

Entwurf von Anschlüssen zwischen Stahl und Beton

Handbuch I



CZECH TECHNICAL
UNIVERSITY
IN PRAGUE



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, 2014

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 INFASO RFS-CR-2012-00022 „New Market Chances for Steel Structures by Innovative Fastening Solutions between Steel and Concrete“ und des Nachfolgeprojekts RFS2-CT-2012-00022 “Valorisation of Knowledge for Innovative Fastening Solutions between Steel and Concrete“ 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.

Tschechien: <http://www.ocel-drevo.fsv.cvut.cz/odk/en/>

Deutschland: <http://www.uni-stuttgart.de/ke/>

Deutschland: <http://www.iwb.uni-stuttgart.de/>

Portugal: <http://www.steelconstruct.com/site/>

Übersetzt ins Deutsche von Jakob Ruopp

Projektpartner

Ulrike Kuhlmann, Jakob Ruopp

Institut für Konstruktion und Entwurf
Universität Stuttgart
Pfaffenwaldring 7
70569 Stuttgart
Germany

Jan Hofmann, Akanshu Sharma

Institute für Werkstoffe im Bauwesen
Universität Stuttgart
Pfaffenwaldring 4
70569 Stuttgart
Germany

František Wald, Šárka Bečková, Ivo Schwarz

Czech Technical University in Prague
Department of Steel and Timber Structures
Žitkova 4
16636 Praha
Czech Republic

Luis Simões da Silva, Helena Gervásio, Filippo Gentili

GIPAC – Gabinete de Informática e Projecto Assistido Computador Lda.
Trav. Padre Manuel da Nóbrega 17
3000-323 Coimbra
Portugal

Markus Krimpmann

Goldbeck West GmbH
Ummelner Str. 4-6
33649 Bielefeld
Germany

Jörg van Kann

stahl+verbundbau GmbH
Im Steingrund 8
63303 Dreieich
Germany

Véronique Dehan

ECCS - European Convention for Constructional Steel work
AVENUE DES OMBRAGES 32
1200 Bruxelles
Belgium

Inhaltsverzeichnis

PROJEKTPARTNER	III
INHALTSVERZEICHNIS	V
FORMELZEICHEN	IX
1 EINLEITUNG UND ANWENDUNGSBEREICH	1
1.1 Einleitung.....	1
1.2 Gliederung des ersten Handbuches	2
2 DIE KOMPONENTENMETHODE FÜR ANSCHLÜSSE ZWISCHEN STAHL UND BETON	3
2.1 Allgemeiner Überblick über die Komponentenmethode	3
2.2 Klassifizierung der Anschlüsse	5
2.2.1 Allgemeines	5
2.2.2 Klassifizierung nach der Steifigkeit	6
2.2.3 Klassifizierung nach der Tragfähigkeit	8
2.2.4 Klassifizierung nach der Rotationskapazität.....	9
2.3 Anschlüsse zwischen Stahl und Beton und deren Komponenten nach Eurocode	10
2.3.1 Überblick über den Stand der Normung	10
2.3.2 Stahl- und Verbundkonstruktionen.....	10
2.3.3 Verbundanschlüsse nach EN 1994-1-1.....	11
2.3.4 Berechnungsmodelle nach CEN/TS 1992-4.....	12
2.4 Zusätzliche Komponenten aus dem Forschungsprojekt INFASO	13
2.4.1 Allgemeines	13
2.4.2 Kopfbolzen mit und ohne Rückhängebewehrung auf Zugbelastung	13
2.4.3 Die dünne Ankerplatte auf Zug.....	14
2.5 Überblick über alle Komponenten von Anschlüssen zwischen Stahl und Beton.....	15
3 BETONKOMPONENTEN	17
3.1 Die Einzelkomponenten der Kopfbolzen.....	17
3.1.1 Allgemeines	17
3.1.2 Kopfbolzen auf Zug – Stahlversagen (Komponente S)	17
3.1.3 Kopfbolzen auf Zug – Betonausbruch (Komponente CC).....	18
3.1.4 Rückhängebewehrung auf Zug – Fließen der Bewehrung (Komponente RS)	20
3.1.5 Rückhängebewehrung auf Zug – Verbundversagen (Komponente RB).....	21
3.1.6 Kopfbolzen auf Zug – Herausziehen (Komponente P)	21
3.1.7 Kopfbolzen auf Schub (Komponente V).....	23
3.2 Kombination der Einzelkomponenten der Kopfbolzen	23
3.2.1 Überblick	23

3.2.2	Kombination der Komponenten Betonversagen und Rückhängebewehrung auf Zug C1	24
3.2.3	Kombination der Komponenten Stahlversagen und Herausziehen des Kopfbolzens C2	24
3.2.4	Kombination aller Komponenten C3	24
3.2.5	Bestimmung der Bemessungslast $N_{Rd,C3}$	25
3.2.6	Kombination der Zug- und Schubkomponenten	26
3.3	Vereinfachte Berechnung der Steifigkeiten mit Hilfe der technischen Zulassungen	26
3.3.1	Kopfbolzen auf Zug ohne zusätzliche Rückhängebewehrung	26
3.3.2	Kopfbolzen auf Schub	26
3.3.3	Betonausbruch auf Zug	27
3.4	Berechnung der aufnehmbaren Lasten	28
3.4.1	Herausziehen des Kopfbolzens	28
3.4.2	Interaktion der Komponenten – Beton und Rückhängebewehrung	28
3.4.3	Bestimmung der Versagenslast	29
3.5	Tragfähigkeiten der Reibungsanteile	29
3.6	Tragfähigkeiten der Betonkomponenten unter Druckbeanspruchung	29
3.6.1	Komponente Beton unter Druckbeanspruchung	29
3.6.2	Komponente Stützenfußplatte auf Biegung	31
3.6.3	Steifigkeit der Betonkomponenten	32
3.7	Die Betonkomponenten im momententragfähigen Verbundanschluss	35
3.8	Längsbewehrung auf Zug	36
3.9	Nachgiebigkeit des Verbundträgers	37
4	STAHLKOMPONENTEN	39
4.1	T-Stummel auf Zug	39
4.1.1	Allgemeines	39
4.1.2	Model des T-Stummels	39
4.1.3	Die T-Stummel-Komponente nach EN 1993-1-8	41
4.1.4	Steifigkeit der T-Stummel Komponente	48
4.2	Gewindebolzen auf Zug	49
4.3	Durchstanzen der Ankerplatte	49
4.4	Ankerplatte unter Biegung und Zugbeanspruchung	50
4.5	Stützen- und Trägerflansch und Trägersteg auf Druck	53
4.6	Stahlplatte auf Druck	53
4.7	Ankerbolzen auf Schub	54
5	ZUSAMMENBAU DES MODELLS HINSICHTLICH DER TRAGFÄHIGKEITEN	55
5.1	Tragfähigkeit von Stützenfüßen	55
5.1.1	Tragfähigkeit von Stützenfüßen nur mit Fußplatte	55

