsteht ein Kragarm;

b) der Vorbauschnabel hat den Brückenpfeiler erreicht.

In Bemessungssituation a) sind die einwirkenden Querkräfte über dem Brückenpfeiler nahezu im Gleichgewicht. Diese Situation entspricht dem Bemessungsmodel für Querbelastung, welches die durch die Querbelastung hervorgerufene Querkraft bereits erfasst.



Interaktion zwischen Querbelastung und Biegemoment

Da $\eta_1 = 0{,}580 > 0{,}5$ ist, muss der Interaktionsnachweis geführt werden.

$$\sigma_{x.Ed} := \frac{M_{Ed}}{W_{bot}} \qquad \sigma_{x.Ed} = 189{,}42\,\text{MPa}$$

$$\eta_1 := \frac{\sigma_{x.Ed}}{\frac{f_{yf}}{\gamma_{M0}}} \qquad \eta_1 = 0{,}58$$

$$\eta_2 + 0{,}8 \cdot \eta_1 = 1{,}60$$

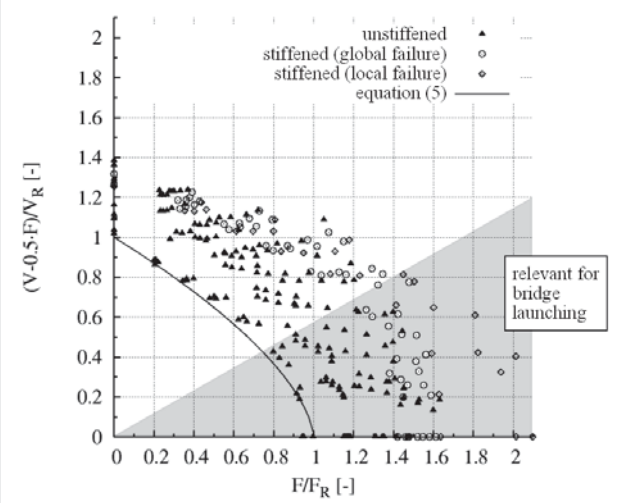
Anmerkung: W_{bot} berücksichtigt Einflüsse aus Schubverzerrung und Plattenbeulen.

Interaktion zwischen Querbelastung und Querkraft

Obwohl das betrachtete Feld durch eine zusätzliche Querkraft von $V_{Ed} = 0{,}83$ MN, welche nicht durch die Querbelastung hervorgerufen wird, belastet ist, kann diese Interaktion nicht mit EN 1993-1-5 berücksichtigt werden, siehe hierzu auch Anmerkung auf der linken Seite.

Interaktion zwischen Querbelastung und Querkraft (Fortsetzung)

In Bemessungssituation b) hingegen erreicht die Querkraft links des Brückenpfeiler nahezu den Wert der einwirkenden Querbelastung. Die Belastungssituation über der Lasteinleitung ist asymmetrisch. Für diesen Bauzustand hat die Interaktion zwischen Querkraft und konzentrierter Lasteinleitung einen Einfluss, wobei im Durchschnitt mit einer Reduktion der Querbelastungstragfähigkeit von ungefähr 10 % zu rechnen ist, siehe Diagramm unten.



Die in [7] vorgeschlagene Gleichung: $\left(\frac{V-0.5\cdot F}{V_R}\right)^a+\left(\frac{F}{F_R}\right)^b \leq 1.0$ mit $a=1.6$, $b=1.0$

ergibt für das vorliegende Beispiel mit dem Verfahren nach Davaine [9] für die Querbelastungstragfähigkeit:

$$\left(\frac{0.83}{20.71}\right)^{1.6}+\left(\frac{10.15}{14.77}\right) = 0.01+0.67 = 0.68 < 1.0$$

4.2.2.2 Bemessungssituation „2”

Die Ergebnisse für Bemessungssituation „2” sind im Folgenden zusammengefasst:

$F_{cr} = 4{,}19\,\text{MN}$ $\quad$ $F_y = 27{,}60\,\text{MN}$

$F_{Rd} = 4{,}89\,\text{MN}$ $\quad$ $\eta_2 = 1{,}413$

$\eta_1 = 0{,}456$

Da $\eta_1 = 0{,}456 < 0{,}5$ muss kein Interaktionsnachweis geführt werden.

Der Nachweis des Querschnitts für die Bemessungssituation „2” wird nicht erbracht, siehe auch Bemessungssituation „1” und Abbildung 4-4 der Zusammenfassung.

4.2.2.3 Bemessungssituation „3”

Die Ergebnisse für Bemessungssituation „3” sind im Folgenden zusammengefasst:

$F_{cr} = 3{,}05\,\text{MN}$ $\quad$ $F_y = 24{,}84\,\text{MN}$

$F_{Rd} = 3{,}96\,\text{MN}$ $\quad$ $\eta_2 = 1{,}510$

$\eta_1 = 0{,}294$

Da $\eta_1 = 0{,}294 < 0{,}5$ muss kein Interaktionsnachweis geführt werden.

Der Nachweis des Querschnitts für die Bemessungssituation „3” wird nicht erbracht, siehe auch Bemessungssituation „1” und Abbildung 4-4 der Zusammenfassung.

4.2.3 Nachweise gemäß Abschnitt 10, EN 1993-1-5

4.2.3.1 Stegblech (Bemessungssituation „1”)

Im Folgenden wird die Querbelastungstragfähigkeit gemäß Abschnitt 10, EN 1993-1-5, bestimmt. Für das vorliegende Beispiel wurde die Bemessungssituation „1” ausgewählt. Abbildung 4-3 zeigt das resultierende Spannungsfeld in dem gewählten Gesamtfeld.

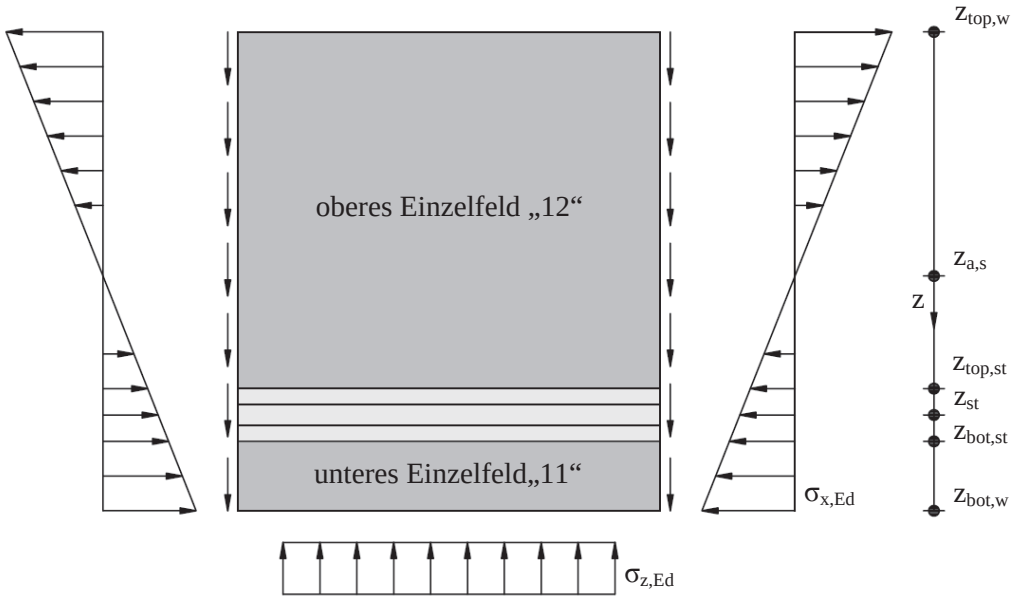


Abbildung 4-9: Einwirkendes Spannungsfeld des gewählten Gesamtfeldes.

Das Flächenträgheitsmoment des Bruttoquerschnitts an der Stelle x = 448 m beträgt $I_a = 4{,}524 \cdot 10^8\ cm^4$. Schubverzerrung muss nicht berücksichtigt werden, da $b_0 < L_e/50$, vgl. Abschnitt 3.1, EN 1993-1-5, so dass die in Tabelle 4-3 zusammengefassten Werte direkt bestimmt werden können.

$b_p := 6{,}5m$ $\qquad$ $L_3 := 92m$

$b_0 := \frac{b_p}{2}$ $\qquad$ $b_0 = 3{,}25\ m$

$L_e := 2 \cdot L_3$ $\qquad$ $\frac{L_e}{50} = 3{,}68\ m$

Tabelle 4-3: Werte des gewählten Gesamtfeldes, siehe Abbildung 4-3 (Druck positiv).

Stelle [Index]	z-Achse [mm]	W [cm³]	$\sigma_{x,Ed}$ [N/mm²]	$\sigma_{,z,Ed}$ [N/mm²]
„top,w”	-1906,3	-1186573	-183,7	0,0
„top,st”	880,5	2569047	84,8	72,9
„st”	1086,5	2081882	104,7	81,7
„bot,st”	1292,5	1750027	124,5	87,7
„bot,w”	1834,7	1232880	176,8	98,4

Aus Abschnitt 4.2.1 sind bereits die folgenden Abmessungen bekannt:

Einzelfeldbreiten:	$b_{11} = b_1 = 657{,}9$ mm
	$b_{12} = 3381{,}5$ mm
Einzelfeldbreiten bis zur Mitte der Steife:	$b_{11,st} = 907{,}9$ mm
	$b_{12,st} = 3631{,}5$ mm
Zusätzliche Schubspannung	$\tau_{Ed} = 0{,}6$ N/mm².

Die Spannungsgradienten können aus Tabelle 4-3 entnommen werden:

Gesamtgradient:	$\psi_{ov} = -1{,}04$
Unteres Einzelfeld „11”:	$\psi_{11} = 0{,}70$
Oberes Einzelfeld „12”:	$\psi_{12} = -2{,}17$

Im folgenden Nachweis werden die Teilfelder „11” und „12” sowie die Steife separat behandelt.

4.2.3.1.1 Nachweis des Einzelfeldes „11”

Das Seitenverhältnis des Einzelfeldes beträgt $\alpha_{11} = 6{,}1$.

Ermittlung von α_{cr}

Der kleinste Lasterhöhungsfaktor α_{cr} für die Bemessungslasten um den kritischen Beulwert für das gesamte Spannungsfeld zu erreichen, kann auf verschiedene Arten bestimmt werden:

- **getrennt für jede Komponente des Spannungsfeldes mit anschließender Interaktionsbetrachtunge (Handrechnung möglich)**

$$\sigma_{E.11} := 189800\text{MPa}\cdot\left(\frac{t_w}{b_{11}}\right)^2 \qquad \sigma_{E.11} = 319.7\,\text{MPa}$$

Elastische kritische Längsspannung gemäß Tabelle 4.1 in Abschnitt 4.4, EN 1993-1-5

$$k_{\sigma.x.11} := \begin{cases} \dfrac{8{,}2}{1{,}05 + \psi_{11}} & \text{if } 1 \ge \psi_{11} > 0 \\ 7{,}81 - 6{,}29\psi_{11} + 9{,}78\psi_{11}^2 & \text{if } 0 \ge \psi_{11} > -1 \\ 5{,}98\cdot\left(1 - \psi_{11}\right)^2 & \text{if } -1 \ge \psi_{11} > -3 \end{cases} \qquad k_{\sigma.x.11} = 4{,}674$$

$$\sigma_{cr.x.11} := k_{\sigma.x.11}\cdot\sigma_{E.11} \qquad \sigma_{cr.x.11} = 1494{,}2\,\text{MPa}$$

$$\alpha_{cr.x.11} := \frac{\sigma_{cr.x.11}}{\sigma_{x.Ed.bot.w}} \qquad \alpha_{cr.x.11} = 8{,}453$$

Elastische kritische Querspannung aus ***EB**Plate*

Wegen des großen Seitenverhältnisses α = 6,1 des unteren Einzelfeldes, ist die Berechnung der kritischen Beulspannung nicht mittels Handformel möglich. Darum wurde in diesem Fall auf die Software EBPlate zurückgegriffen:

$$\sigma_{cr.z.11} := 360{,}7\,MPa$$

$$\alpha_{cr.z.11} := \frac{\sigma_{cr.z.11}}{\sigma_{z.Ed}} \qquad \alpha_{cr.z.11} = 3{,}67$$

Elastische kritische Schubspannung gemäß Gleichung (A.5), Anhang A.3, EN 1993-1-5

$$k_{\tau.11} := \begin{cases} 5{,}34 + 4{,}00 \cdot \left(\frac{b_{11}}{a}\right)^2 & \text{if } \frac{a}{b_{11}} \geq 1 \\ 4{,}00 + 5{,}34 \left(\frac{b_{11}}{a}\right)^2 & \text{if } \frac{a}{b_{11}} < 1 \end{cases} \qquad k_{\tau.11} = 5{,}448$$

$$\tau_{cr.11} := k_{\tau.11} \cdot \sigma_{E.11} \qquad \tau_{cr.11} = 1741{,}8\,MPa$$

$$\alpha_{cr.\tau.11} := \frac{\tau_{cr.11}}{\tau_{Ed}} \qquad \alpha_{cr.\tau.11} = 3162{,}6$$

Kleinster Lasterhöhungsfaktor gemäß Gleichung (10.6), Abschnitt 10, EN 1993-1-5

$$\alpha_{cr.11} := \frac{1}{\frac{1+\psi_{11}}{4\alpha_{cr.x.11}} + \frac{1}{2\alpha_{cr.z.11}} + \sqrt{\left(\frac{1+\psi_{11}}{4\alpha_{cr.x.11}} + \frac{1}{2\alpha_{cr.z.11}}\right)^2 + \frac{1-\psi_{11}}{2\cdot\alpha_{cr.x.11}^{\ 2}} + \frac{1}{\alpha_{cr.\tau.11}^{\ 2}}}}$$

$$\alpha_{cr.11} = 2{,}638$$

- **für das komplette Spannungsfeld (z.B. durch Verwendung einer geeigneten Software)**

  In diesem Fall wurde die Software ***EB**Plate* benutzt, um den kleinsten Lasterhöhungsfaktor direkt in einem einzigen Schritt zu ermitteln

  $\alpha_{cr} = 3{,}490$

Für die weitere Berechnung wird der Wert der Handrechnung ($\alpha_{cr} = 2{,}638$) verwendet.

Elastische kritische Knickspannung $\sigma_{cr,c}$

Für die Ermittlung von $\sigma_{cr,c}$ in Querrichtung sollte die nichtlineare Spannungsverteilung im Steg berücksichtigt werden, für die zur Zeit allerdings keine Handrechenmethode existiert. Die gängige Praxis ist es hingegen, den Wert mittels eines gelenkig gelagerten Ersatzstabes unter einer linear veränderlichen Axiallast, die am Fuße des Stabes den Wert Null annimmt, überschlägig zu berechnen. Für diesen Fall kann nach DIN 4114 eine Ersatzstablänge s_k bestimmt werden, so dass anschließend die kritische Knickspannung mit Hilfe des Eulerfalls II bestimmt werden kann.

$$s_k := b_{11} \cdot \sqrt{\frac{1 + 0{,}88 \cdot \frac{\sigma_{z.Ed.bot.st} \cdot s_{bot.st}}{\sigma_{z.Ed} \cdot \left(s_s + 2 \cdot t_f\right)}}{1{,}88}}$$

Es muss angemerkt werden, dass dieses Vorgehen zu Ergebnissen auf der unsicheren Seite führen kann. Dies liegt an der Unterschätzung der mit der oben angegebenen Formel ermittelten kritischen Knickspannung $\sigma_{cr,c}$. Eine Unterschätzung des Wertes $\sigma_{cr,c}$ führt zu einer Überschätzung des Spannungsverhältnisses $\sigma_{cr,p}/\sigma_{cr,c}$, womit die Interaktion zwischen plattenartigem und knickstabähnlichem Verhalten nicht richtig erfasst wird. Je kürzer die Lasteinleitungslänge ist, desto stärker weicht die tatsächliche Spannungsverteilung von dem linearen Verlauf des Ersatzstabmodells ab und um so größer ist somit die Abweichung hin zur unsicheren Seite.