5.1.2	Tragfähigkeit von Stützenfüßen mit Fußplatte und dünner Ankerplatte	57
5.2	Tragfähigkeit von gelenkigen Anschlüssen zwischen Stahl und Beton	58
5.2.1	Allgemeines	58
5.2.2	Zusammenbau hinsichtlich der Tragfähigkeiten	58
5.3	Tragfähigkeit von momententragfähigen Verbundanschlüssen.....	63
5.3.1	Allgemeines	63
5.3.2	Zusammenbau der Komponenten und Bestimmung der Anschlusseigenschaften	63
6	ZUSAMMENBAU DES MODELLS HINSICHTLICH DER STEIFIGKEITEN	65
6.1	Steifigkeit von Stützenfüßen	65
6.1.1	Steifigkeit von Stützenfüßen nur mit Fußplatte	65
6.1.2	Steifigkeit von Stützenfüßen mit Fußplatte und dünner Ankerplatte	67
6.2	Steifigkeit von gelenkigen Anschlüssen zwischen Stahl und Beton	68
6.2.1	Allgemeines	68
6.2.2	Zusammenbau des Modells hinsichtlich der Rotationssteifigkeit	69
6.2.3	Zugkomponenten.....	70
6.2.4	Druckkomponenten.....	71
6.2.5	Innerer Hebelarm z und die Rotationssteifigkeit	71
6.3	Steifigkeit von momententragfähigen Verbundanschlüssen.....	72
7	GANZHEITLICHE BERECHNUNG UNTER BERÜCKSICHTIGUNG DER ANSCHLUSSSTEIFIGKEIT 73	
7.1	Statische Berechnung unter Berücksichtigung der Anschlusssteifigkeit.....	73
7.2	Beispiel zum Einfluss des Tragverhalten des Anschlusses.....	76
7.2.1	Allgemeines	76
7.2.2	Beschreibung der Gebäudestruktur des Referenzmodells	76
7.2.3	Durchgeführte Berechnungen.....	78
7.2.4	Beschreibung des statischen Modells.....	79
7.3	Berechnung und Diskussion der Ergebnisse	85
7.3.1	Lastkombinationen für den Lastzustand der Gebrauchstauglichkeit	85
7.3.2	Lastkombinationen für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit.....	88
8	TOLERANZEN.....	89
8.1	Toleranzen in der EN 1090-2 [5]	89
8.2	Empfohlene Toleranzen	92
9	PRAXISBEISPIELE	95
9.1	Gelenkiger Stützenfußanschluss	95
9.2	Momententragfähiger Stützenfußanschluss.....	97
9.3	Stützenfußplatte mit Steifen	107
9.4	Stützenfußplatte mit einbetonierter Ankerplatte	111

9.5	Gelenkiger Anschluss zwischen Stahl und Beton.....	123
9.6	Momententragfähiger Verbundanschluss.....	133
9.7	Bemessung eines Rahmens unter Berücksichtigung der Steifigkeiten.....	143
10	ZUSAMMENFASSUNG.....	151
11	LITERATURVERZEICHNIS.....	153

Formelzeichen

Lateinische Kleinbuchstaben

a	Faktor, der die Aufstandsfläche des Kopfbolzens berücksichtigt
b	Länge
$c_{cr,N}$	erforderlicher Randabstand zur Sicherstellung der Ausbildung eines vollständigen Ausbruchkörpers und damit zur Übertragung der Zuglast. $c_{cr,N} = 1,5h_{ef}$
d	Durchmesser
d_h	Kopfdurchmesser eines Kopfbolzens
d_s	Schaftdurchmesser eines Kopfbolzens
$d_{s,nom}$	Außendurchmesser des Befestigungselements
$d_{s,re}$	Durchmesser der Bewehrung
d_w	Durchmesser einer Unterlagscheibe
$e_{x,y}$	Abstand zwischen Bolzenachse und der Außenkante der Ankerplatte
e	Exzentrizität der äußeren Last
f_{bd}	Bemessungswert der Verbundspannung nach EN2
f_{cd}	Bemessungswert der Betondruckfestigkeit
f_{ck}	charakteristische Mindestdruckfestigkeit von Zylindern (Durchmesser 150 mm und Länge 300 mm)
$f_{ck,cube}$	charakteristische Betondruckfestigkeit am Würfel gemessen
f_u	Zugfestigkeit des Stahls
f_{ub}	Zugfestigkeit des Kopfbolzens
f_{uk}	charakteristische Zugfestigkeit des Stahls
f_y	Streckgrenze des Stahls
f_{ya}	mittlere Streckgrenze des Stahls
f_{yb}	Streckgrenze des Kopfbolzens
f_{yd}	Bemessungswert der Streckgrenze des Stahls
$f_{yd,re}$	Bemessungswert der Streckgrenze des Bewehrungsstahls
f_{yk}	charakteristische Streckgrenze des Stahls
h	Höhe
h_{ef}	Verankerungstiefe des Befestigungselementes
k_1	Faktor für Betonversagen (8,9 für gerissenen Beton und 12,7 für ungerissenen Beton bei Kopfbolzen)
k_2	Faktor, der bei der Berechnung der Versagenslast des Herausziehens des Kopfbolzens berücksichtigt wird.
k_A	querschnittsabhängiger Formbeiwert des Kopfbolzens
k_a	von der Schulterbreite abhängiger Formbeiwert des Kopfbolzens
k_b	Steifigkeit des Kopfbolzens
$k_{b,re}$	Verbundsteifigkeit der zusätzlichen Bewehrung
k_{C1}	Steifigkeit die auf Grundlage der Verformung des Ausbruchskegels der Verankerung im Fall von Betonversagen berechnet wird (Kombination C1).