Abminderungskurve für Querbelastung, knickstabähnliches Verhalten und Interpolationsfunktion

Im Rahmen des COMBRI-Projektes wurde gezeigt, dass die Interpolationsfunktion zur Berücksichtigung knickstabähnlichen Verhaltens nach Gleichung (4.13), Abschnitt 4.5.4, EN 1993-1-5, bei einer Anwendung auf Querbelastung nicht zu zutreffenden Ergebnissen führt. Des Weiteren sollte der Grenzwert für das Spannungsverhältnis $\sigma_{cr,p}/\sigma_{cr,c}$ nicht wie in Gleichung (4.13) festgelegt bei 2,0 liegen, sondern bei 2,7.

Grundsätzlich kann gesagt werden, dass entweder eine andere als die in EN 1993-1-5 angegebene Interpolationsfunktion zu verwenden ist oder aber eine Abminderungskurve verwendet werden sollte, die mit der bestehenden Interpolationsfunktion verwendet werden kann. Seitz hat in [39] eine neue Interpolationsfunktion entwickelt und das Verfahren wurde im COMBRI-Schlussbericht [7] vorgestellt. In der Neufassung des DIN-Fachbericht 103 [12] wird hingegen für den Nachweis der Querbelastungstragfähigkeit die Anwendung der Abminderungskurve nach Anhang B, EN 1993-1-5, empfohlen. Diese kann mit der Interpolationsfunktion gemäß Gleichung (4.13) in Abschnitt 4.5.4, EN 1993-1-5, verwendet werden. Für einen geschweißten Träger ergibt sich aus Tabelle B.1 nach Anhang B.1, EN 1993-1-5, folgende Abminderungsfunktion:

$$\rho := \frac{1}{\phi_{p.} + \sqrt{\phi_{p.}^2 - \lambda_p}}$$

mit

$$\lambda_{p0} := 0{,}80 \qquad \alpha_p := 0{,}34 \qquad \phi_{p.} := 0{,}5 \cdot \left[1 + \alpha_p \cdot \left(\lambda_p - \lambda_{p0}\right) + \lambda_p\right]$$

Diese Abminderungskurve wird auf der rechten Seite anstelle der Gleichung (4.2), Abschnitt 4.4, EN 1993-1-5, verwendet.

Ermittlung von $\alpha_{ult,k}$

$$\sigma_{eq.11} := \sqrt{\sigma_{x.Ed.bot.w}^2 + \sigma_{z.Ed}^2 - \sigma_{x.Ed.bot.w} \cdot \sigma_{z.Ed} + 3 \cdot \tau_{Ed}^2} \qquad \sigma_{eq.11} = 153{,}4\,\text{MPa}$$

$$\alpha_{ult.k.11} := \frac{f_{yw}}{\sqrt{\sigma_{x.Ed.bot.w}^2 + \sigma_{z.Ed}^2 - \sigma_{x.Ed.bot.w} \cdot \sigma_{z.Ed} + 3 \cdot \tau_{Ed}^2}} \qquad \alpha_{ult.k.11} = 2{,}249$$

Ermittlung der bezogenen Schlankheit $\overline{\lambda}_p$

$$\lambda_{p.11} := \sqrt{\frac{\alpha_{ult.k.11}}{\alpha_{cr.11}}} \qquad \lambda_{p.11} = 0{,}923$$

Ermittlung des Abminderungsfaktors ρ

Der kleinste Lasterhöhungsfaktor α_{cr} für die Bemessungslasten um den kritischen Beulwert für das gesamte Spannungsfeld zu erreichen, kann auf zwei Arten bestimmt werden:

- **getrennt für jede Komponente des Spannungsfeldes mit anschließender Interaktionsbetrachtunge (Handrechnung möglich)**

  Längsspannung gemäß Gleichung (4.2), Abschnitt 4.4, EN 1993-1-5

  $$\rho_{x.11} := \frac{\lambda_{p.11} - 0.055 \cdot (3 + \psi_{11})}{\lambda_{p.11}^2} \qquad \rho_{x.11} = 0{,}844$$

  Überprüfung des knickstabähnlichen Verhaltens in Längsrichtung

  Knickstabähnliches Verhalten in Längsrichtung für Platten unter reiner Biegebeanspruchung ist erst relevant ab einen Seitenverhältnis $\alpha < 0{,}15$. Daher wird knickstabähnliches Verhalten hier nicht berücksichtigt.

  Querspannung gemäß Anhang B.1, EN 1993-1-5

  $$\rho_{z.} := \frac{1}{\phi_{p..} + \sqrt{\phi_{p..}^2 - \lambda_{p.11}}} \quad \text{with} \quad \phi_{p..} = 0{,}983 \qquad \rho_{z.} = 0{,}842$$

  Überprüfung des knickstabähnlichen Verhaltens in Querrichtung:

  Aufgrund der nichtlinearen Spannungsverteilung im Steg, infolge der Querbelastung, wurde an dieser Stelle die Knickspannung mit Hilfe der Energiemethode genauer bestimmt, siehe auch Anmerkung links.

  $$\sigma_{cr.c.11} = 333{,}2\,\text{MPa}$$

  $$\frac{\sigma_{cr.z.11}}{\sigma_{cr.c.11}} = 1{,}08 \qquad \xi_{11} := \frac{\sigma_{cr.z.11}}{\sigma_{cr.c.11}} - 1 \qquad \xi_{11} = 0{,}08$$

Verwendung der modifizierten Interpolationsfunktion nach Seitz [40]

Aus Gründen der Vergleichbarkeit wurde das nebenstehende Beispiel noch einmal mit der neuen Interpolationsfunktion nach Seitz [40] nachgerechnet. Die Berechnung ergibt:

$$\eta_{Seitz.11} = 0.598$$

Für das gegebene Beispiel ist der Wert ξ nahezu Null, d.h. es liegt reines Knickenstabverhalten vor.

$$\lambda_{c.11} := \sqrt{\frac{f_{yw}}{\sigma_{cr.c1.11}}} \qquad \lambda_{c.11} = 1{,}051$$

$$\Phi_{11} := 0.5 \cdot \left[1 + 0.21 \cdot \left(\lambda_{c.11} - 0.2\right) + \lambda_{c.11}^{2}\right] \qquad \Phi_{11} = 1{,}142$$

$$\chi_{c.11} := \frac{1}{\Phi_{11} + \sqrt{\Phi_{11}^{2} - \lambda_{c.11}^{2}}} \qquad \chi_{c.11} = 0{,}630$$

$$\rho_{c.z.11} := \left(\rho_{z.11.} - \chi_{c.11}\right) \cdot \xi_{11} \cdot \left(2 - \xi_{11}\right) + \chi_{c.11} \qquad \rho_{c.z.11} = 0{,}663$$

<u>Schubspannungen nach Tabelle 5.1, Abschnitt 5.3, EN 1993-1-5</u>

$$\chi_{w.11} := \begin{cases} 1{,}0 & \text{if } \lambda_{p.11} < 0{,}83 \\ \dfrac{0{,}83}{\lambda_{p.11}} & \text{if } \lambda_{p.11} \geq 0{,}83 \end{cases} \qquad \chi_{w.11} = 0{,}899$$

- **unter Verwendung einer einzelnen Beulkurve**

  Gemäß Tabelle B.1, Anhang B.1, EN 1993-1-5

$$\lambda_{p0} := 0{,}80 \qquad \alpha_{p} := 0{,}34$$

$$\phi_{p.11.} := 0{,}5 \cdot \left[1 + \alpha_{p} \cdot \left(\lambda_{p.11} - \lambda_{p0}\right) + \lambda_{p.11}\right] \qquad \phi_{p.11.} = 0{,}983$$

$$\rho_{11} := \frac{1}{\phi_{p.11.} + \sqrt{\phi_{p.11.}^{2} - \lambda_{p.11}}} \qquad \rho_{11} = 0{,}842$$

$$\rho_{c.11.} := \chi_{c.11} + \left(\rho_{11} - \chi_{c.11}\right) \cdot f_{11} \qquad \rho_{c.11.} = 0{,}651$$

<u>Ermittlung des Querbelastungstragfähigkeit</u>

- **unter Verwendung verschiedener Abminderungskurven**

$$\eta_{diff.11} := \sqrt{\left(\frac{\sigma_{x.Ed.bot.w}}{\rho_{x.11} \cdot \frac{f_{yw}}{\gamma_{M1}}}\right)^{2} + \left(\frac{\sigma_{z.Ed}}{\rho_{c.z.11} \cdot \frac{f_{yw}}{\gamma_{M1}}}\right)^{2} - \left(\frac{\sigma_{x.Ed.bot.w}}{\rho_{x.11} \cdot \frac{f_{yw}}{\gamma_{M1}}}\right) \cdot \left(\frac{\sigma_{z.Ed}}{\rho_{c.z.11} \cdot \frac{f_{yw}}{\gamma_{M1}}}\right) + 3 \cdot \left(\frac{\tau_{Ed}}{\chi_{w.11} \cdot \frac{f_{yw}}{\gamma_{M1}}}\right)^{2}}$$

$$\eta_{diff.11} = 0{,}595$$

- **unter Verwendung einer einzelnen Abminderungskurve**

$$\alpha_{Rd.11} = \frac{\rho_{c.11} \cdot \alpha_{ult,k.11}}{\gamma_{M1}} \qquad \alpha_{Rd.11} = 1.332 \qquad \eta_{single.11} = \frac{1}{\alpha_{Rd.11}} = 0.751$$

4.2.3.1.2 Nachweis des Einzelfeldes „12”

Das Seitenverhältnis des Einzelfeldes beträgt α_{12} = 1.18.

Im Folgenden werden nur die Ergebnisse der Berechnungen zusammengefasst. Für weitere Informationen wird auf den vorherigen Abschnitt 4.2.3.1.1 „Nachweis des Einzelfeldes „11”” verwiesen.

Ermittlung von α_{cr}

Der kleinste Lasterhöhungsfaktor α_{cr} für die Bemessungslasten um den kritischen Beulwert für das gesamte Spannungsfeld zu erreichen, kann auf verschiedene Arten bestimmt werden:

- **getrennt für jede Komponente des Spannungsfeldes mit anschließender Interaktionsbetrachtunge (Handrechnung möglich)**

  Elastische kritische Längsspannung gemäß Tabelle 4.1 in Abschnitt 4.4, EN 1993-1-5

  $k_{\sigma.x.12} = 59{,}907 \qquad \sigma_{cr.x.12} = 724{,}9\,\text{MPa} \qquad \alpha_{cr.x.12} = 8{,}546$

  Elastische kritische Querspannung mit k = 3.8 gemäß Tabelle 8.12 aus [38]

  $$\sigma_{cr.z.12} := k_{12} \cdot \sigma_{E.12} \cdot a \cdot \frac{1}{s_{top.st}} \qquad \sigma_{cr.z.12} = 58{,}05\,\text{MPa}$$

  $$\alpha_{cr.z.12} := \frac{\sigma_{cr.z.12}}{\sigma_{z.Ed.top.st}} \qquad \alpha_{cr.z.12} = 0{,}60$$

  Elastische kritische Schubspannung nach Gleichung (A.5), Anhang A.3, EN 1993-1-5

  $k_{\tau.12} = 8{,}199 \qquad \tau_{cr.12} = 99{,}2\,\text{MPa} \qquad \alpha_{cr.\tau.12} = 180{,}137$

  Kleinster Lasterhöhungsfaktor nach Gleichung (10.6), Abschnitt 10, EN 1993-1-5

  $\alpha_{cr.12} = 0{,}616$

- **für das komplette Spannungsfeld (z.B. durch Verwendung einer geeigneten Software)**

  In diesem Fall wurde die Software ***EB****Plate* benutzt, um den kleinsten Lasterhöhungsfaktor in einem einzigen Schritt direkt zu ermitteln

  α_{cr} = 0,889

Für die weitere Berechnung wird der Wert der Handrechnung (α_{cr} = 0,616) verwendet.

Ermittlung von $\alpha_{ult,k}$

$\sigma_{eq.12} = 91{,}3\,\text{MPa} \qquad \alpha_{ult.k.12} = 3{,}735$

Elastische kritische Knickspannung $\sigma_{cr,c}$

Für die Ermittlung von $\sigma_{cr,c}$ in Querrichtung sollte die nichtlineare Spannungsverteilung im Steg berücksichtigt werden, für die zur Zeit allerdings keine Handrechenmethode existiert. Die gängige Praxis ist es hingegen, den Wert mittels eines gelenkig gelagerten Ersatzstabes unter einer linear veränderlichen Axiallast, die am Fuße des Stabes den Wert Null annimmt, überschlägig zu berechnen. Für diesen Fall kann nach DIN 4114 eine Ersatzstablänge bestimmt werden, so dass anschließend die kritische Knickspannung bestimmt werden kann zu:

$$\sigma_{cr,c} = 1.88 \cdot \sigma_E$$

Es muss angemerkt werden, dass dieses Vorgehen zu Ergebnissen auf der unsicheren Seite führen kann. Dies liegt an der Unterschätzung der mit der oben angegebenen Formel ermittelten kritischen Knickspannung $\sigma_{cr,c}$. Eine Unterschätzung des Wertes $\sigma_{cr,c}$ führt zu einer Überschätzung des Spannungsverhältnisses $\sigma_{cr,p}/\sigma_{cr,c}$, womit die Interaktion zwischen plattenartigem und knickstabähnlichem Verhalten nicht richtig erfasst wird. Je kürzer die Lasteinleitungslänge ist, desto stärker weicht die tatsächliche Spannungsverteilung von dem linearen Verlauf des Ersatzstabmodells ab und um so größer ist somit die Abweichung hin zur unsicheren Seite.

Abminderungskurve für Querbelastung, knickstabähnliches Verhalten und Interpolationsfunktion

Im Rahmen des COMBRI-Projektes wurde gezeigt, dass die Interpolationsfunktion zur Berücksichtigung knickstabähnlichen Verhaltens nach Gleichung (4.13), Abschnitt 4.5.4, EN 1993-1-5, bei einer Anwendung auf Querbelastung nicht zu zutreffenden Ergebnissen führt. Des Weiteren sollte der Grenzwert für das Spannungsverhältnis $\sigma_{cr,p}/\sigma_{cr,c}$ nicht wie in Gleichung (4.13) festgelegt bei 2,0 liegen, sondern bei 2,7.

Grundsätzlich kann gesagt werden, dass entweder eine andere als die in EN 1993-1-5 angegebene Interpolationsfunktion zu verwenden ist oder aber eine Abminderungskurve verwendet werden sollte, die mit der bestehenden Interpolationsfunktion verwendet werden kann. Seitz hat in [39] eine neue Interpolationsfunktion entwickelt und das Verfahren wurde im COMBRI-Schlussbericht [7] vorgestellt. In der Neufassung des DIN-Fachbericht 103 [12] wird hingegen für den Nachweis der Querbelastungstragfähigkeit die Anwendung der Abminderungskurve nach Anhang B, EN 1993-1-5, empfohlen. Diese kann mit der Interpolationsfunktion gemäß Gleichung (4.13) in Abschnitt 4.5.4, EN 1993-1-5, verwendet werden. Für einen geschweißten Träger ergibt sich aus Tabelle B.1 nach Anhang B.1, EN 1993-1-5, folgende Abminderungsfunktion:

$$\rho := \frac{1}{\phi_{p.} + \sqrt{\phi_{p.}^{\,2} - \lambda_p}}$$

mit

$$\lambda_{p0} := 0{,}80 \qquad \alpha_p := 0{,}34 \qquad \phi_{p.} := 0{,}5 \cdot \left[1 + \alpha_p \cdot \left(\lambda_p - \lambda_{p0}\right) + \lambda_p\right]$$

Diese Abminderungskurve wird auf der rechten Seite anstelle der Gleichung (4.2), Abschnitt 4.4, EN 1993-1-5, verwendet.

Ermittlung der bezogenen Schlankheit $\bar{\lambda}_p$

$\lambda_{p.12} = 2{,}462$

Ermittlung der Abminderungsfaktoren

Der Abminderungsfaktoren für die Bemessungslasten um den kritischen Bemessungswert für das gesamte Spannungsfeld zu erreichen, kann auf verschiedene Arten bestimmt werden:

- **unter Verwendung verschiedener Abminderungskurven**

  Längsspannung gemäß Gleichung (4.2), Abschnitt 4.4, EN 1993-1-5

  $\rho_{x.12} = 0{,}399$

  Überprüfung des knickstabähnlichen Verhaltens in Längsrichtung:

  Knickstabähnliches Verhalten in Längsrichtung für Platten unter reiner Biegebeanspruchung ist erst relevant ab einen Seitenverhältnis $\alpha < 0{,}15$. Daher wird knickstabähnliches Verhalten hier nicht berücksichtigt.

  Querspannung gemäß Anhang B.1, EN 1993-1-5

  $\rho_{z.12.} = 0{,}305$

  Überprüfung des knickstabähnlichen Verhaltens in Querrichtung

  Aufgrund der nicht-linearen Spannungsverteilung im Steg, infolge der Querbelastung, wurde an dieser Stelle die Knickspannung mit Hilfe der Energiemethode genauer bestimmt, siehe auch Anmerkung links.

  $\sigma_{cr.c.12} = 27{,}86\,\text{MPa}$ $\qquad \dfrac{\sigma_{cr.z.12}}{\sigma_{cr.c.12}} = 2{,}08$ $\qquad \xi_{12} = 1{,}08$

  Da $\xi > 1.0$, muss knickstabähnliches Verhalten nach den Eurocode-Regelungen nicht berücksichtigt werden. Wie von Seitz gezeigt wurde, liegt die in der EN 1993-1-5 angegebene Interpolationsfunktion aber auf der unsicheren Seite, siehe auch Anmerkung links.

  Schubspannung gemäß Tabelle 5.1 in Abschnitt 5.3, EN 1993-1-5

  $\chi_{w.12} = 0{,}337$

- **unter Verwendung einer einzelnen Abminderungskurve**

  Nach Tabelle B.1, Anhang B.1, EN 1993-1-5 folgt:

  $\phi_{p.12.} = 2{,}014$ $\qquad \rho_{12} = 0{,}305$

Verwendung der modifizierten Interpolationsfunktion nach Seitz [40]

Aus Gründen der Vergleichbarkeit wurde das nebenstehende Beispiel noch einmal mit der neuen Interpolationsfunktion nach Seitz [40] nachgerechnet. Die Berechnung ergibt:

$$\eta_{Seitz.12} = 0.915$$

DIN 18800 Teil 3, Element (801)

Bei längsversteiften Platten mit quergerichteten Druckspannungen σ_y sind die Längsteifen zusätzlich zum Beulsichheitsnachweis mit dem Verfahren Elastisch-Elastisch nach Theorie II. Ordnung und mit folgenden Annahmen nachzuweisen:

- Die betrachtete Längsteife (siehe Bild 13) hat eine sinusförmige Vorkrümmung mit dem Stich

  $$w_0 = \min b_{ik}/250,$$

  wobei min b_{ik} die kleinere Breite der an die Längssteife angrenzenden Einzelfelder ist.
- Die benachbarten Längsränder der angrenzenden Einzelfelder sind gerade, gelenkig gelagert und senkrecht zur Platte unverschieblich.
- Die Einzelfelder werden in der Regel an der betrachteten Längssteife gelenkig gelagert.

  Werden die Einzelfelder an der betrachteten Längssteife als biegesteif durchlaufend angenommen, so ist ihre Beanspruchung infolge des Zusammenwirkens mit der Längssteife zu berücksichtigen.

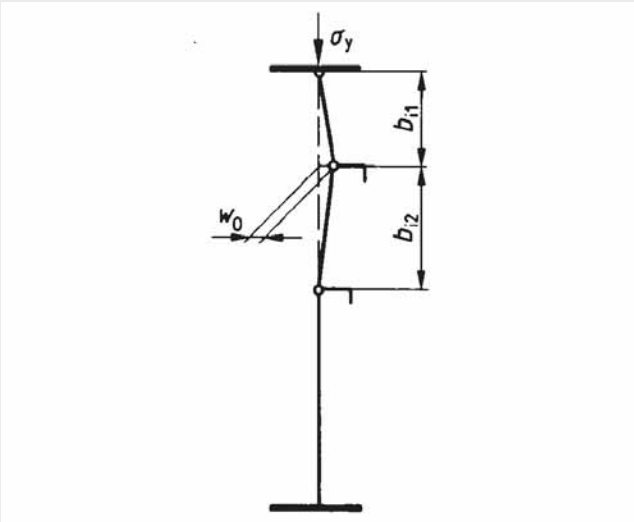


Bild 13 – Beispiel für die Annahmen beim Nachweis von Längssteifen

Ermittlung der Querbelastungstragfähigkeit

- **unter Verwendung verschiedener Abminderungskurven**

  $\eta_{diff.12} = 0{,}897$

- **unter Verwendung einer einzigen Abminderungskurve**

  $\alpha_{Rd.12} = 1.037$ $\qquad \eta_{single.12} = \dfrac{1}{\alpha_{Rd.12}} = 0.965$

4.2.3.1.3 Nachweis der Längssteife

Generell kann der Bauteilsicherheitsnachweis einer Längssteife entweder durch eine Berechnung nach Theorie II. Ordnung oder aber mit Hilfe einer Eigenwertberechnung und der Verwendung einer Abminderungskurve erfolgen. Für Letzteres ist es besonders wichtig, den Beulwert korrekt zu bestimmen, wozu leistungsfähige Computerprogramme, wie z.B. ***EB****Plate* [13], heutzutage einen wertvollen Beitrag leisten können. Für das vorliegende Beispiel konnte hingegen für die Längssteife keine eindeutige globale Beulform, ohne den Einfluss von lokalem Beulen, ermittelt werden. Aus diesem Grunde wird im Folgenden eine Berechnung nach Theorie II. Ordnung durchgeführt.

Im Gegensatz zu EN 1993-1-5 sind in der deutschen Norm DIN 18800-Teil 3 Bemessungsregeln zum Stabilitätsnachweis von Längsteifen in querbelasteten Platten klar festgelegt. Diese ergänzenden Regeln werden auf das vorliegende Beispiel angewendet um den Bauteilsicherheitsnachweis der Längssteife zu führen.

Ermittlung der Anfangsimperfektion der Steife

$$w_0 := \min\left(\frac{b_{11.st}}{250}, \frac{b_{12.st}}{250}\right) \qquad w_0 = 3{,}63\,mm$$

Auf die Steife einwirkende Normalkraft

Die Normalkraft in der Steife wird über die Normalspannung $\sigma_{x,st}$ und den Bruttoquerschnitt der Steife A_{st} berechnet. Der Bruttoquerschnitt der Steife wird gemäß den Angaben in Bild A.1 in EN 1993-1-5 [23] berechnet.

$$b_{11.part} := \frac{3 - \psi_{11}}{5 - \psi_{11}} \cdot b_{11} \qquad b_{11.part} = 351{,}6\,mm$$

$$b_c := b_{12} - \left|z_{top.w}\right| \qquad b_c = 1475{,}2\,mm$$

$$b_{c.part} := 0{,}4 \cdot b_c \qquad b_{c.part} = 590{,}1\,mm$$

$$A_{st} := A_{sl.1} + t_w \cdot \left(b_{11.part} + b_{st} + b_{c.part}\right) \qquad A_{st} = 575{,}84\,cm^2$$

$$N_{x.st} := A_{st} \cdot \sigma_{x.Ed.st} \qquad N_{x.st} = 6{,}03\,MN$$

Auf die Steife einwirkende Querlast

Die Querspannung $\sigma_{z,Ed,st}$ wirkt nur über die Lasteinleitungslänge s_s auf die Steife. Sie kann in einen äquivalente Querspannung $\sigma_{z,Ed,st,eq}$, die über die ganze Länge der Steife wirkt, sowie eine äquivalente Streckenlast umgerechnet werden.

$$\sigma_{z.Ed.st.eq} := \sigma_{z.Ed.st} \cdot \left(\frac{s_{st}}{a} + \frac{1}{\pi} \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot s_s}{a} \right) \right) \qquad \sigma_{z.Ed.st.eq} = 80{,}4\,\text{MPa}$$

$$q := \sigma_{z.Ed.st.eq} \cdot t_w \cdot \left(\frac{1}{b_{11.st}} + \frac{1}{b_{12.st}} \right) + \left(\frac{\pi}{a} \right)^2 \cdot N_{x.st} \qquad q = 6{,}706\,\text{MPa}$$

Nachweis der Steife nach Theorie II. Ordnung

Mit Hilfe der kritische Knicklast $N_{x,cr}$ der Steife kann unter Berücksichtigung der elastischen Bettung c_f die elastische Verformung $w_{el,II}$ und das Biegemoment M_{II} nach Theorie II. Ordnung bestimmt werden. Über das Flächenträgheitsmoment der Längssteife $I_{sl.1} = 154894\ \text{cm}^4$ und den Abstand zur äußersten Randfaser ($z_{st,1} = 393{,}3$ mm) kann dann der Nachweis geführt werden.

$$N_{x.cr} := \frac{\pi^2 \cdot 210000\text{MPa} \cdot I_{sl.1}}{a^2} \qquad N_{x.cr} = 200{,}65\,\text{MN}$$

$$c_f := \left(\frac{\pi}{a} \right)^2 \cdot N_{x.cr} \qquad c_f = 123{,}8\,\text{MPa}$$

$$w_{el.II} := \frac{q \cdot w_0}{c_f - q} \qquad w_{el.II} = 0{,}21\,\text{mm}$$

$$M_{II} := N_{x.cr} \cdot w_{el.II} \qquad M_{II} = 0{,}042\,\text{MNm}$$

$$\sigma := \sigma_{x.Ed.st} + \frac{M_{II}}{I_{sl.1}} \cdot z_{st.1} \qquad \sigma = 115{,}3\,\text{MPa}$$

$$\eta := \frac{\sigma}{\frac{f_{yw}}{\gamma_{M1}}} \qquad \eta = 0{,}37$$

4.2.3.2 Bodenblech

4.2.3.2.1 Anwendung der Abs. 3, 9 und 10, EN 1993-1-5 auf Bemessungssituation „1"

Im Folgenden wird die Tragfähigkeit des längsausgesteiften Bodenbleches gemäß den Abschnitten 3, 9 und 10 des Eurocodes EN 1993-1-5 ermittelt. Die Tragfähigkeit wird für die Bauphase, unter Berücksichtigung der horizontalen Querkräfte die sich infolge der Querbeanspruchung während des Vorschubes ergeben, ermittelt, siehe auch Abschnitt 4.2.2.1.

Spezifische Querschnittsdaten des betrachteten Bodenblechs (vgl. Abschnitt 2.2.3):

Dicke des Bodenblechs:	t_f = 75 mm
Anzahl der Längssteifen:	n_{st} = 6 (Geometrie vgl. Abbildung 2-9)
Streckgrenze des Baustahls:	f_{yf} = 325 N/mm²

Ermittlung der einzelnen Komponenten des Spannungsfeldes nach der elastischen Biegetheorie:

Einwirkendes Biegemoment:	M_{Ed} = 217,93 MNm
Widerstandsmoment am Bodenblech:	W_{bot} = 1150500 cm³
Resultierende Längspannung im Bodenblech:	$\sigma_{x.Ed}$ = 189,4 N/mm²
Horizontale Komponente der Querbelastung:	$F_{Ed.bot}$ = 5,75 MN
Lasteinleitungslänge:	s_s = 3,0 m
Resultierende Querspannung im Bodenblech:	$\sigma_{y.Ed}$ = 25,6 N/mm²

Anmerkung: In dem oben angebenen Widerstandsmoment auf Höhe des Bodenblechs wurden bereits Schubverzerrungseffekte konservativ berücksichtigt. Im Hinblick auf die Vollständigkeit der Berechnungen wird dies hier jedoch vernachlässigt, um in der folgenden Beispielrechnung Schubverzerrung behandeln zu können.

Abbildung 4-10 zeigt die Annahme die zur Ermittlung des idealisierten Spannungsfeldes im Einzelfeld getroffen wurden. Des Weiteren sind folgende Berechnungsschritte durchzuführen:

1. Korrektur der Längsspannungsverteilung infolge Schubverzerrung gemäß EN 1993-1-5 Abschnitt 3, falls nötig.
2. Nachweis der Bauteilsicherheit der Einzelfelder nach EN 1993-1-5, Abschnitt 10.
3. Überprüfung ob die Längssteifen die Mindeststeifigkeitsanforderung als unverschiebliche Auflager für die Einzellfelder erfüllen. → Nachweis nach EN 1993-1-5, Abschnitt 9.

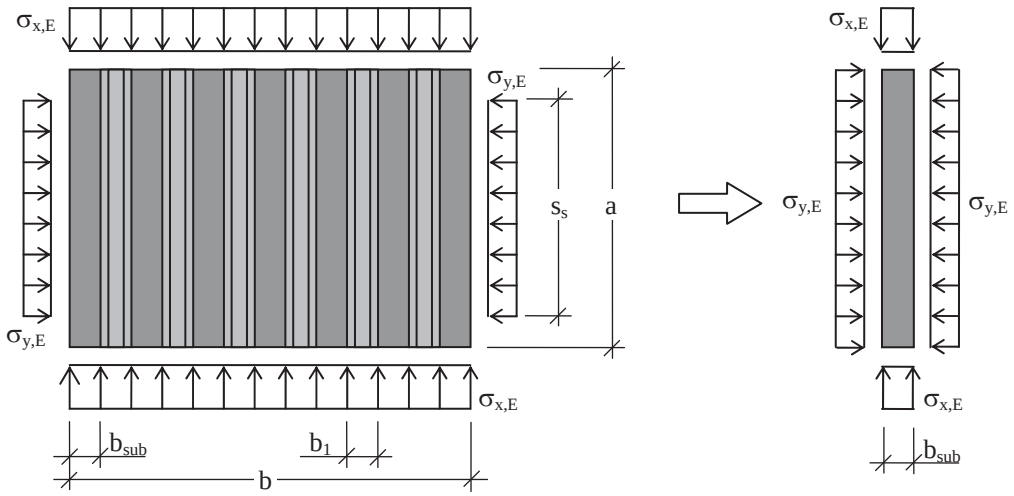


Abbildung 4-10: Spannungsfeld im Bodenblech gemäß elastischer Biegetheorie (links) und konservative Annahme des resultierenden Spannungsfeldes im Einzellfeld (rechts).

EN 1993-1-5, 3.1: Allgemeines

(1) In Gurten darf der Einfluss der Schubverzerrungen vernachlässigt werden, wenn die Bedingung $b_0 < L_e/50$ erfüllt ist. Für einseitig gestützte Flanschteile entspricht die Flanschbreite b_0 der vorhandenen Flanschbreite, bei zweiseitig gestützten Flanschteilen ist b_0 gleich der Hälfte der vorhandenen Flanschbreite. Die Länge L_e ergibt sich aus dem Abstand der Momentennullpunkte, siehe 3.2.1(2).

EN 1993-1-5, 3.2.1: Mittragende Breiten

(2) Unterscheiden sich angrenzende Feldweiten um nicht mehr als 50 % bzw. sind die Kragarme nicht länger als 50 % der angrenzenden Feldweite, so darf die mittragende Länge L_e nach Bild 3.1 bestimmt werden. In anderen Fällen ist in der Regel L_e als der Abstand zwischen zwei Momentennullpunkten abzuschätzen.