k_{C2}	Steifigkeit, die auf Grundlage der Verformung im Bereich des Bolzenkopfes (Bolzenkopfpresung) und auf Grundlage von Dehnungen im Bolzenschaft berechnet wird (Kombination C2).
$k_{c,de}$	Steifigkeit des abfallenden Astes bei Betonversagen (Komponente CC).
k_j	Lastverteilungsfaktor
k_p	Steifigkeit der Ankerplatte oder Minimale Steifigkeit im Falle des Herausziehens des Kopfbolzens
$k_{p,de}$	Steifigkeit des abfallenden Astes der Komponente, die das Herausziehen/ Durchziehen des Kopfbolzens beschreibt (Komponente P).
k_s	Steifigkeit des Kopfbolzenschaftes (Komponente S).
$k_{s,re}$	Steifigkeit der Rückhängebewehrung
k_v	empirisch bestimmter Faktor, der vom Typ der Verankerung abhängig ist
l_1	Verankerungslänge
l_{ep}	Dehnlänge
l_{eff}	Wirksame Länge des T-Stummels nach EN 1993 1-8
$l_{v,eff}$	wirksame Länge der Schubfläche
m	Abstand zwischen der Gewindestange und dem Kopfbolzen oder Verhältniswert der Spannungen beim Herausziehen
m_{pl}	Plastische Momententragfähigkeit definiert als: $m_{pl} = \frac{0,25 \cdot t_f^2 \cdot f_y}{\gamma_{Mo}}$
n	Anzahl an Kopfbolzen
n_{re}	Gesamtanzahl an Schenkel der Rückhängebewehrung
p	innerer Druck in einer Röhre
r	Ausrundungsradius eines Walzprofils
s	vorhandener Abstand der Befestigungsmittel
$s_{cr,N}$	kritischer Abstand der Befestigungsmittel t_f
t_w	Dicke des T-Stummel Flanschs
t_w	Dicke des T-Stummel Stegs
w_{fic}	fiktive effective Breite
x	Abstand zwischen dem Kopfbolzen und dem Riss auf der Betonoberfläche, unter einem Rissausbreitungswinkel von 35° ab der zusätzlichen Rückhängebewehrung
z	Abstand zwischen Zug und Druckbereich

Lateinische Großbuchstaben

A	Querschnittsfläche
A_{c0}	Belastungsfläche
A_{c1}	geometrisch ähnliche Lastausbreitungsfläche
$A_{c,N}$	vorhandene projizierte Fläche des Ausbruchkörpers der Verankerung auf der Betonoberfläche. Sie wird begrenzt durch die Überschneidung der einzelnen Ausbruchkörper benachbarter Befestigungen ($s < s_{cr,N}$) sowie durch Bauteilränder ($c < c_{cr,N}$).

$A_{c,N}^0$	projizierte Fläche einer Einzelverankerung mit großem Achs- und Randabstand auf der Betonoberfläche. Dabei wird der Ausbruchkörper als Pyramide mit einer Höhe h_{ef} und mit einer Länge der Basisseiten $s_{cr,N}=3 \cdot h_{ef}$ idealisiert. $A_{c,N} = 9 \cdot h_{ef}^2$	$N_{Rd,c}$	Bemessungswert des Widerstandes unter Zuglast bei Betonausbruch
A_{eff}	effektive Fläche	$N_{Rd,cs}$	Bemessungswert des Widerstandes unter Annahme des Druckstrebenbruches
A_h	Aufstandsfläche des Kopfbolzens	$N_{Rd,p}$	Bemessungswert des Widerstandes unter Zuglast bei Herausziehen
A_{net}	Netto-Querschnittsfläche	$N_{Rd,re}$	Bemessungswert des Widerstandes unter Zuglast der zusätzlichen Bewehrung
A_s	Spannungsquerschnitt des Kopfbolzenschaftes	$N_{Rd,s}$	Bemessungswert des Widerstandes unter Zuglast bei Stahlversagen
$A_{s,nom}$	Spannungsquerschnitt aller Kopfbolzenschäfte einer Gruppe	$N_{Rk,c}^0$	charakteristischer Wert des Widerstandes eines einzelnen Kopfbolzens ohne Randeinflüsse und Berücksichtigung benachbarter Befestigungsmittel
$A_{s,re}$	Fläche aller Schenkel der Rückhängebewehrung	N_u	Bruchlast unter Zuglast
D	Durchmesser einer Stütze	N_y	Traglast auf Fließniveau
E_s	Elastizitätsmodul, (Elastizitätsmodul von Stahl: $E_s = 210\,000\text{MPa}$)	Q	Hebelkraft
F	Kraft	R_d	Bemessungswert des charakteristischen Widerstandes
$F_{c,Rd}$	Bemessungswert der Druckzone	R_k	charakteristische Wert des Widerstandes
F_d	Bemessungswert	S_i	elastische Steifigkeit
F_k	charakteristische Last	$S_{j,ini}$	Anfangssteifigkeit
$F_{membrane}$	Membrankraft	V_{ETA}	Schubtragfähigkeit, deren zugehörige Verschiebung der entsprechenden Produktzulassung entnommen werden kann.
$F_{t,Ed}$	Bemessungswert einer aufgebracht Zuglast	V_{Rd}	Bemessungswert des Widerstandes unter Querlast
$F_{t,Rd}$	Bemessungswert der Zugtragfähigkeit	$V_{Rd,c}$	Bemessungswert des Widerstandes unter Querlast bei Betonkantenbruch
I	Flächenträgheitsmoment	$V_{Rd,cp}$	Bemessungswert des Widerstandes unter Querlast auf der lastabgewandten Seite
I_t	Torsionsmoment	$V_{Rd,p}$	Bemessungswert des Widerstands bei Herausziehen/Durchziehen
$I_{p,bp}$	äquivalentes Flächenträgheitsmoment	$V_{Rd,s}$	Bemessungswert des Widerstandes unter Querlast bei Stahlversagen
K	Steifigkeit	W_e	äußere Arbeit
L	Länge	W_{eff}	effektives Widerstandsmoment
L_h	Länge des Kopfbolzenschaftes	W_{el}	elastisches Widerstandsmoment
L_b	Länge des Kopfbolzens	W_i	innere Arbeit
L_{cr}	Knicklänge	W_{pl}	plastisches Widerstandsmoment
L_D	Dehnlänge des Kopfbolzens, die sich aus der ganzen Einbindelänge und der halben Höhe des Bolzenkopfes und der Höhe der Mutter errechnet	Griechische Kleinbuchstaben	
L_h	Länge des Kopfbolzenschaftes	α	Beiwert zur Berücksichtigung der Verankerungsart
$M_{c,Rd}$	Momententragfähigkeit	α_p	Faktor für die Pressung am Kopf des Kopfbolzens
$M_{j,Rd}$	Momententragfähigkeit des Anschlusses	β_j	Materialkoeffizient
$M_{pl,Rd}$	Plastische Momententragfähigkeit definiert als: $M_{pl,Rd} = l_{eff} \cdot m_{pl}$	γ_F	Teilsicherheitsbeiwert für Einwirkungen
$M_{t,Rd}$	Torsionstragfähigkeit	γ_M	Teilsicherheitsbeiwert auf der Materialseite
N_{act}	tatsächliche Last im Verankerungsmittel	γ_{M0}	Teilsicherheitsbeiwert, $\gamma_{M0} = 1,0$
$N_{b,Rd}$	Bemessungswert der Beultragfähigkeit	γ_{M1}	Teilsicherheitsbeiwert, $\gamma_{M1} = 1,0$
N_{cr}	kritische Knicklast	γ_{M2}	Teilsicherheitsbeiwert, $\gamma_{M2} = 1,25$
N_{Ed}	Zug-/ Drucklast.	γ_{Mc}	Teilsicherheitsbeiwert für den Widerstand bei Betonversagen
N_{ETA}	Zugtragfähigkeit, deren zugehörige Verschiebung der entsprechenden Produktzulassung entnommen werden kann.	γ_{Ms}	Teilsicherheitsbeiwert für den Widerstand bei Stahlversagen
$N_{pl,Rd}$	Bemessungswert der plastischen Tragfähigkeit auf Zug und Druck	δ	Verformung des Kopfbolzens
N_{Rd}	Tragfähigkeit		
$N_{Rd,b,re}$	Bemessungswert bei Verbundversagen der Rückhängebewehrung		
$N_{Rd,C3}$	Bemessungswert des kombinierten Versagens der Komponente C3		