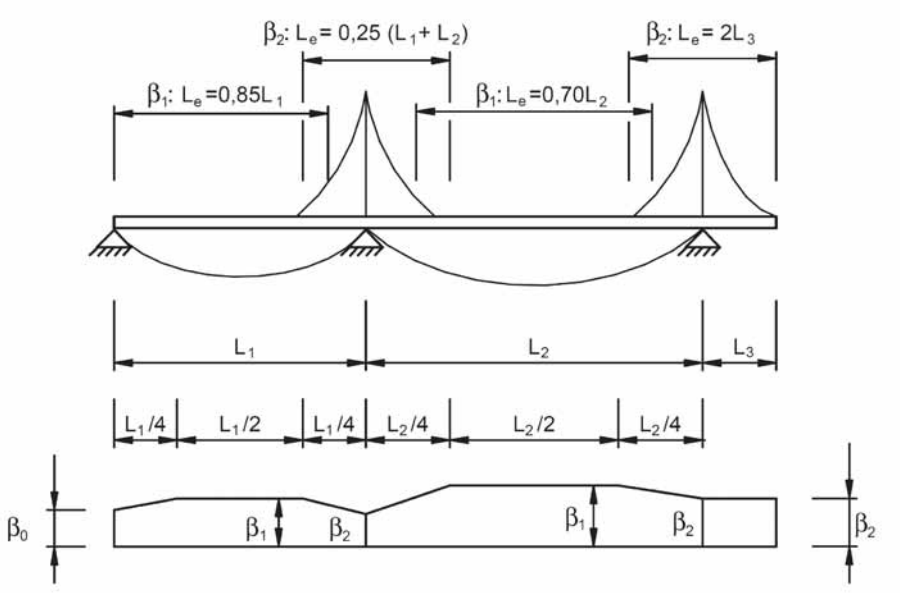


Bild 3.1 – Effektive Länge L_e für Durchlaufträger und Verteilung der mittragenden Breite

Tabelle 3.1 – Abminderungsfaktor β für die mittragende Breite

κ	Nachweisort	β-Wert
$\kappa \le 0{,}02$		$\beta = 1{,}0$
$0{,}02 < \kappa \le 0{,}70$	Feldmoment	$\beta = \beta_1 = \dfrac{1}{1 + 6{,}4\,\kappa^2}$
	Stützmoment	$\beta = \beta_2 = \dfrac{1}{1 + 6{,}0\left(\kappa - \dfrac{1}{2\ 500\,\kappa}\right) + 1{,}6\,\kappa^2}$
$> 0{,}70$	Feldmoment	$\beta = \beta_1 = \dfrac{1}{5{,}9\,\kappa}$
	Stützmoment	$\beta = \beta_2 = \dfrac{1}{8{,}6\,\kappa}$
alle κ	Endauflager	$\beta_0 = (0{,}55 + 0{,}025/\kappa)\,\beta_1$, jedoch $\beta_0 < \beta_1$
alle κ	Kragarm	$\beta = \beta_2$ am Auflager und am Kragarmende

$\kappa = \alpha_0\, b_0/L_e$ mit $\alpha_0 = \sqrt{1 + \dfrac{A_{s\ell}}{b_0 t}}$

Dabei ist $A_{s\ell}$ die Querschnittsfläche aller Längssteifen innerhalb der Breite b_0. Weitere Formelzeichen sind in Bild 3.1 und Bild 3.2 angegeben.

Überprüfung ob Schubverzerrung berücksichtigt werden muss (EN 1993-1-5, 3.1):

Effektive Länge: $L_e = 120$ m (konservative Annahme)

berücksichtige Breite: $b_0 = b_p/2 = 3{,}25$ m

$\Rightarrow$ $b_0 < L_e/50$ Bedingung nicht erfüllt! Schubverzerrung muss berücksichtigt werden.

Korrektur der Längsspannungsverteilung infolge Schubverzerrung:

Bruttoquerschnitt der Längssteifen:

$$A_{sl} := n_{st} \cdot t_{st} \cdot \left(b_2 + 2 \cdot b_3\right) = 0{,}109\,m^2$$

Schubverzerrungsparameter:

$$\alpha_0 := \sqrt{1 + \frac{A_{sl}}{b_p \cdot t_f}} = 1{,}106$$

$$\kappa := \alpha_0 \cdot \frac{b_0}{L_e} = 0{,}03$$

$$\beta := \begin{cases} 1 & \text{if } \kappa \le 0{,}02 \\ \dfrac{1}{1 + 6 \cdot \left(\kappa - \dfrac{1}{2500 \cdot \kappa}\right) + 1.6 \cdot \kappa^2} & \text{if } 0{,}02 < \kappa \le 0{,}7 \\ \dfrac{1}{8{,}6 \cdot \kappa} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\beta = 0{,}908$$

Die Längsspannung $\sigma_{1.x.Ed}$ in der Bodenplatte ist diejenige maximale Randspannung, die zu einer mittleren Längsspannung $\sigma_{x.mean}$ führt, die gleich der Bemessungsspannung $\sigma_{x.Ed}$ (ermittelt mit Hilfe der elastischen Biegetheorie) ist. Die Mittelspannung $\sigma_{x.mean}$ im Bodenblech ist gegeben durch das Integral

$$\sigma_{x.mean} = \frac{1}{b_0} \int_0^{b_0} \sigma(y)\, dy$$

Dies führ zu einer mittleren Längsspannung

$$\sigma_{x.mean} := \sigma_{1.x.Ed} - \frac{4}{5} \cdot \left(\sigma_{1.x.Ed} - \sigma_{2.x.Ed}\right)$$

und der Längsspannung $\sigma_{2.x.Ed}$ in Plattenmitte

$$\sigma_{2.x.Ed} := \begin{cases} 1{,}25 \cdot (\beta - 0{,}2) \cdot \sigma_{1.x.Ed} & \text{if } \beta > 0{,}2 \end{cases}.$$

Demzufolge nimmt die mittlere Längsspannung $\sigma_{x.mean}$ denselben Wert an wie die Bemessungsspannung $\sigma_{x.Ed}$, wenn $\sigma_{1.x.Ed}$: den folgenden Wert annimmt:

$$\sigma_{1.x.Ed} := \frac{\sigma_{x.Ed}}{\beta} = 208{,}6 \cdot N \cdot mm^{-2}$$

Gegenprobe:

$$\sigma_{x.mean} := \sigma_{1.x.Ed} - \frac{4}{5} \cdot \left(\sigma_{1.x.Ed} - \sigma_{2.x.Ed}\right) = 189{,}4 \cdot N \cdot mm^{-2} \overset{!}{=} \sigma_{x.Ed} = 189{,}4 \cdot N \cdot mm^{-2}$$

EN 1993-1-5, 3.2.2: Spannungsverteilung unter Berücksichtigung der Schubverzerrung

(1) Zur Berücksichtigung der Schubverzerrungen sind in der Regel die in Bild 3.3 dargestellten Verteilungen der Längsspannungen über die Platte anzusetzen.

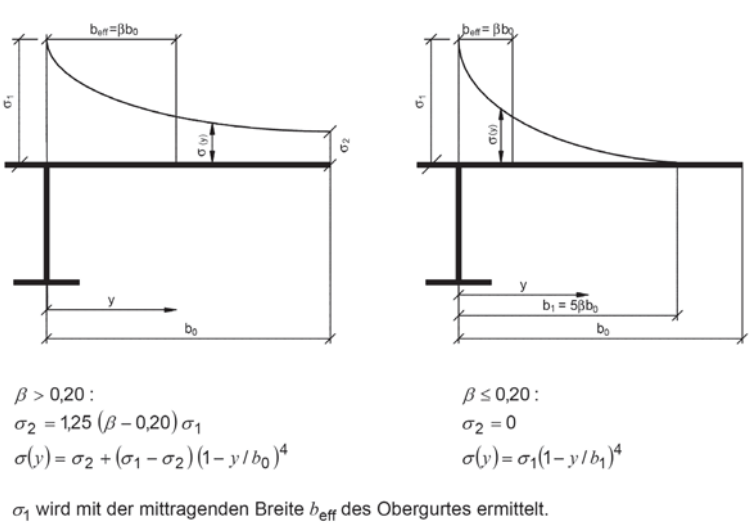


Bild 3.3 ─ Verteilung der Längsspannungen über das Obergurtblech unter Berücksichtigung der Schubverzerrungen

EN 1993-1-5, 10: Methode der reduzierten Spannungen

(4) Für die Bestimmung von $\alpha_{ult,k}$ darf das Fließkriterium benutzt werden:

$$\frac{1}{\alpha_{ult,k}^2} = \left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{f_y}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{f_y}\right)^2 - \left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{f_y}\right)\left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{f_y}\right) + 3\left(\frac{\tau_{Ed}}{f_y}\right)^2 \qquad (10.3)$$

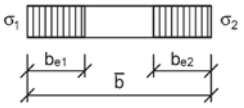
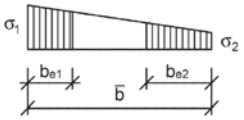
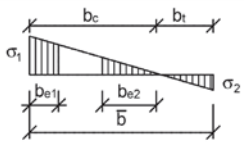
$\sigma_{x,Ed}$, $\sigma_{z,Ed}$ und τ_{Ed} sind die Komponenten des Spannungsfeldes im Grenzzustand der Tragfähigkeit.

ANMERKUNG Bei Verwendung der Fließbeziehung in Gleichung (10.3) wird angenommen, dass sich der Grenzzustand des Fließens ohne vorhergehendes Beulen einstellt.

EN 1993-1-5, 4.4: Einzelblechfelder ohne Längssteifen

(4) …k_σ Beulwert in Abhängigkeit vom Spannungsverhältnis ψ und den Lagerungsbedingungen; Beulwerte langer Platten sind in Tabelle 4.1 oder Tabelle 4.2 angegeben;

Tabelle 4.1 ─ Zweiseitig gestützte druckbeanspruchte Querschnittsteile

Spannungsverteilung (Druck positiv)	Wirksame Breite b_{eff}
	$\psi = 1$: $b_{eff} = \rho\,\bar{b}$; $b_{e1} = 0{,}5\,b_{eff}$; $b_{e2} = 0{,}5\,b_{eff}$
	$1 > \psi \ge 0$: $b_{eff} = \rho\,\bar{b}$; $b_{e1} = \frac{2}{5-\psi} b_{eff}$; $b_{e2} = b_{eff} - b_{e1}$
	$\psi < 0$: $b_{eff} = \rho\,b_c = \rho\,\bar{b}/(1-\psi)$; $b_{e1} = 0{,}4\,b_{eff}$; $b_{e2} = 0{,}6\,b_{eff}$

$\psi = \sigma_2/\sigma_1$	1	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	–1	$-1 > \psi > -3$
Beulwert k_σ	4,0	$8{,}2/(1{,}05 + \psi)$	7,81	$7{,}81 - 6{,}29\,\psi + 9{,}78\,\psi^2$	23,9	$5{,}98\,(1-\psi)^2$

Längsspannungsverteilung im Bodenblech (aus Symmetriegründen wird nur die halbe Platten betrachtet):

$$\sigma_x(y) := \begin{cases} \sigma_{2.x.Ed} + \left(\sigma_{1.x.Ed} - \sigma_{2.x.Ed}\right)\cdot\left(1 - \frac{y}{b_0}\right)^4 & \text{if } \beta > 0{,}2 \\ \sigma_{1.x.Ed}\cdot\left(1 - \frac{y}{5\cdot\beta\cdot b_0}\right)^4 & \text{otherwise} \end{cases}$$

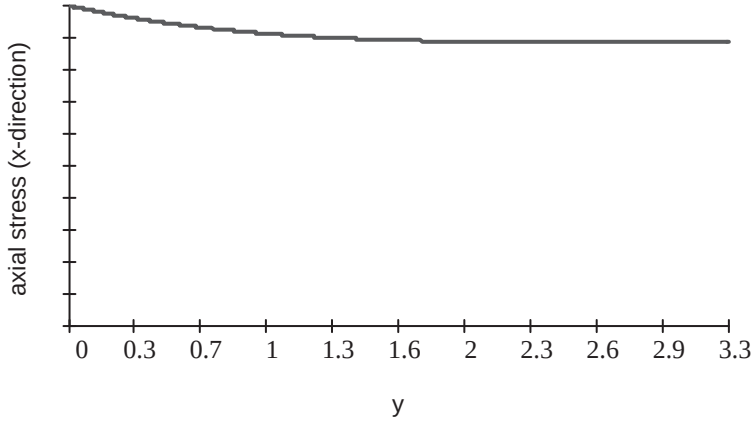


Abbildung 4-11: Längsspannungsverteilung im Bodenblech

Beulnachweis der Einzelfelder:

- Kleinster Lasterhöhungsfaktor $\alpha_{ult,k}$ des Einzelfeldes:

$$\alpha_{ult.k} := \frac{f_{yf}}{\sqrt{\sigma_{1.x.Ed}^2 + \sigma_{y.Ed}^2 - \left(\sigma_{1.x.Ed}\cdot\sigma_{y.Ed}\right)}} = 1{,}649$$

Spannungsverteilung im Einzelfeld:

$$\sigma_{1.sub} := \sigma_{1.x.Ed} = 208{,}6\cdot N\cdot mm^{-2}$$

$$\sigma_{2.sub} := \sigma_x\left(b_{sub}\right) = 196{,}7\cdot N\cdot mm^{-2}$$

$$\psi := \frac{\sigma_{2.sub}}{\sigma_{1.sub}} = 0{,}943$$

Beulkoeffizient für zweiseitig gestützte druckbeanspruchte Querschnittsteile:

$$k_\sigma := \frac{8.2}{1.05 + \psi} = 4{,}115$$

Kritische lokale Beulspannung in Längsrichtung:

$$\sigma_{cr.p.sub.x} := \frac{\pi^2\cdot E\cdot t_f^2}{12\cdot\left(1 - \nu^2\right)\cdot b_{sub}^2}\cdot k_\sigma = 16701{,}1\cdot N\cdot mm^{-2}$$

Anmerkung:
Die exakte kritische elastische Beulspannung $\sigma_{cr,x}$ eines Bleches mit einem Seitenverhältnis von $\alpha \leq 1$ ergibt sicht zu:

$$\sigma_{cr,x} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot t^2}{12 \cdot \left(1-\mu^2\right) \cdot b^2} \cdot \left[\alpha + \frac{1}{\alpha}\right]^2$$

mit a Feldlänge in Beanspruchungsrichtung
b Feldbreite quer zur Beanspruchungsrichtung
$\alpha = a/b$

EN 1993-1-5, 10: Methode der reduzierten Spannungen

(6) Liegen nicht die Werte α_{cr} für das gesamte Spannungsfeld, sondern nur die Werte $\alpha_{cr,i}$ jeweils für die Komponenten $\sigma_{x,Ed}$, $\sigma_{z,Ed}$ und τ_{Ed} des Spannungsfeldes vor, so darf der Wert α_{cr} für die gemeinsame Wirkung von $\sigma_{x,Ed}$, $\sigma_{z,Ed}$, τ_{Ed} wie folgt bestimmt werden:

$$\frac{1}{\alpha_{cr}} = \frac{1+\psi_x}{4\alpha_{cr,x}} + \frac{1+\psi_z}{4\alpha_{cr,z}} + \left[\left(\frac{1+\psi_x}{4\alpha_{cr,x}} + \frac{1+\psi_z}{4\alpha_{cr,z}}\right)^2 + \frac{1-\psi_x}{2\alpha_{cr,x}^2} + \frac{1-\psi_z}{2\alpha_{cr,z}^2} + \frac{1}{2\alpha_{cr,\tau}^2}\right] \qquad (10.6)$$

Dabei ist

$$\alpha_{cr,x} = \frac{\sigma_{cr,x}}{\sigma_{x,Ed}}$$

$$\alpha_{cr,z} = \frac{\sigma_{cr,z}}{\sigma_{z,Ed}}$$

$$\alpha_{cr,\tau} = \frac{\tau_{cr}}{\tau_{Ed}}$$

$\sigma_{cr,x}$, $\sigma_{cr,z}$, τ_{cr}, ψ_x und ψ_z werden nach Abschnitten 4 bis 6 bestimmt.

EN 1993-1-5, 10: Methode der reduzierten Spannungen

(3) Der Schlankheitsgrad $\bar{\lambda}_p$ des Blechfeldes ist in der Regel wie folgt zu bestimmen:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{\alpha_{ult,k}}{\alpha_{cr}}} \qquad (10.2)$$

Dabei ist

α_{cr} der kleinste Faktor für die Vergrößerung der Bemessungslasten, um die elastische Verzweigungsbelastung für das gesamte einwirkende Spannungsfeld zu erreichen, siehe (6).

ANMERKUNG 1 Zur Bestimmung von α_{cr} für das gesamte einwirkende Spannungsfeld darf das ausgesteifte Blechfeld entsprechend den Regeln in Abschnitten 4 und 5 abgebildet werden, jedoch ohne die in 5.3(4) angegebene Abminderung des Flächenträgheitsmomentes der Längssteifen.

ANMERKUNG 2 Kann α_{cr} nicht für das gesamte Blechfeld einschließlich der Einzelfelder als Ganzes bestimmt werden, so dürfen getrennte Nachweise für die Einzelfelder und das gesamte Blechfeld geführt werden.

Kleinster Lasterhöhungsfaktor $\alpha_{cr,sub,x}$:

$$\alpha_{cr.sub.x} := \frac{\sigma_{cr.p.sub.x}}{\sigma_{1.sub}} = 80{,}063$$

Kritische lokale Beulspannung in Querrichtung:

$$\sigma_{cr.p.sub.y} := \frac{\pi^2 \cdot E \cdot t_f^2}{12 \cdot \left(1 - \nu^2\right) \cdot a^2} \cdot \left(\frac{b_{sub}}{a} + \frac{a}{b_{sub}}\right)^2 = 4193{,}6 \cdot N \cdot mm^{-2}$$

Kleinster Lasterhöhungsfaktor $\alpha_{cr,sub,y}$:

$$\alpha_{cr.sub.y} := \frac{\sigma_{cr.p.sub.y}}{\sigma_{y.Ed}} = 164{,}041$$

Resultierender kleinster Lasterhöhungsfaktor α_{cr} für lokales Einzelfeldbeulen (mit $\psi \approx 1$):

$$\alpha_{cr.sub} := \frac{1}{\frac{1}{\alpha_{cr.sub.x}} + \frac{1}{\alpha_{cr.sub.y}}} = 53{,}803$$

- Berücksichtigung des knickstabähnlichen Verhaltens

Das Stabilitätsverhalten in Längsrichtung ist aufgrund des Seitenverhältnisse rein plattenartig.

Das Stabilitätsverhalten des Einzelfeldes in Querrichtung muss überprüft werden.

Kritische lokale Knickspannung in Querrichtung

$$\sigma_{cr.c.sub.y} := \frac{\pi^2 \cdot E \cdot t_f^2}{12 \cdot b_{sub}^2} = 3693{,}8 \cdot N \cdot mm^{-2}$$

Wichtungsfaktor ξ:

$$\xi := \frac{\sigma_{cr.p.sub.y}}{\sigma_{cr.c.sub.y}} - 1$$

$$\xi = 0{,}135$$

- Abminderung infolge lokalen Beulens des Einzelfeldes:

Bezogene Schlankheit des Einzelfeldes:

$$\lambda := \sqrt{\frac{\alpha_{ult.k}}{\alpha_{cr.sub}}} = 0{,}175$$

Abminderungsfaktor für zweiseitig gestützte druckbeanspruchte Querschnittsteile:

$$\rho_{sub}(\lambda, \psi) := \begin{cases} 1 & \text{if } \lambda < 0{,}673 \\ \dfrac{\lambda - 0.055 \cdot (3 + \psi)}{\lambda^2} & \text{otherwise} \end{cases}$$

EN 1993-1-5, 10: Methode der reduzierten Spannungen

(5) Der Abminderungsfaktor ρ darf nach einer der beiden folgenden Methoden ermittelt werden:

a) der kleinste Wert der folgenden Abminderungsbeiwerte:

- ρ_x der Reduktionsbeiwert nach 4.5.4(1) für die Längsrichtung, falls erforderlich unter Berücksichtigung knickstabähnlichen Verhaltens;
- ρ_z der Reduktionsbeiwert nach 4.5.4(1), hier jedoch für die Querrichtung, falls erforderlich unter Berücksichtigung knickstabähnlichen Verhaltens;
- χ_w der Reduktionsbeiwert für Schubbeulen nach 5.2(1).

Alle Reduktionsbeiwerte werden mit dem Schlankheitsgrad $\bar{\lambda}_p$ des Blechfeldes nach Gleichung (10.2) ermittelt [..]

b) ein aus den Abminderungsbeiwerten ρ_x, ρ_z und χ_w entsprechend a) interpolierter Abminderungsbeiwert, wobei die Gleichung für αult,k als Interpolationsfunktion herangezogen wird.

ANMERKUNG 3 Diese Vorgehen führt zu dem Nachweisformat**:**:

$$\left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{\rho_x f_y/\gamma_{M1}}\right)^2+\left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{\rho_z f_y/\gamma_{M1}}\right)^2-\left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{\rho_x f_y/\gamma_{M1}}\right)\left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{\rho_z f_y/\gamma_{M1}}\right)+3\left(\frac{\tau_{Ed}}{\chi_w f_y/\gamma_{M1}}\right)^2\leq 1 \quad (10.5)$$

ANMERKUNG 4 Da die Nachweise nach den Gleichungen (10.3), (10.4) und (10.5) bereits eine Interaktion zwischen Querkraft, Biegemoment, Normalkraft und Querbelastung beinhalten, braucht Abschnitt 7 in der Regel nicht angewendet zu werden.

ANMERKUNG 5 Der nationale Anhang darf weitere Informationen zur Verwendung der Gleichungen (10.4) und (10.5) geben. Treten Zug- und Druckspannungen in einem Blechfeld auf, so wird empfohlen, die Gleichungen (10.4) und (10.5) lediglich auf die unter Druckbeanspruchung stehenden Querschnittsteile anzuwenden.

EN 1993-1-5, 9.2.1: Minimale Anforderungen an Quersteifen

(1) Um die Bedingung für starre Lagerung eines Blechfeldes mit oder ohne Längssteifen zu erfüllen, haben Quersteifen (Bez. 1 in Abbildung 9.2) in der Regel den nachfolgenden Steifigkeits- und Festigkeitsanforderungen zu genügen.

(2) Die Quersteife wird in der Regel als gelenkig gelagerter Einfeldträger unter Querbelastung mit einer sinusförmigen geometrischen Imperfektion $w_0 = s/300$ behandelt, wobei s der kleinste Wert von a_1, a_2 oder b ist, siehe Bild 9.2. Dabei sind a_1 und a_2 die Breiten der Beulfelder rechts und links der Quersteife und b ist die Spannweite der Quersteife bzw. der Abstand zwischen den Schwerpunkten der das Beulfeld begrenzenden Flansche. Exzentrizitäten sind in der Regel zu berücksichtigen.

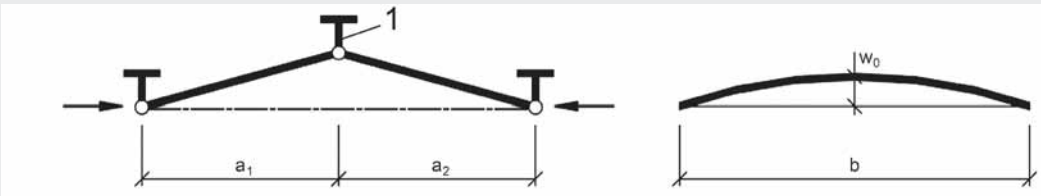


Abbildung 9.2 – Quersteife

(3) Die Quersteife ist in der Regel für die Abtriebskräfte aus den Druckkräften in den Nachbarfeldern zu bemessen, wobei anzunehmen ist, dass die übrigen Quersteifen starr und ohne Imperfektionen sind; hierbei sind angreifende äußere Lasten sowie die Normalkraft entsprechend der ANMERKUNG zu 9.3.3(3) zu berücksichtigen. Die Bleche und die Längssteifen der Nachbarfelder werden als gelenkig an die Quersteifen angeschlossen betrachtet.

(4) Es ist in der Regel mit einer elastischen Berechnung nach Theorie II. Ordnung nachzuweisen, dass im Grenzzustand der Tragfähigkeit:

- die maximale Spannung in den Steifen unter der Bemessungslast die Streckgrenze f_y/γ_{M1} nicht überschreitet;
- die zusätzliche Auslenkung zu der Imperfektion den Wert $b/300$ nicht überschreitet.

Abminderungsbeiwert für Knicken:

$$\chi_{sub}(\phi) := \begin{cases} 1 & \text{if } \lambda < 0{,}2 \\ \dfrac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda^2}} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\phi := 0.5 \cdot \left[1 + 0.34 \cdot (\lambda - 0.2) + \lambda^2\right] = 0{,}511$$

$$\chi_{sub} := \chi_{sub}(\phi) = 1$$

Resultierende Abminderungsfaktoren:

$$\rho_{sub.x} := \rho_{sub}(\lambda, \psi) = 1$$

$$\rho_{sub.y} := \rho_{sub}(\lambda, 1{,}0) = 1$$

$$\rho_{c.sub.y} := \left(\rho_{sub.y} - \chi_{sub}\right) \cdot \xi \cdot (2 - \xi) + \chi_{sub} = 1$$

Nachweis des Einzelfeldes:

$$\eta := \left(\frac{\sigma_{1.sub}}{\rho_{sub.x} \cdot \frac{f_{yf}}{\gamma_{M1}}}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_{y.Ed}}{\rho_{c.sub.y} \cdot \frac{f_{yf}}{\gamma_{M1}}}\right)^2 - \left(\frac{\sigma_{1.sub}}{\rho_{sub.x} \cdot \frac{f_{yf}}{\gamma_{M1}}}\right) \cdot \left(\frac{\sigma_{y.Ed}}{\rho_{c.sub.y} \cdot \frac{f_{yf}}{\gamma_{M1}}}\right) = 0.445$$

<u>Globaler Stabilitätsnachweis der Längssteifen:</u>

- Allgemein: Das im vorangegangenen Abschnitt untersuchte lokale Beulen des Einzelfeldes ist nur dann maßgebend für die Bemessung, wenn die Längssteifen die Mindestanforderung an eine steife Randlagerung erfüllen. Aus diesem Grunde werden die Regelungen für die Mindestanforderungen an Quersteifen nach Abschnitt 9.2, EN 1993-1-5, auf den vorliegenden Fall übertragen. Da das Bodenblech für den Endzustand der Tragfähigkeit entwurfen wurde, ist davon auszugehen, dass für den Bemessungsfall des Bauzustandes dieser vereinfachte, konservative Nachweis nach Abschnitt 9 erfüllt wird. Für den Fall, dass der Nachweis dennoch nicht erbracht werden sollte, ist eine genauerer Nachweis mit Hilfe einer globalen computergestützen Beulanalyse (z.B. mittels EBPlate) erforderlich.

- Mindestanforderung an die Längssteifen:

Maximale zulässige Längsspannung:

$$\sigma_{max} \le \frac{f_{yf}}{\gamma_{M1}}$$

Maximal zulässige zusätzliche Auslenkung:

$$w := \frac{a}{300}$$

- Vereinfachter Nachweis nach Theorie II. Ordnung für die Längssteifen:

Verwendete Bezeichnungen:

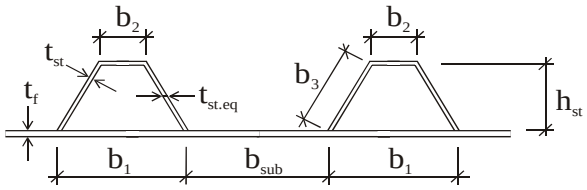


Abbildung 4-12: Längssteifengeometrie (Auschnitt des Bodenblechs)

EN 1993-1-5, 9.2.1: Minimale Anforderungen an Quersteifen

(6) Bei Quersteifen unter Druckbeanspruchung ist in der Regel die einwirkende Normalkraft um den Wert $\Delta N_{st} = \sigma_m b^2 / \pi^2$ zur Berücksichtigung von Abtriebskräften zu erhöhen. Die Kriterien in (4) behalten ihre Gültigkeit, jedoch braucht ΔN_{st} bei der Berechnung der konstanten Druckspannung infolge der einwirkenden Druckbeanspruchung in der Quersteife nicht berücksichtigt zu werden.

aus (5) [..] Dabei ist $\sigma_m = \dfrac{\sigma_{cr,c}}{\sigma_{cr,p}} \dfrac{N_{Ed}}{b} \left(\dfrac{1}{a_1} + \dfrac{1}{a_2} \right)$

N_{Ed} der größte Bemessungswert der einwirkenden Druckkraft in den Nachbarfeldern, jedoch mindestens die größte Druckspannung multipliziert mit der halben wirksamen Druckfläche eines Feldes einschließlich der Steifen;
$\sigma_{cr,c}$, $\sigma_{cr,p}$ sind in 4.5.3 und Anhang A definiert.

Kommentar und Arbeitsbeispiele zu EN 1993-1-5 “Plattenförmige Bauteile", 9.2.1 [34] Minimale Anforderungen an Quersteifen (S. 110-111)

[..] Für einseitige Quersteifen ist das mechanische Modell in Bild 9.2 dargestellt. Die Gleichgewichtsgleichung (9.10) ist immernoch gültig; lediglich die Randbedingungen ändern sich infolge des Randmomentes $M_{EN} = N_{st,Ed} \cdot e_o$, dabei ist e_o die Ausmitte des Schwerpunktes der einseitigen Quersteife bezogen auf die Mittelachse des Steges. Mit den neuen Randbedingungen verkompliziert sich die Gleichung (9.10) im Gegensatz zur Gleichung (9.17) und eignet sich nicht für eine praktische Anwendung. Um dieses Problem zu umgehen, darf ein vereinfachter Ansatz verwendet werden, welcher auf der Formel für die maximalen Auslenkungen und Spannungen auf halber Höhe einer doppelseitigen Quersteife (Gleichungen (9.19) und (9.20)) basiert.