δ_{act}	Verformung unter einer vorhandenen Last N_{act}	ψ_{supp}	Faktor, der die Abstützung auf die Rückhängebewehrung und deren Anordnung berücksichtigt
δ_c	Verformungen des Betonkegels	Φ	Rotation
δ_f	Verformung bei Stahl- oder Verbundversagen der Rückhängebewehrung		
$\delta_{N,ETA}$	Verformung, die in der Produktzulassung für ein bestimmtes Lastniveau gegeben ist	Indizes	
$\delta_{Rd,b,re}$	Verformung bei Stahl- oder Verbundversagen der Rückhängebewehrung auf Grundlage der Bemessungslast	A	Fläche
$\delta_{Rd,c}$	Verformung bei Betonbruch auf Grundlage der Bemessungslast	act	vorhanden
$\delta_{Rd,p}$	Verformung unter dem Versagensmechanismus des Herausziehens auf Grundlage der Bemessungslast	b	Bolzen, Verbund
$\delta_{Rd,s}$	Verformung unter dem Versagensmechanismus des Stahlversagens auf Grundlage der Bemessungslast.	c	Stütze, Beton
$\delta_{Rd,s,re}$	Verformung unter dem Versagensmechanismus des Bewehrungsversagens auf Grundlage der Bemessungslast	cb	Betonblock
$\delta_{Rd,sy}$	Verschiebung auf Fließniveau	cp	Rückwärtiger Betonausbruch
δ_u	Verformung	cs	Beton Druckstrebe
$\delta_{V,ETA}$	Schubtragfähigkeit, deren zugehörige Verformung der entsprechenden Produktzulassung entnommen werden kann	cr	kritisch
$\epsilon_{bu,re}$	Dehngrenze des Bewehrungsbügels unter Verbundversagen.	d	Bemessungswert
ϵ_{su}	Bruchdehnung des Stahls	e	äußere
$\epsilon_{su,re}$	Bruchdehnung der Bewehrungsbügel	eff	effektive
θ	Winkel	ETA	Europäische Zulassung
λ	Schlankheit des Bauteils	g	Mörtel
μ	Reibungskoeffizient	h	Kopf
ν	Querkontraktionszahl, $\nu = 0,30$	i	innere
σ	Spannung	k	charakteristisch
c	Reduktionsfaktor	lim	Grenze
$\psi_{A,N}$	Faktor, der den geometrischen Einfluss der Achsabstände auf die Betonausbruchlast berücksichtigt $\psi_{A,N} = A_{c,N}/A_{c,N}^0$.	Mc	Material: Beton
$\psi_{re,N}$	Schalenabplatzfaktor, der den Einfluss einer dichten Bewehrung für Verankerungstiefen $h_{ef} < 100$ mm berücksichtigt.	Ms	Material: Stahl
$\psi_{s,N}$	Faktor, der die Störung des Spannungszustandes im Beton durch die Bauteilränder berücksichtigt $\psi_{s,N} = 0,7 + 0,3 \cdot c/c_{cr,N} \leq 1,0$.	N	Zug
		nom	nominal
		po	Herausziehen
		p	Platte
		pl	plastisch
		Rd	Bemessungswert
		Rk	charakteristischer Wert
		re	Versagen der Bewehrung
		Sd	Bemessungswert
		s	Schaft, Kopfbolzen
		soft	entlastend
		supp	Auflager
		T	Zuganteil
		t	Zug
		tot	gesamt
		u	höchst
		V	Schub
		w	Steg
		x, y	Richtungen x, y
		y	fließen

1 Einleitung und Anwendungsbereich

1.1 Einleitung

Mischbauwerke ermöglichen die Nutzung der Werkstoffe Stahl, Beton Holz und Glas, dort wo sie sich am besten eignen. Deshalb werden Bauwerke heute selten nur aus einem Material hergestellt. Bei der Planung von Stahlkonstruktionen der Praxis sind Ingenieure mit der Frage nach einer wirtschaftlichen Bemessung von Anschlüssen zwischen Stahl und Beton konfrontiert, da Bauteile wie Gründungen, Fundamente, Treppenhäuser oder Brandschutzwände am besten aus Beton herzustellen sind. Diese Diskrepanz zwischen der Bemessung von Befestigungsmitteln im Beton und der Bemessung von Stahlverbundanschlüssen nach den Regeln des Stahls konnte durch die Entwicklung von standardisierten Anschlüssen im Rahmen des INFASO Projektes "New Market Chances for Steel Structures by Innovative Fastening Solutions between Steel and Concrete" [37] behoben werden. Die neu entwickelten Anschlüsse nutzen auf der einen Seite die Vorteile des Stahls als flexibel und leicht anwendbaren Werkstoff und erlauben intelligente Verbindungen zwischen Bauteilen aus Stahl und Beton. Weitere Vorteile sind eine einfache Herstellung, schnelle Montage, hohe Tragfähigkeiten in Verbindung mit ausreichendem Verformungsvermögen und die Möglichkeit der Anwendung in bestehenden Konstruktionen.