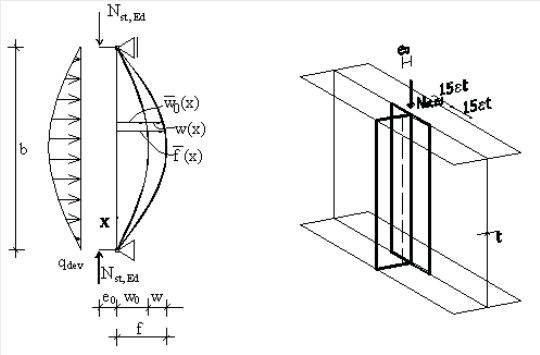


Bild 9.2 – Statisches System einer einseitigen Steife

Unter der Annahme dass $N_{st,Ed}$ in direkter Beziehung zu der maximalen Ausmitte $e_o + w_o$ steht und $\Delta N_{st,Ed}$ infolge Abtriebskraft lediglich zu w_o, kann der Ausdruck (9.20) wie folgt umgeschrieben werden:

$$\sigma_{\max} = \frac{N_{st,Ed}}{A_{st}} + \frac{e_{\max}}{I_{st}} \left(\Sigma N_{st,Ed}\ w_0 \cdot \frac{1}{1 - \dfrac{\Sigma N_{st,Ed}}{N_{cr,st}}} + N_{st,Ed}\ e_0 \cdot \frac{1}{1 - \dfrac{\Sigma N_{st,Ed}}{N_{cr,st}}} \right) \tag{9.21}$$

und nach Umformen:

$$\sigma_{\max} = \frac{N_{st,Ed}}{A_{st}} + \frac{\Sigma N_{st,Ed}\ w_0 \cdot e_{\max}}{I_{st}} \cdot \frac{1}{1 - \dfrac{\Sigma N_{st,Ed}}{N_{cr,st}}} \cdot (1 + q_m) \le \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \tag{9.22}$$

(Fortsetzung auf Seite 252)

Bruttoquerschnitt der Steife:

$$b_{st.1} := \begin{pmatrix} 2 \cdot 15 \cdot \varepsilon \cdot t_f \\ b_{sub} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1{,}913 \\ 0{,}513 \end{pmatrix} m$$

$$b_{st.2} := \begin{pmatrix} 2 \cdot 15 \cdot \varepsilon \cdot t_f \\ b_1 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1{,}913 \\ 0{,}485 \end{pmatrix} m$$

$$b_{st} := \min(b_{st.1}) + \min(b_{st.2}) = 0{,}998\,m$$

$$A_{st} := t_{st} \cdot (b_2 + 2 \cdot b_3) + t_f \cdot b_{st} = 93059{,}4 \cdot mm^2$$

$$z_{st} := \frac{h_{st}(t_{st.eq} \cdot h_{st} + t_{st} \cdot b_2)}{A_{st}} = 55{,}6 \cdot mm$$

$$I_{st} := \left[2 \cdot \left[\frac{h_{st}^3 \cdot t_{st.eq}}{12} + h_{st} \cdot t_{st.eq} \cdot \left(\frac{h_{st}}{2} - z_{st}\right)^2\right] + b_2 \cdot t_{st} \cdot (h_{st} - z_{st})^2\right] + \frac{b_{st} \cdot t_f^3}{12} + b_{st} \cdot t_f \cdot z_{st}^2$$

Ausmitte der einseitigen Steife:

$$e_0 := z_{st} = 0{,}056\,m$$

Maximale Ausmitte der Steife:

$$e_{max} := z_{st} + \frac{t_f}{2} = 0{,}093\,m$$

Amplitude der Anfangsimperfektion:

$$w_0 := \min\left[\frac{a}{300}, \frac{\left(b_{sub} + \frac{b_1}{2}\right)}{300}\right] = 2{,}52 \cdot mm$$

Bemessungswert der Normalkraft in der Steife:

$$N_{st.Ed} := A_{st} \cdot \sigma_{x.Ed} = 17{,}63 \cdot MN$$

Abminderung infolge plattenartigen Verhaltens der benachbarten Einzelfelder:

$$\frac{\sigma_{cr.c.sub.y}}{\sigma_{cr.p.sub.y}} \geq 0{,}5$$

Abtriebskräfte infolge Querbelastung:

$$N_{Ed} := F_{Ed.bot} = 5{,}75 \cdot MN$$

Maximale Abtriebsspannung infolge Querbelastung:

$$\sigma_m := \frac{\sigma_{cr.c.sub.y}}{\sigma_{cr.p.sub.y}} \cdot \frac{N_{Ed}}{a} \cdot \left(\frac{2}{b_{sub} + \frac{b_1}{2}}\right) = 3{,}35 \cdot N \cdot mm^{-2}$$

Kommentar und Arbeitsbeispiele zu EN 1993-1-5 “Plattenförmige Bauteile", 9.2.1 [34] Minimale Anforderungen an Quersteifen (Fortsetzung)

Dabei ist:

$$q_m = \frac{N_{st,Ed}\ e_0}{\Sigma N_{st,Ed}\ w_0}$$

Wenn der selbe Erhöhungsfaktor ($1+q_m$) auf die Verformung angewendet wird, kann Gleichung (9.19) wie folgt umgeschrieben werden:

$$w = w_0 \frac{1}{\frac{N_{cr,st}}{\Sigma N_{st,Ed}} - 1}(1+q_m) \leq \frac{b}{300} \tag{9.23}$$

Gleichungen (9.21) und (9.22) wurden mit der Lösung der Differenzialgleichung (9.10) überprüft. Basierend auf einer umfangreichen Parameterstudie wurde festgestellt (Beg and Dujc [1]), dass sichere und sehr genaue Ergebnisse erzielt werden, wenn q_m in Gleichung (9.22) mit dem Faktor 1,11 multipliziert wird und in Gleichung (9.23) mit dem Faktor 1,25. Dies bedeutet, dass für einseitige Quersteifen die Bedingung (9.1) ((übereinstimmend mit Abschnitt 9.2.1 (4) in EN 1993-1-5)) mit Hilfe der folgenden beiden vereinfachten Bedingungen überprüft werden kann:

$$\sigma_{\max} = \frac{N_{st,Ed}}{A_{st}} + \frac{\Sigma N_{st,Ed}\ e_{\max}\ w_0}{I_{st}} \cdot \frac{1}{1 - \frac{\Sigma N_{st,Ed}}{N_{cr,st}}} \cdot (1 + 1{,}11\ q_m) \leq \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \tag{9.24}$$

$$w = w_0 \frac{1}{\frac{N_{cr,st}}{\Sigma N_{st,Ed}} - 1}(1+1{,}25 q_m) \leq \frac{b}{300} \tag{9.25}$$

Siehe hierzu auch [1].

Zusätzliche Normalkraft in der Steife:

$$\Delta N_{st.Ed} := \frac{\sigma_m \cdot a^2}{\pi^2} = 5{,}44 \cdot MN$$

Resultierende Normalkraft in der Steife:

$$\Sigma N_{st.Ed} := N_{st.Ed} + \Delta N_{st.Ed} = 23{,}06 \cdot MN$$

Euler'sche Knicklast der Steife:

$$N_{cr.st} := \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_{st}}{a^2} = 216{,}29 \cdot MN$$

Erhöhungsfaktor aus Abtriebskraft:

$$q_m := \frac{N_{st.Ed} \cdot e_0}{\Sigma N_{st.Ed} \cdot w_0} = 16{,}864$$

Maximale Normalspannung in der Steife:

$$\sigma_{max} := \frac{N_{st.Ed}}{A_{st}} + \frac{\Sigma N_{st.Ed} \cdot e_{max} \cdot w_0}{I_{st}} \cdot \frac{\left(1 + 1{,}11 \cdot q_m\right)}{1 - \frac{\Sigma N_{st.Ed}}{N_{cr.st}}}$$

$$\sigma_{max} = 260{,}9 \cdot N \cdot mm^{-2} \quad \leq \quad \frac{f_{yf}}{\gamma_{M1}} = 295{,}5 \cdot N \cdot mm^{-2}$$

→ Mindestanforderung für „maximal zulässige Spannung" erfüllt!

Maximale zusätzliche Auslenkung:

$$w := w_0 \cdot \frac{\left(1 + 1{,}25 \cdot q_m\right)}{\frac{N_{cr.st}}{\Sigma N_{st.Ed}} - 1}$$

$$w = 6{,}6 \cdot mm \quad \leq \quad \frac{a}{300} = 13{,}3 \cdot mm$$

→ Mindestanforderung für die „maximal zulässige zusätzliche Auslenkung" erfüllt!

<u>Schlussfolgerung:</u>

Das Bodenblech erfüllt für die Bemessungssituation „1" den Nachweis gemäß Abschnitt 10 und 9.

Anmerkung 1: Der durchgeführte Nachweis mittels Handberechnung nach Abschnitt 9 ist eine sichere aber konservative Näherungslösung. Falls der Nachweis nicht hinkommt, muss eine exakte globale Beulanalyse mit Hilfe eines adäquaten Computerprogrammes, z.B. EBPlate, durchgeführt werden.

Anmerkung 2: Der Nachweis des lokalen Beulens der Trapezsteifen wurde in dieser Beispielrechnung nicht geführt. Er kann separat erfolgen, wobei dann der kleinste ermittelte Lasterhöhungsfaktor die Tragfähigkeit des gesamten Querschnitts bestimmt.

Parameterstudie

Tabelle 4-4: Zusammenfassung der Bemessungssituation „1"; Variationsparameter n_{st}.

Anzahl der Steifen n_{st}	**[-]**	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**
Einzelfeldbreite b_{sub}	[m]	1,84	1,26	0,91	0,68	0,51
Maximale Normalspannung $\sigma_{1.x.Ed}$ im Bodenblech infolge Schubverzerrung	[N/mm²]	205,4	206,2	207,0	207,8	208,6
Maximale Normalspannung $\sigma_{2.x.Ed}$ im Bodenblech infolge Schubverzerrung an der Stelle der 1. Steife	[N/mm²]	185,5	185,2	185,0	184,8	184,6
Kleinster Lasterhöhungsfaktor $\alpha_{ult,k}$	[-]	1,676	1,669	1,663	1,656	1,649
Kleinster Lasterhöhungsfaktor $\alpha_{cr.sub}$	[-]	4,732	9,520	17,611	31,111	53,803
Wichtungsfaktor ξ	[-]	0,615	0,328	0,216	0,163	0,135
Globale bezogenen Plattenschlankheit des Teilfelds $\bar{\lambda}$	[-]	0,595	0,419	0,307	0,231	0,175
Ausnutzungsgrad des Einzelfelds η	[-]	0,430	0,432	0,437	0,441	0,445
Ausnutzungsgrad der maximal zulässigen Normalspannung in der Steife $\eta_{\sigma.max}$	[-]	0,828	0,834	0,848	0,865	0,883
Ausnutzungsgrad der maximal zulässigen zusätzliche Auslenkung der Steife η_w	[-]	0,549	0,511	0,496	0,496	0,496

4.2.3.2.2 Anwendung der Abs. 3, 9 und 10, EN 1993-1-5 auf Bemessungssituation „2"

Im Folgenden wird die Tragfähigkeit des längsausgesteiften Bodenblechs gemäß den Abschnitten 3, 9 und 10 des Eurocodes EN 1993-1-5 ermittelt. Die Tragfähigkeit wird für die Bauphase, unter Berücksichtigung der horizontalen Querkräfte die sich infolge der Querbeanspruchung während des Vorschubes ergeben, ermittelt, siehe auch Abschnitt 4.2.2.1.

Spezifische Querschnittsdaten des betrachteten Bodenbleches (vgl. Abschnitt 2.2.3):

Dicke des Bodenblechs: $t_f = 35$ mm

Geometrie der Längssteifen: vgl. Abbildung 2-9

Streckgrenze des Baustahls: $f_{yf} = 345$ N/mm²

Ermittlung der einzelnen Komponenten des Spannungsfeldes nach der elastischen Biegetheorie:

Einwirkendes Biegemoment: $M_{Ed} = 99{,}35$ MNm

Widerstandsmoment am Bodenblech: $W_{bot} = 630829$ cm³

Resultierende Längspannung im Bodenblech: $\sigma_{x.Ed} = 157{,}5$ N/mm²

Horizontale Komponente der Querbelastung: $F_{Ed.bot} = 3{,}912$ MN

Lasteinleitungslänge: $s_s = 3{,}0$ m

Resultierende Querspannung im Bodenblech: $\sigma_{y.Ed} = 37{,}3$ N/mm²

Überprüfung ob Schubverzerrung berücksichtigt werden muss:

Effektive Länge: $L_e = 120$ m (konservative Annahme)

Berücksichtigte Breite: $b_0 = b_p/2 = 3{,}25$ m

→ $b_0 < L_e/50$ Bedingung ist nicht erfüllt! Schubverzerrung muss berücksichtigt werden.

Tabelle 4-5: Zusammenfassung der Bemessungssituation „2"; Variationsparameter n_{st}.

Anzahl der Steifen n_{st}	**[-]**	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**
Einzelfeldbreite b_{sub}	[m]	1,84	1,26	0,91	0,68	0,51
Maximale Normalspannung $\sigma_{1.x.Ed}$ im Bodenblech infolge Schubverzerrung	[N/mm²]	172,3	173,7	175,0	176,3	177,5
Maximale Normalspannung $\sigma_{2.x.Ed}$ im Bodenblech infolge Schubverzerrung an der Stelle der 1. Steife	[N/mm²]	153,8	153,5	153,1	152,9	152,6
Kleinster Lasterhöhungsfaktor $\alpha_{ult,k}$	[-]	2,197	2,178	2,161	2,144	2,128
Kleinster Lasterhöhungsfaktor $\alpha_{cr.sub}$	[-]	1,033	2,026	3,704	6,501	11,2
Wichtungsfaktor ξ	[-]	0,615	0,328	0,216	0,163	0,135
Globale bezogenen Plattenschlankheit des Einzelfelds $\bar{\lambda}$	[-]	1,458	1,037	0,764	0,574	0,436
Ausnutzungsgrad des Einzelfelds η	[-]	0,726	0,428	0,287	0,259	0,264
Ausnutzungsgrad der maximal zulässigen Normalspannung in der Steife $\eta_{\sigma.max}$	[-]	0,713	0,710	0,708	0,731	0,760
Ausnutzungsgrad der maximal zulässigen zusätzliche Auslenkung der Steife η_w	[-]	0,444	0,436	0,436	0,444	0,457

4.2.3.2.3 Anwendung der Abs. 3, 9 und 10, EN 1993-1-5 auf Bemessungssituation „3"

Im Folgenden wird die Tragfähigkeit des längsausgesteiften Bodenblechs gemäß den Abschnitten 3, 9 und 10 des Eurocodes EN 1993-1-5 ermittelt. Die Tragfähigkeit wird für die Bauphase, unter Berücksichtigung der horizontalen Querkräfte die sich infolge der Querbeanspruchung während des Vorschubes ergeben, ermittelt, siehe auch Abschnitt 4.2.2.1.

Spezifische Querschnittsdaten des betrachteten Bodenbleches (vgl. Abschnitt 2.2.3):

Dicke des Bodenblechs: $t_f = 25$ mm

Geometrie der Längssteifen: vgl. Abbildung 2-9

Streckgrenze des Baustahls: $f_{yf} = 345$ N/mm²

Ermittlung der einzelnen Komponenten des Spannungsfeldes nach der elastischen Biegetheorie:

Einwirkendes Biegemoment: $M_{Ed} = 50{,}62$ MNm

Widerstandsmoment am Bodenblech: $W_{bot} = 499908$ cm³

Resultierende Längspannung im Bodenblech: $\sigma_{x.Ed} = 101{,}3$ N/mm²

Horizontale Komponente der Querbelastung: $F_{Ed.bot} = 3{,}38$ MN

Lasteinleitungslänge: $s_s = 3{,}0$ m

Resultierende Querspannung im Bodenblech: $\sigma_{y.Ed} = 45{,}1$ N/mm²

Überprüfung ob Schubverzerrung berücksichtigt werden muss:

Effektive Länge: $L_e = 60$ m (konservative Annahme)

Berücksichtigte Breite: $b_0 = b_p/2 = 3{,}25$ m

$\Rightarrow$ $b_0 < L_e/50$ Bedingung ist nicht erfüllt! Schubverzerrung muss berücksichtigt werden.

Tabelle 4-6: Zusammenfassung der Bemessungssituation „3"; Variationsparameter n_{st}.

Anzahl der Steifen n_{st}	**[-]**	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**
Einzelfeldbreite b_{sub}	[m]	1,84	1,26	0,91	0,68	0,51
Maximale Normalspannung $\sigma_{1.x.Ed}$ im Bodenblech infolge Schubverzerrung	[N/mm²]	134,2	136,1	137,9	139,6	141,2
Maximale Normalspannung $\sigma_{2.x.Ed}$ im Bodenblech infolge Schubverzerrung an der Stelle der 1. Steife	[N/mm²]	93,0	92,6	92,2	91,7	91,3
Kleinster Lasterhöhungsfaktor $\alpha_{ult,k}$	[-]	2,917	2,873	2,833	2,796	2,762
Kleinster Lasterhöhungsfaktor $\alpha_{cr.sub}$	[-]	0,588	1,117	2,005	3,477	5,939
Wichtungsfaktor ξ	[-]	0,615	0,328	0,216	0,163	0,135
Globale bezogenen Plattenschlankheit des Teilfelds $\bar{\lambda}$	[-]	2,228	1,604	1,189	0,897	0,682
Ausnutzungsgrad des Einzelfelds η	[-]	0,844	0,482	0,304	0,206	0,150
Ausnutzungsgrad der maximal zulässigen Normalspannung in der Steife $\eta_{\sigma.max}$	[-]	0,513	0,512	0,511	0,511	0,526
Ausnutzungsgrad der maximal zulässigen zusätzliche Auslenkung der Steife η_w	[-]	0,308	0,308	0,308	0,308	0,316

4.2.4 Zusammenfassung

In Abbildung 4-4 ist die Querbelastungstragfähigkeit über die Brückenlänge aufgetragen. Es zeigt sich, dass mit dem aktuellen Bemessungsmodell nach Abschnitt 6, EN 1993-1-5, die Querbelastungstragfähigkeit nicht für jede Stelle nachgewiesen werden kann. Weiterhin kann gezeigt werden, dass die Verbesserungsvorschläge die im Rahmen des COMBRI-Forschungsprojektes [7] erarbeitet wurden, zu einer Erhöhung der berechneten Tragfähigkeit führen, so dass der Nachweis für den bestehenden Brückenquerschnitt für Bemessungssituation „1" nachgewiesen werden kann. Für die Bemessungssituationen „2" und „3" kann durch eine geringfügige Verstärkung der Stegblechdicken von $t_{w(2)}$ = 20 mm auf 22 mm und von $t_{w(3)}$ = 18 mm auf 20 mm der Nachweis der Querbelastungstragfähigkeit ebenfalls erbracht werden.

Die für die Bemessungssituation „1" durchgeführte Berechnung nach Abschnitt 10, EN 1993-1-5, zeigt, dass die Querbelastungstragfähigkeit ebenfalls nachgewiesen werden konnte, siehe Abschnitt 4.2.3.1.

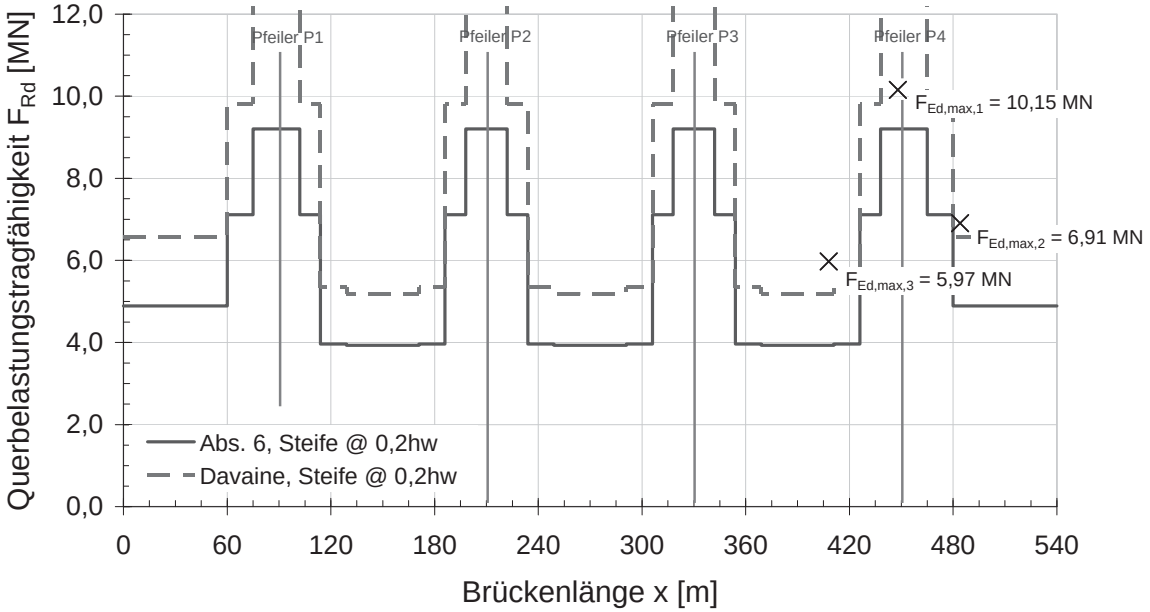


Abbildung 4-13: Querbelastungstragfähigkeit nach EN 1993-1-5 über die Brückenlänge.

In Abbildung 4-14 und Abbildung 4-15 sind die Ergebnisse der Parameterstudie für das Bodenblech aus Abschnitt 4.2.3.2 zusammengefasst. Es ist zu erkennen, dass trotz der überschlägigen Handrechnung und der konservativen Abschätzung des „Widerstandmomentes am Bodenblech" der Ausnutzungsgrad der Teilfelder (η) und der Längssteifen ($\eta_{\sigma.max}$) stets unter 100% liegt. Dies ist selbst dann der Fall, wenn das Bodenblech nur durch zwei Steifen ausgesteift wird. Demzufolge ist der Bauzustand für die Bemessung des Bodenbleches nicht maßgebend.

Weiterhin kann erkannt werden, dass:

1. für dünne Bodenbleche (Bemessungssituation „2" und „3") die Anzahl an Steifen eine signifikante Rolle für die Tragfähigkeit spielt.
2. mit ansteigender Anzahl an Steifen die maximale Normalspannung in den Steife ansteigt. Dies liegt daran, dass mit einer abnehmenden Breite der Einzelfelder ihr Verhalten in Querbelastungsrichtung knickstabähnlicher wird. Das Spannungsverhältnis $\sigma_{cr.c}/\sigma_{cr.p}$ in der überschläglichen Handrechenformel berücksichtigt diesen Einfluss des knickstabähnlichen Verhaltens und führt zu einer Steigerung der Abtriebskräfte bei zunehmender Steifenanzahl. Eine Erhöhung der äquivalenten Normalspannungen in den Steifen ist die Folge.

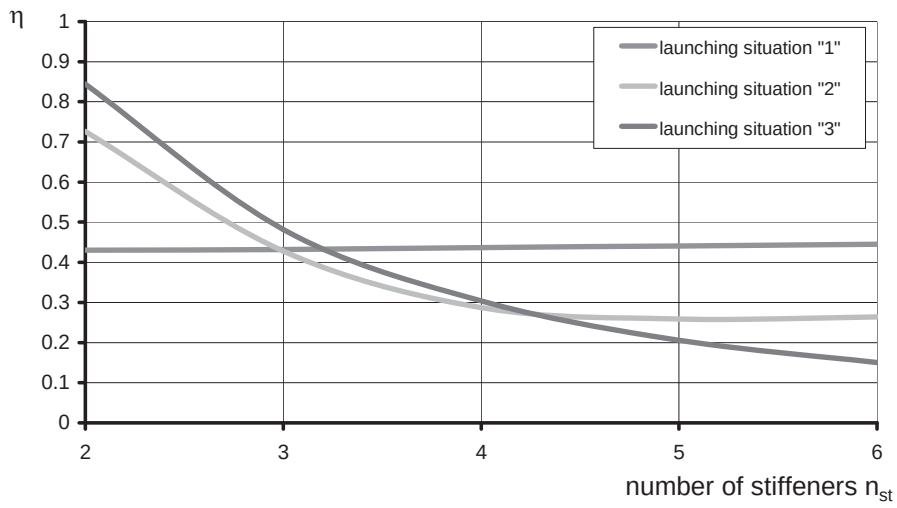


Abbildung 4-14: Ausnutzungsgrad η der Einzelfeldtragfähigkeit in Abhängigkeit der Steifenanzahl

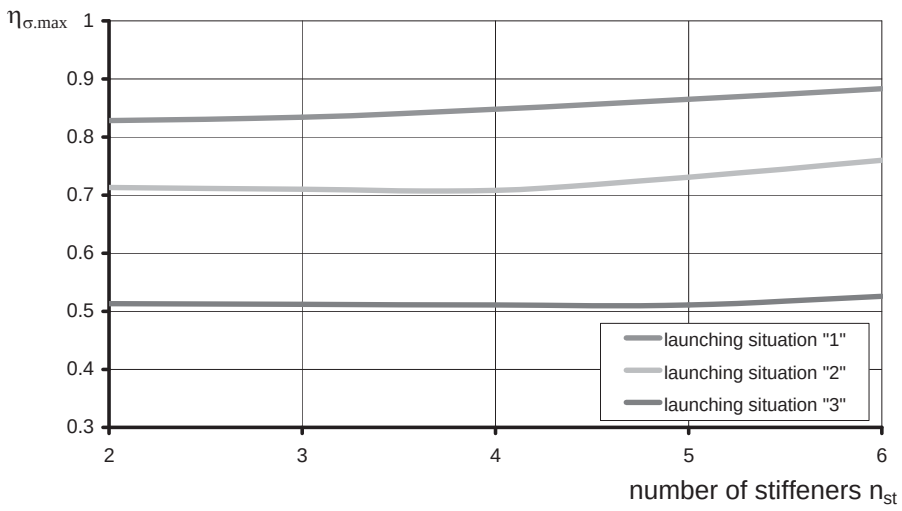


Abbildung 4-15: Ausnutzungsgrad $\eta_{\sigma.max}$ der Steifentragfähigkeit in Abhängigkeit der Steifenanzahl

5 Zusammenfassung

Diese Veröffentlichung ist Teil I des COMBRI-Handbuchs Brücken, das auf Grundlage der Ergebnisse aus dem Forschungsprojekt „Competitive Steel and Composite Bridges by Improved Steel Plated Structures - COMBRI“ [7] und des Nachfolgeprojekts „Valorisation of Knowledge for Competitive Steel and Composite Structures - COMBRI+“ erstellt wurde. Beide Projekte wurden durch den Forschungsfonds für Kohle und Stahl (Research Fund for Coal and Steel - RFCS) der Europäischen Gemeinschaft finanziell unterstützt. Teil II ist eine separate Veröffentlichung [8], in der der Stand der Technik und der Entwurf von Stahlbrücken und den Stahlbauteilen von Verbundbrücken im Hinblick auf die Regelwerke EN 1993-1-5, EN 1993-2 und EN 1994-2 aufgezeigt wird. Im vorliegenden Teil I liegt der Schwerpunkt auf der Anwendung der Eurocodes, die anhand von zwei Verbundbrückenbeispielen – einem zweistegigen Plattenbalken und einem Kastenquerschnitt – anschaulich beschrieben wird. Der Brückenentwurf beinhaltet sehr viele verschiedene Aspekte, die im Rahmen dieses Handbuchs nicht umfassend untersucht werden konnten, weshalb eine Auswahl an Themen getroffen wurde, deren Schlussfolgerungen nachfolgend zusammengefasst sind:

In Kapitel 2 wird der Überbau einer zweistegigen Balkenbrücke und einer Hohlkastenbrücke beschrieben und eine globale Berechnung beider Brücken vorgestellt. Hierfür wurde zunächst ein Überblick über die Brückengeometrie, die Materialverteilung und den Bauablauf gegeben. Anschließend wurden allgemeine Daten wie Materialeigenschaften und Lasten sowie deren Kombinationen angegeben. Die aus der globalen Berechnung resultierenden Schnittgrößen wurden für beide Brückenbeispiele in Tabellen zusammengefasst und bilden die Grundlage für die in Kapitel 3 und 4 durchgeführten Nachweise für den End- und Bauzustand.

Im Teil II des COMBRI-Handbuchs Brücken [8] ist der Standardentwurf aus den Berechnungsbeispielen im Teil I erweitert wurden in Hinblick auf die konzeptionellen Möglichkeiten der Eurocode-Regeln und der Anwendung der Ergebnisse aus dem COMBRI-Projekt [7]. Teil II ist in die Hauptthemen Stahlsorten, Flansche, Stege, Querrahmen und -verbände sowie Einschub von Stahl- und Verbundbrücken aufgeteilt. Neben allgemeinen Empfehlungen in diesen Kapiteln, sind wichtige Teile der Beispielrechnungen aus Teil I neu berechnet worden, um die Anwendung der neuen Regeln und Vorschläge vergleichen zu können. Insbesondere werden die folgenden, den Teil I betreffende Themen im Teil II des COMBRI-Handbuchs Brücken [8] behandelt:

- Hybridquerschnitte mit höherer Festigkeit im Flansch als in den Stegen sind in vielen Fällen wirtschaftlich. Beispielhaft wurde der Kastenquerschnitt aus Teil I des COMBRI-Handbuchs anstelle von S355 in einer Alternative mit einer Kombination aus S460 und S690 berechnet und es stellte sich heraus, dass sich die Materialkosten um 10 % im Feldbereich und um 25 % im Stützbereich reduzieren ließen.

- Doppelverbundquerschnitten, bei denen sich der Querschnitt aus Betongurten und Stahlstegen zusammensetzt, wurden in Deutschland und Frankreich für einige große Brücken verwendet. Der Betonobergurt ist in der Regel die Fahrbahnplatte und die Betonbodenplatte kommt in Stützbereichen zum Einsatz, in denen der Untergurt unter Druckbeanspruchung steht. Der Entwurf von Brücken mit Doppelverbundquerschnitt ist deutlich komplexer als der Entwurf einer „normalen“ Verbundbrücke, so dass in diesem Abschnitt bestehende Erfahrungen zusammengefasst und Empfehlungen gegeben werden.

- Es ist allgemein üblich, dass Quersteifen in Querrahmen eingesetzt werden, von denen sie somit auch ein Bestandteil sind. Eine Quersteife hat vor allem Einfluss auf die Querkrafttragfähigkeit des Steges. Dies ist jedoch nur der Fall, wenn der Abstand zwischen den Quersteifen klein ist, andernfalls ist der Einfluss gering und rechtfertigt nicht die Kosten der Quersteife. Die Möglichkeit, Quersteifen wegzulassen, wurde daher untersucht. Abgesehen davon erhöhen Längs-

steifen nicht nur die Momenten- sondern auch die Querkrafttragfähigkeit des Steges, so dass die Wirtschaftlichkeit der Anwendung von Längssteifen ebenfalls untersucht wurde.

- Die hauptsächliche Funktion der Querausteifung liegt in der Verringerung der Biegedrillknickgefahr und der Weiter- und Einleitung von seitlichen Lasten in die Fahrbahnplatte. Dies können, wie in Kapitel 3 verwendet, traditionelle fachwerkartige Querverbände oder rahmenartige Querträger sein. Eine Optimierung der Wirtschaftlichkeit muss im Hinblick auf eine Verringerung der Fertigungskosten erfolgen, weil der Materialverbrauch für Querausteifungen gering ist. Dies wurde im Hinblick auf das Weglassen einzelner Komponenten und gegebenenfalls auch der Quersteifen untersucht, was zu sehr einfachen Lösungen führt.
- Das Herstellverfahren des Längseinschubes ist zur gängigen Praxis geworden. Wie in Kapitel 4 gezeigt, ist beim Vorschub vor allem die Querbelastungstragfähigkeit („patch loading“) von großer Bedeutung, weil hohe Auflagerlasten oftmals in Kombination mit großen Biegemomenten und Querkräften in die schlanken Stegbleche eingeleitet werden müssen. Dies wurde im COMBRI-Forschungsprojekt untersucht und die Ergebnisse führten zu verbesserten Bemessungsmodellen. Diese Regeln ermöglichen z. B. die Ausnutzung von langen Lasteinleitungslängen und dementsprechend hohen Tragfähigkeiten. Dies macht es z.B. möglich, Brücken mit Teilen der Fahrbahnplatte einzuschieben. Beispielhaft wurden für den zweistegigen Plattenbalken aus Teil I des COMBRI-Handbuchs das verbesserte Bemessungsmodell verglichen und die Ergebnisse in Teil II gegenübergestellt.

Literatur

[1] Beg, D.; Dujc, J.: Eccentric loading on single sided transverse stiffeners. Hintergrundbericht DB-C008 zu EN 1993-1-5, 2005.

[2] Beg, D.; Kuhlmann, U.; Davaine, L.: Design of Plated Structures. Eurocode 3: Design of Steel Structures, Part 1-5 - Design of Plated Structures. ECCS (in Vorbereitung).

[3] Calgaro, J.-A.: The design of bridges with the EN Eurocodes. Workshop "Eurocodes: Building the future in the Euro-Mediterranean Area", Varese, Italien, 27.-29. November 2006.