Derartige Verbindungen können mit Hilfe von Ankerplatten mit geschweißten Kopfbolzen hergestellt werden. Weitere Befestigungsmittel wie nachträglich montierte Hinterschnittanker sind ebenfalls möglich. Stahlträger können über Laschen, Knaggen oder im Bereich von Stützenfüßen mittels einer Endplatte und Gewindebolzen an die Ankerplatte im Beton angeschlossen werden. Einige typische Verbindungslösungen für gelenkige Querkraftanschlüsse zwischen Stahl und Beton, Stützenfüße und momententragfähige Verbundanschlüsse sind in Abbildung 1.1 dargestellt.

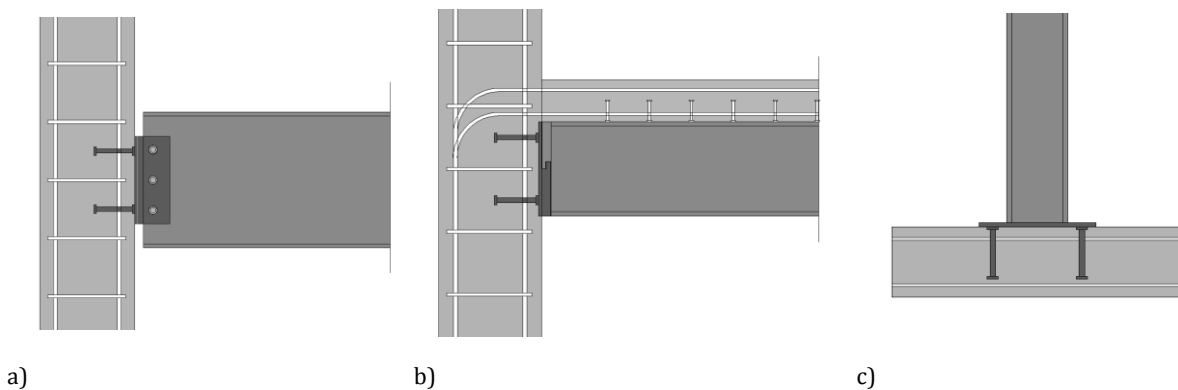


Abbildung 1.1: Beispiele für Stahl-Beton-Konten: a) gelenkiger Anschluss b) momententragfähiger Verbundanschluss c) Stützenfüße

Das Handbuch I gibt einen Überblick über die vorhandenen Bemessungsregeln und stellt neue Komponenten vor, die im Rahmen des RFCS Projektes RFSR-CT-2007-00051 "New Market Chances for Steel Structures by Innovative Fastening Solutions between Steel and Concrete" (INFASO) entwickelt wurden. Der Nutzen dieser vorteilhaften Bemessungsansätze wird in Praxisbeispielen am Ende des Handbuches I aufgezeigt. Detailliertere Informationen über die Hintergrunddokumente, die Experimente und die Entwicklung der neuen Bemessungsregeln können im Schlussbericht des INFASO-Projektes [37] und im Handbuch II [38] gefunden werden. Im Handbuch II werden die komplexeren Praxisbeispiele, die Anwendung der Bemessungssoftware und Sensitivitätsstudien der analytischen Modelle und deren Randbedingungen beschrieben.

Das Forschungsprojekt INFASO hatte als Ziel, neuartige Lösungen für Anschlüsse zwischen Stahl und Beton zu entwickeln. Bereits vorhandene Lösungen für Verbindungen wurden hinsichtlich Duktilität, Tragfähigkeit und anderen Eigenschaften verbessert. Dies wurde erreicht, indem die Komponentenmethode nicht ausschließlich für reine Stahlanschlüsse verwendet wurde, sondern auch im Bereich der Anschlüsse zwi-

schen Stahl und Beton angewendet wurde. Für diese wurden "neue" Stahl- und Betonkomponenten entwickelt. Der Fokus lag dabei sowohl auf den Steifigkeiten als auch auf den Tragfähigkeiten dieser Komponenten. Somit ist die Verwendung der Komponentenmethode nicht nur im Bereich der reinen Stahlanschlüsse, sondern auch im großen Anwendungsspektrum der Stahl-Beton-Anschlüsse möglich. Die experimentellen und analytischen Untersuchungen konzentrierten sich auf die Anschlüsse, die in Abbildung 1.1 dargestellt sind. Darunter sind ein gelenkiger Anschluss mit Rückhängebewehrung, ein Stützenfuß mit einer dünnen Ankerplatte und ein momententragfähiger Verbundanschluss.

1.2 Gliederung des ersten Handbuches

Das *zweite Kapitel* gibt eine allgemeine Übersicht über die Komponentenmethode und über bereits vorhandene Modelle für Anschlüsse zwischen Stahl und Beton. Es werden Anschlussmodelle und deren einzelne Komponenten vorgestellt, die im Forschungsvorhaben INFASO entwickelt wurden. In *Kapitel 3* und *Kapitel 4* werden die einzelnen Beton- und Stahlkomponenten detailliert beschreiben. Vorgestellt werden sowohl die Komponenten, die bereits in Normen vorhanden sind, als auch die neuen Komponenten aus dem Forschungsprojekt. Der Fokus liegt dabei auf den Steifigkeiten und den Tragfähigkeiten. Anschließend werden in *Kapitel 5* die Komponenten zusammengesetzt, und die Tragfähigkeiten für den gesamten Anschluss zu bestimmt. In gleicher Vorgehensweise werden in *Kapitel 6* die Ermittlung der Steifigkeiten aus den Einzelkomponenten beschrieben. Für die globale Betrachtung des statischen Systems kann das Kraft-Verformungs-Verhalten des Anschlusses einen nennenswerten Einfluss haben. Die Auswirkungen der Anschlussmodellierung auf die gesamte Tragstruktur werden in *Kapitel 7* erläutert. Einen Überblick über die Regelwerke bezüglich der Toleranzen in den Anschlüssen zwischen Stahl und Beton gibt das *Kapitel 8*. Für die praktische Anwendung wurden in *Kapitel 9* Berechnungsbeispiele für den ganzen Bereich der Anschlüsse zwischen Stahl und Beton ausgearbeitet. Diese beschreiben die Anwendungsmöglichkeiten der neuen Bemessungsregeln und bieten einen leichteren Einstieg für den Ingenieur, der in der Praxis tätig ist. In *Kapitel 10* sind alle Inhalte zusammengefasst.