[4] Calgaro, J.-A.; Tschumi, M.; Shetty, N.; Gulvanessian, H.: Designers' Guide to EN 1992-2, 1991-1.3 and 1991-1.5 to 1.7 Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Traffic Loads and other actions on bridges. Thomas Telford, London, 2007.

[5] Clarin, M.: Plate Buckling Resistance - Patch Loading of Longitudinally Stiffened Webs and Local Buckling. Doctoral Thesis 2007:31, Division of Steel Structures, Luleå University of Technology, 2007.

[6] Cook, N.: Designers' Guide to EN 1991-1-4 Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke, general actions part 1-4. Wind actions. Thomas Telford, London, 2007.

[7] COMBRI: Competitive Steel and Composite Bridges by Improved Steel Plated Structures. Schlussbericht, RFCS-Forschungsprojekt RFS-CR-03018, 2007.

[8] COMBRI+: COMBRI-Handbuch Brücken - Teil II: Stand der Technik und Entwurf von Stahl- und Verbundbrücken. RFCS-Projekt RFS2-CT-2007-00031, 2008.

[9] Davaine, L.: Formulation de la résistance au lancement d'une âme métallique de pont raidie longitudinalement. Doctoral Thesis D05-05, INSA de Rennes, France, 2005.

[10] DIN 18800 Teil 3: Stahlbauten - Stabilitätsfälle, Plattenbeulen, November 1990.

[11] DIN EN 1993 NA: Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter: Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 1-5 NA: Plattenförmige Bauteile (in Vorbereitung).

[12] DIN-Fachbericht 103: Stahlbrücken. Überarbeitete Ausgabe (in Vorbereitung).

[13] EBPlate: Im Rahmen des COMBRI-Forschungsprojekts [7] entwickelte Software zur Ermittlung der elastischen kritischen Spannungen in Platten. ***EB****Plate* steht unter der Internetadresse von CTICM als kostenloser Download zur Verfügung: www.cticm.com

[14] EN 1990/A1: Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung – Anwendung für Brücken, Dezember 2005.

[15] EN 1991-1-1: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen auf Tragwerke - Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau, April 2002.

[16] EN 1991-1-3: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-3: Allgemeine Einwirkungen auf Tragwerke, Schneelasten, Juli 2003.

[17] EN 1991-1-4: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen auf Tragwerke, Windlasten, April 2005.

[18] EN 1991-1-5: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-5: Allgemeine Einwirkungen auf Tragwerke, Temperatureinwirkungen, November 2003.

[19] EN 1991-1-6: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-6: Allgemeine Einwirkungen auf Tragwerke, Einwirkungen während der Bauausführung, Juni 2005.

[20] EN 1991-1-7: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-7: Allgemeine Einwirkungen auf Tragwerke, Außergewöhnliche Einwirkungen, Juli 2006.

[21] EN 1991-2: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken, September 2003.

[22] EN 1993-1-1: Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau, Mai 2005.

[23] EN 1993-1-5: Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 1-5: Plattenförmige Bauteile, Oktober 2006.

[24] EN 1993-2: Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 2: Stahlbrücken, Oktober 2006.

[25] EN 1994-1: Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Anwendungsregeln für den Hochbau, Dezember 2004.

[26] EN 1994-2: Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton – Teil 2: Allgemeine Bemessungsregeln und Anwendungsregeln für Brücken, Oktober 2005.

[27] EN 1997-1: Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 1: Allgemeine Regeln, November 2004.

[28] EN 1998-1: Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben – Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und allgemeine Anforderungen an Bauwerke.

[29] EN 1998-2: Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben – Teil 2: Brücken, November 2005

[30] EN 1998-5: Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben – Teil 5: Gründungen, Stützbauwerke und geotechnische Aspekte, November 2004.

[31] Gozzi, J.: Patch Loading Resistance of Plated Girders - Ultimate and serviceability limit state. Doctoral Thesis 2007:30, Division of Steel Structures, Luleå University of Technology, 2007.

[32] Hendy, C.R.; Johnson, R.: Designers' Guide to EN 1994-2 Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures Part 2, General rules and rules for bridges. Thomas Telford, London, 2006.

[33] Hendy, C.R.; Murphy, C.J.: Designers' Guide to EN 1993-2 Eurocode 3: Design of steel structures. Part 2: Steel bridges. Thomas Telford, London, 2007.

[34] Johansson, B.; Maquoi, R.; Sedlacek, G.; Müller, C.; Beg, D.: Commentary and worked examples to EN 1993-1-5 "Plated structural elements". Joint report JRC-ECCS, 2007.

[35] Leitfaden zum DIN-Fachbericht 101: Einwirkungen auf Brücken. Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 2003.

[36] Leitfaden zum DIN-Fachbericht 103: Stahlbrücken. Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 2003.

[37] Leitfaden zum DIN-Fachbericht 104: Verbundbrücken. Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 2003.

[38] Protte, W.: Beulwerte für Rechteckplatten unter Belastung beider Längsränder. Stahlbau 62 (1993), No. 7, pp.189-194.

[39] Sedlacek, G.; Feldmann, M.; Naumes, J.; Müller, Ch.; Kuhlmann, U.; Braun, B.; Mensinger, M; Ndogmo, J.: Entwicklung und Aufbereitung wirtschaftlicher Bemessungsregeln für Stahl- und Verbundträger mit schlanken Stegblechen im Hoch- und Brückenbau; AiF-Projekt 14771, Schlussbericht, 2007.

[40] Seitz, M.: Tragverhalten längsversteifter Blechträger unter quergerichteter Krafteinleitung. Dissertation, Universität Stuttgart, Mitteilung des Instituts für Konstruktion und Entwurf Nr. 2005-2, 2005.

[41] Sétra: Guidance book Eurocodes 3 and 4 - Application to steel-concrete composite road bridges. Sétra (Service d'Etudes techniques des routes et autoroutes), Juli 2007.

Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1-1: Anzuwendende Eurocodes im Entwurf von Verbundbrücken. 1
Abbildung 2-1: Schematische Ansicht der zweistegigen Plattenbalkenbrücke. 5
Abbildung 2-2: Querschnitt der zweistegigen Plattenbalkenbrücke. 7
Abbildung 2-3: Queraussteifung der zweistegigen Plattenbalkenbrücke. 7
Abbildung 2-4: Abstufung der Stahlprofile eines Hauptträgers der zweistegigen Plattenbalkenbrücke. 9
Abbildung 2-5: Betonierreihenfolge der zweistegigen Plattenbalkenbrücke. 11
Abbildung 2-6: Schematische Ansicht der Hohlkastenbrücke. 15
Abbildung 2-7: Querschnitt der Hohlkastenbrücke. 15
Abbildung 2-8: Queraussteifung an den Auflagern der Hohlkastenbrücke. 17
Abbildung 2-9: Detail einer Längssteife des Bodenblechs der Hohlkastenbrücke. 19
Abbildung 2-10: Stahlprofilabmessungen eines Hauptträgers der Hohlkastenbrücke. 21
Abbildung 2-11: Reihenfolge der Betonierabschnitte der Hohlkastenbrücke. 23
Abbildung 2-12: Lage der Feld- und Auflagerbereiche für die Längsbewehrung der zweistegigen Balkenbrücke. 25
Abbildung 2-13: Lage der Feld- und Auflagerbereiche für die Längsbewehrung der Hohlkastenbrücke. 25
Abbildung 2-14: Vereinfachtes Modell des Überbaus zur Bestimmung der Hauptbiegemomente (zweistegige Plattenbalkenbrücke). 27
Abbildung 2-15: Vereinfachtes Modell des Überbaus zur Bestimmung der Hauptbiegemomente (Hohlkastenbrücke). 27
Abbildung 2-16: Nichttragende Bauteile der Brückenausrüstung. 35
Abbildung 2-17: Anordnung der Fahrbahnen für die Berechnung des Trägers Nr. 1 39
Abbildung 2-18: Berechnung des Hohlkastens für eine außermittige Einzellast. 41
Abbildung 2-19: Anordnung der Fahrspuren bei der Berechnung des Hohlkastens. 41
Abbildung 2-20: Doppelachslasten TS auf Fahrbahnplatte (zweistegige Plattenbalkenbrücke). 43
Abbildung 2-21: Doppelachslasten TS auf Fahrbahnplatte (Hohlkastenbrücke) 43
Abbildung 2-22: Querverteilung von UDL auf der Fahrbahnplatte der zweistegigen Plattenbalkenbrücke. 45
Abbildung 2-23: Querverteilung von UDL auf der Fahrbahnplatte der Hohlkastenbrücke. 45
Abbildung 2-24: Mittragende Plattenbreite der zweistegigen Plattenbalkenbrücke 57
Abbildung 2-25: Mittragende Plattenbreite für einen Hauptträger der Hohlkastenbrücke 59
Abbildung 2-26: In der globalen Berechnung angenommene Verteilung der gerissenen Betonbereiche (zweistegige Plattenbalkenbrücke). 63
Abbildung 2-27: In der globalen Berechnung angenommene Verteilung der gerissenen Betonbereiche (Hohlkastenbrücke). 63

Abbildung 2-28: Ablaufplan der globalen Berechnung. 67

Abbildung 2-29: Isostatische und hyperstatische Momentenverläufe infolge „Schwinden zum Zeitpunkt t=∞“; zweistegige Plattenbalkenbrücke. 69

Abbildung 2-30: Biegemomente infolge der Streckenlast und der Doppelachs-Verkehrslast (häufig und charakteristisch LM1); zweistegige Plattenbalkenbrücke. 69

Abbildung 2-31: Biegemomente infolge der Grundeinwirkungskombination im GZT und der charakteristischen Einwirkungskombination im GZG; zweistegige Plattenbalkenbrücke. 71

Abbildung 2-32: Schubkräfte infolge der Grundeinwirkungskombination im GZT und der charakteristischen Einwirkungskombination im GZG; zweistegige Plattenbalkenbrücke. 71

Abbildung 2-33: Isostatische und hyperstatische Momentenverläufe infolge „Schwinden zum Zeitpunkt t=∞“; Hohlkastenbrücke. 73

Abbildung 2-34: Biegemomente infolge der Streckenlast und der Tandem-Verkehrslast (häufig und charakteristisch LM1); Hohlkastenbrücke. 73

Abbildung 2-35: Torsion unter dem charakteristischen LM1; Hohlkastenbrücke. 75

Abbildung 2-36: Biegemomente infolge der Grundeinwirkungskombination im GZT und der charakteristischen Einwirkungskombination im GZG; Hohlkastenbrücke. 75

Abbildung 2-37: Schubkräfte infolge der Grundeinwirkungskombination im GZT und der charakteristischen Einwirkungskombination im GZG; Hohlkastenbrücke. 77

Abbildung 3-1: Lage der Querausteifungen der zweistegigen Plattenbalkenbrücke. 79

Abbildung 3-2: Nachweisstellen der zweistegigen Plattenbalkenbrücke. 79

Abbildung 3-3: Teilfelder am Zwischenauflager P2. 81

Abbildung 3-4: Querschnitt am Endauflager C0. 81

Abbildung 3-5: Bemessungswert der plastischen Momententragfähigkeit am Endauflager C0. 89

Abbildung 3-6: Querschnitt in Feld P1-P2. 97

Abbildung 3-7: Querschnitt am Zwischenauflager P2. 109

Abbildung 3-8: Bemessungswert der plastischen Momententragfähigkeit $M_{f,Rd}$ der Flansche am Zwischenauflager P2. 121

Abbildung 3-9: Überprüfte Nachweisstellen der Hohlkastenbrücke. 137

Abbildung 3-10: Querschnitt der Hohlkastenbrücke in Feldmitte P1-P2. 139

Abbildung 3-11: Querschnitt der Hohlkastenbrücke am Zwischenauflager P3. 151

Abbildung 3-12: Geometrie der Trapezsteifen. 157

Abbildung 3-13: Ausnutzungsgrad (linke Ordinate) und wirksame Fläche (rechte Ordinate) des Untergurtes in Abhängigkeit der Blechdicke t_p; Kurvenparameter = Anzahl der Steifen n_{st}. 167

Abbildung 4-1: Maßgebende Bemessungssituation während des Längseinschubs. 193

Abbildung 4-2: Abmessungen des untersuchten Feldes in [m]. 195

Abbildung 4-3: Spannungsfeld im untersuchten Stegblech. 195

Abbildung 4-4: Verteilung der Querbelastungstragfähigkeit über die Brückenlänge gemäß EN 1993-1-5. 207

Abbildung 4-5: Bemessungssituation „1” (maßgebende Situation im Hinblick auf das maximale Biegemoment in einem Stützquerschnitt). 209

Abbildung 4-6: Bemessungssituation „2” (maßgebende Situation im Hinblick auf den schwächsten Querschnitt eines Endfeldes).....211

Abbildung 4-7: Bemessungssituation „3” (maßgebende Situation im Hinblick auf den schwächsten Querschnitt im Innenfeld) 211

Abbildung 4-8: Definition der verwendeten Bezeichnungen. 213

Abbildung 4-9: Einwirkendes Spannungsfeld des gewählten Gesamtfeldes. 223

Abbildung 4-10: Spannungsfeld im Bodenblech gemäß elastischer Biegetheorie (links) und konservative Annahme des resultierenden Spannungsfeldes im Einzellfeld (rechts). 241

Abbildung 4-11: Längsspannungsverteilung im Bodenblech 245

Abbildung 4-12: Längssteifengeometrie (Auschnitt des Bodenblechs) 249

Abbildung 4-13: Querbelastungstragfähigkeit nach EN 1993-1-5 über die Brückenlänge. 261

Abbildung 4-14:Ausnutzungsgrad η der Einzelfeldtragfähigkeit in Abhängigkeit der Steifenanzahl..263

Abbildung 4-15: Ausnutzungsgrad $\eta_{\sigma.max}$ der Steifentragfähigkeit in Abhängigkeit der Steifenanzahl 263

Tabellenverzeichnis

Tabelle 2-1: Alter der Betonierabschnitte bei Fertigstellung der zweistegigen Plattenbalkenbrücke. 13
Tabelle 2-2: Alter der Betonierabschnitte am Ende des Bauablaufs der Hohlkastenbrücke. 23
Tabelle 2-3: Betonstahlflächen 29
Tabelle 2-4: Abminderung von fy und fu in Abhängigkeit der Blechdicke t 29
Tabelle 2-5: Teilsicherheitsbeiwerte für Materialien (GZT). 31
Tabelle 2-6: Teilsicherheitsbeiwerte für Materialien (GZG). 31
Tabelle 2-7: Lasten der nichttragenden Bauteile (zweistegige Plattenbalkenbrücke) 33
Tabelle 2-8: Lasten der nichttragenden Bauteile (Hohlkastenbrücke) 33
Table 2-9: Schwindverformung aus der ständigen Bemessungssituation zum Zeitpunkt der Verkehrsfreigabe (tini) 35
Tabelle 2-10: Schwinden zum Zeitpunkt t = ...37
Tabelle 2-11: Reduktionszahlen für ständige Beanspruchung (zweistegige Plattenbalkenbrücke) 37
Tabelle 2-12: Reduktionszahlen für ständige Beanspruchung (Hohlkastenbrücke) 37
Tabelle 2-13: Anpassungsfaktor für LM1 39
Tabelle 3-1: Resultierende wirksame Breiten der Einzel- und Steifenfelder. 159
Tabelle 4-1: Abmessungen der untersuchten Felder 213
Tabelle 4-2: Bemessungswerte der Schnittgrößen 213
Tabelle 4-3: Werte des gewählten Gesamtfeldes, siehe Abbildung 4-3 (Druck positiv). 223
Tabelle 4-4: Zusammenfassung der Bemessungssituation „1”; Variationsparameter nst. 255
Tabelle 4-5: Zusammenfassung der Bemessungssituation „2”; Variationsparameter nst 257
Tabelle 4-6: Zusammenfassung der Bemessungssituation „3”; Variationsparameter nst 259