Die Kapitel 1 und 2 wurden von Kuhlmann und Ruopp, Kapitel 3 von Hofmann und Sharma, Kapitel 4, 5, 6 von Wald, Bečková und Schwarz, Kapitel 7 von da Silva, Gervásio, Gentili und Kapitel 8 von Krimpmann verfasst. Die Praxisbeispiele in Kapitel 9 wurden von Bečková, Schwarz, Sharma (9.1 bis 9.4), Ruopp (9.5), Henriques und Gentili (9.6 und 9.7) erstellt.

2 Die Komponentenmethode für Anschlüsse zwischen Stahl und Beton

2.1 Allgemeiner Überblick über die Komponentenmethode

In den vergangenen Jahrzehnten hat sich die Komponentenmethode als allgemein gültiger Berechnungsansatz für die effiziente Berechnung von Stahl- und Verbundanschlüssen durchgesetzt. Da der Anschluss in die einzelnen Komponenten aufgeteilt wird, kann ein komplexes nichtlineares Tragverhalten des Anschlusses abgebildet werden. Der Anschluss kann auf diese Weise als eine Kombination einzelner Grundelemente betrachtet werden, die in ihrem Zusammenwirken die Steifigkeit, Tragfähigkeit und die Rotationskapazität des Anschlusses abbilden können. Für den Ingenieur ergeben sich effizientere Optimierungsmöglichkeiten, da die einzelnen Komponenten für sich betrachtet werden können und hinsichtlich ihres jeweiligen Verhaltens verbessert werden können. Zusätzlich hat die Komponentenmethode den Vorteil, dass die Berechnung der einzelnen Komponente unabhängig vom Anschlussstyp ist. Erst im letzten Schritt der Berechnung müssen die einzelnen Komponenten zum Anschluss zusammengesetzt werden.

Die Komponenten des Anschlusses hängen von ihrer Beanspruchungsart ab. Daraus leiten sich drei unterschiedliche Arten von Komponenten ab: *Zugkomponenten*, *Druck- und Schubkomponenten*. Zusätzlich kann eine zweite Unterteilung hinsichtlich der Lage im Anschluss durchgeführt werden: *Schubbeanspruchtes Stegfeld* und *Verbindungsbereiche*. In Abbildung 2.1 sind an zweiseitigen Verbundanschlüssen die Aufteilungen dargestellt.

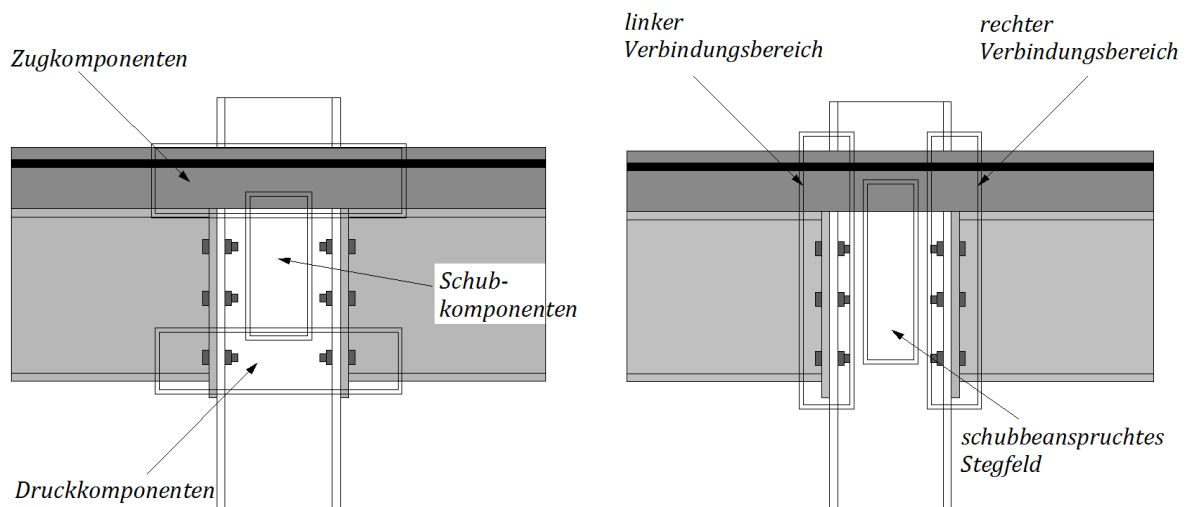


Abbildung 2.1: Aufteilung des Anschlusses in Gruppen und Zonen

In der praktischen Anwendung dieser Methode werden diese Komponenten über Wegfedern mit nichtlinearem Kraft-Verformungsverhalten abgebildet, die durch diskrete Kraftgrößen belastet sind. Die Wirkungsweise des Anschlusses kann wie in Abbildung 2.2 dargestellt, durch ein Komponentenmodell beschrieben werden.

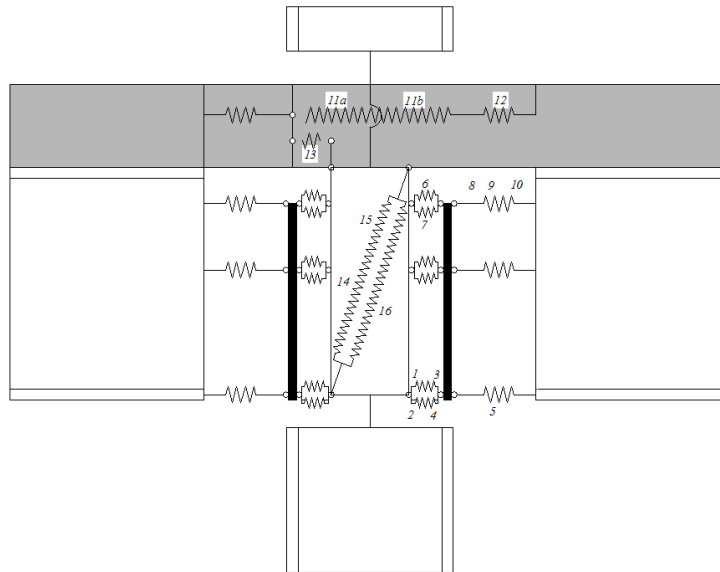


Abbildung 2.2: Federmodell für Verbundanschlüsse mit separaten Schubfedern

In EN 1993-1-8 [11] und in EN 1994-1-1 [12] ist die Komponentenmethode zur Berechnung von Stahl- und Verbundanschlüssen beschrieben. Für die Anwendung der Methode sind folgende Schritte notwendig:

1. Identifikation der Grundkomponenten des Anschlusses;
2. Festlegung der Eigenschaften der Grundkomponenten des Anschlusses;
3. Zusammenführen der Eigenschaften der Grundkomponenten.

In den angegebenen Normen werden für die gebräuchlichsten Anschlüsse Grundkomponenten aufgelistet. Diese Komponenten werden hinsichtlich Tragfähigkeit, Steifigkeit und Rotationskapazität klassifiziert und machen somit die Bildung einer Kraft-Verformungskurve möglich, die das Tragverhalten der einzelnen Komponenten widerspiegelt (siehe Abbildung 2.3). Das Tragverhalten des Gesamtanschlusses kann später in der Berechnung durch eine Momenten-Rotationskurve dargestellt werden (siehe Abbildung 2.4).

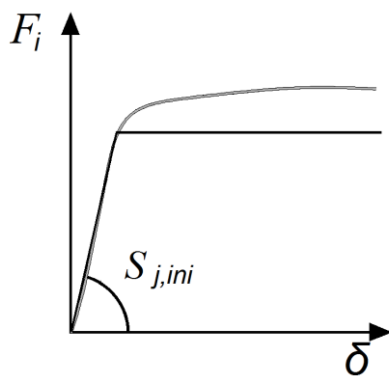


Abbildung 2.3: F- δ -Kurve der Einzelkomponente, Darstellung der experimentellen Kurve (graue Linie) und des bilinearen Modells (schwarze Linie)

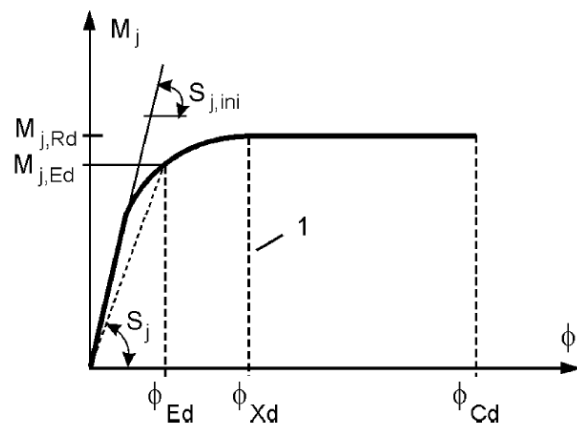


Abbildung 2.4: Momenten-Rotationskurve des Anschlusses nach [11]

2.2 Klassifizierung der Anschlüsse

2.2.1 Allgemeines

2.2.1.1 Überblick der Nachweisverfahren

Bei der Betrachtung des gesamten Tragsystems kann die Ausbildung des Anschlusses einen maßgeblichen Einfluss auf das Ergebnis der Berechnung haben. Die Klassifizierung des Anschlusses ist dabei ein hilfreiches Instrument, um festzulegen mit welcher Detailschärfe die Steifigkeit oder die Tragfähigkeit in die Berechnung eingehen. Die Anschlüsse können nach [36] innerhalb von drei unterschiedlichen Nachweisverfahren in der Systemberechnung modelliert werden (siehe Tabelle 2.1).

Tabelle 2.1: Knotenverhalten in Abhängigkeit des Nachweisverfahrens [36]

	Nachweisverfahren	Berücksichtigtes Knotenverhalten
1	Elastisch	
2	Starr-Plastisch	
3	Elastisch-Plastisch	

2.2.1.2 Elastisches Verfahren

Bei der Anwendung des elastischen Verfahrens wird nur die Knotensteifigkeit S_j berücksichtigt. S_j wird in der statischen Berechnung als Feder oder Stabelement zur Bestimmung der Schnittgrößen diskretisiert. Wenn das einwirkende Moment nicht größer als $2/3$ der Momenten Tragfähigkeit des Knotens ist, kann die Anfangssteifigkeit von $S_{j,ini}$ verwendet werden, um das elastische Verhalten zu beschreiben. In Berechnungen, in denen die plastische Momenten Tragfähigkeit des Anschlusses erreicht wird, kann die Anfangssteifigkeit um den Faktor η abgemindert. Die Knoten werden in diesem Falle nach der Rotationssteifigkeit klassifiziert.

2.2.1.3 Starr-plastisches Verfahren

Im zweiten Verfahren wird das elastische Verhalten des Knotens vernachlässigt. Die Schnittgrößen werden nach der Fließgelenktheorie I. Ordnung errechnet. Für diese Methode wird nur die plastische Momenten-tragfähigkeit des Anschlusses berücksichtigt. Dazu müssen die Knoten allerdings ein ausreichendes plasti-sches Verformungsvermögen zur Schnittgrößenumlagerung aufweisen. Nach diesem Verfahren sind die Knoten nach der Tragfähigkeit zu klassifizieren.

2.2.1.4 Elastisch-plastisches Verfahren

Bei der Anwendung dieses Verfahrens muss die gesamte Momenten-Rotationskurve berücksichtigt werden. Diese Kurve muss in der Schnittgrößenermittlung berücksichtigt werden und es kann vereinfachend von einem bilinearen Verlauf mit reduzierter Sekantensteifigkeit ausgegangen werden. Bei diesem Verfahren muss sowohl nach Tragfähigkeit als auch nach Steifigkeit klassifiziert werden.

Im folgenden Beispiel sind die Vorteile dieser Me-thode dargestellt. In Abbildung 2.5 ist ein Stahlrah-men mit horizontalen und vertikalen Lasten darge-stellt. Der Stützenfuß wird nicht wie in der Praxis üb-lich als gelenkiger Knoten modelliert, sondern als teil-tragfähig angenommen und über eine Drehfeder dis-kretisiert. Der Stützenfuß hat auf das Tragsystem eine stabilisierende Wirkung und trägt dazu bei, dass im Bereich des Stützen-Riegel-Anschlusses das Biege-moment reduziert wird. Somit macht eine Klassifizie-rung des Stützenfußes als teiltragfähig anstelle von gelenkig die gesamte Tragwerksberechnung wirt-schaftlich.

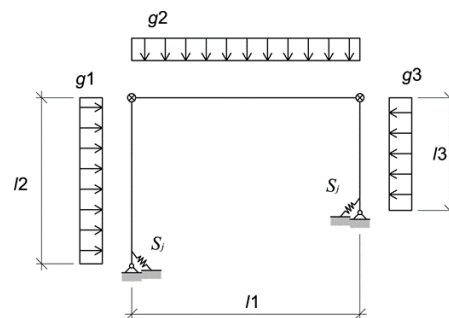


Abbildung 2.5: Berücksichtigung der Rotationssteifig-keit der Knoten mit Federn

Zu beachten ist allerdings, dass die Steifigkeit des Stützenfußes nicht überschätzt wird. In der Berechnung muss dies berücksichtigt werden, da zu hoch angesetzte Rotationssteifigkeiten zu unerwartet hohen Biege-beanspruchungen führen können. Aus zu hohen Beanspruchungen kann sprödes Versagen folgen. Eine Klassifizierung der Anschlüsse kann eine sehr hilfreiche Methode sein, um dies zu verhindern. Diese Klas-sifizierung der Anschlüsse ist EN 1993-1-8 Gleichung (5.2) [11] dargestellt.

2.2.2 Klassifizierung nach der Steifigkeit

2.2.2.1 Allgemeines

Die Klassifizierung nach der Steifigkeit folgt nach EN 1993-1-8, 5.2.2 [11]. Auf Grundlage der Anfangssteifigkeit $S_{j,ini}$ kann ein Anschluss mithilfe von Grenzkriterien in den Kategorien *gelenkig*, *starr* oder *verformbar* eingeteilt werden.

- *Gelenkige Anschlüsse*
Gelenkige Anschlüsse können Normal- und Schubkräfte unter nahezu freier Rotation zwischen den verbundenen Bauteilen übertragen. Dabei werden keine nennenswerten Biegemomente übertragen.
- *Verformbare Anschlüsse*
Anschlüsse, die weder in den Kategorien starr noch gelenkig klassifiziert werden können, werden als verformbar bezeichnet.
- *Starre Anschlüsse*
Starre Anschlüsse haben eine Rotationssteifigkeit, die die relative Anschlussverdrehung bis nahezu Null minimiert.

Die Klassifizierung kann durchgeführt werden, indem die Anfangssteifigkeit mit den Grenzkriterien aus den einzelnen Klassifizierungen verglichen wird. Die Grenzen können der EN 1993-1-8 Kapitel 5.2.2.5 [11] entnommen werden. Im Folgenden wird eine Klassifizierung von Anschlüssen beschrieben, in der die Stützenfüße nicht berücksichtigt sind. Die Klassifizierung der Stützenfüße folgt in Kapitel 2.2.2.3.

2.2.2.2 Klassifizierung für alle Anschlüsse außer Stützenfüße

Die Klassifizierungsgrenzen für Anschlüsse, bei denen die Stützenfüße nicht berücksichtigt sind, werden in EN 1993-1-8 Bild 5.4 [11] dargestellt (siehe Abbildung 2.6).

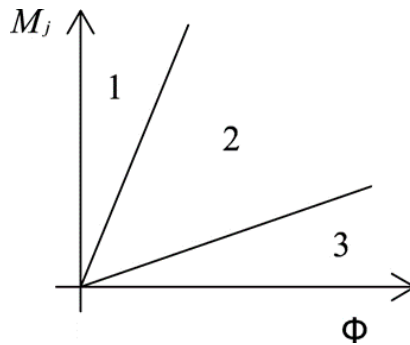


Abbildung 2.6: Klassifizierung von Anschlüssen nach Steifigkeit [11]

- *Zone 1: Starre Anschlüsse*

Ein Anschluss kann als starr klassifiziert werden, wenn:

$$S_{j,ini} \geq K_b \cdot EI_b / L_b \quad (2.1)$$

Wenn bei Rahmentragwerken zusätzliche Aussteifungen die Horizontalverschiebung um mindestens 80 % verringern, kann $K_b = 8$ angenommen werden. Ist die Bedingung aus Gleichung (2.3) für andere Rahmentragwerke eingehalten, gilt $K_b = 25$.

$$\frac{K_b}{K_c} \geq 0,1 \quad (2.2)$$

- *Zone 2: Verformbare Anschlüsse*

Alle Anschlüsse, die nicht den Kategorien starr oder verformbar zugeordnet werden können, werden als verformbar bezeichnet. In Rahmenecken sollten die Anschlüsse als verformbar angesehen werden, wenn gilt:

$$\frac{K_b}{K_c} < 0,1 \quad (2.3)$$

- *Zone 3: Gelenkige Anschlüsse*

Ein Anschluss kann als gelenkig klassifiziert werden, wenn gilt:

$$S_{j,ini} \leq 0,5 \cdot EI_b / L_b \quad (2.4)$$

Mit:

- K_b Mittelwert aller I_b / L_b für alle Deckenträger eines Geschosses;
- K_c Mittelwert aller I_c / L_c für alle Stützen eines Geschosses;
- I_b Flächenträgheitsmoment zweiter Ordnung eines Trägers;
- I_c Flächenträgheitsmoment zweiter Ordnung einer Stütze;
- L_b Spannweite eines Trägers (von Stützenachse zu Stützenachse);
- L_c Geschosshöhe einer Stütze.

2.2.2.3 Klassifizierung für Stützenfüße

Stützenfüße können nach EN 1993-1-8, 5.2.2.5 (2) [11] als starr klassifiziert werden, wenn die folgenden Bedingungen eingehalten sind. Es wird zwischen zwei Fällen unterschieden. Bei Rahmentragwerken, bei denen zusätzliche Aussteifungen die Horizontalverschiebung um mindestens 80% verringern und die Einflüsse der Seitenverschiebung vernachlässigt werden, können als starr klassifiziert werden wenn gilt:

$$\bar{\lambda}_0 \leq 0,5 \tag{2.5}$$

$$0.5 < \bar{\lambda}_0 < 3,93 \text{ und } S_{j,ini} \geq 7 \cdot (2\bar{\lambda}_0 - 1)EI_c/L_c \tag{2.6}$$

$$\bar{\lambda}_0 \geq 3,93 \text{ und } S_{j,ini} \geq 48 \cdot EI_c/L_c \tag{2.7}$$

Mit:

$\bar{\lambda}_0$ der Schlankheitsgrad einer Stütze, bei der beide Enden gelenkig angenommen werden können.

Rahmentragwerke ohne Behinderung der Horizontalverschiebung können als starr angenommen werden, wenn nach EN 1993-1-8, 5.2.2.5 (2) [11] gilt:

$$S_{j,ini} \geq 30 \cdot EI_c/L_c \tag{2.8}$$

2.2.3 Klassifizierung nach der Tragfähigkeit

Ein Anschluss kann hinsichtlich der Tragfähigkeit als volltragfähig, teiltragfähig oder gelenkig klassifiziert werden (siehe Abbildung 2.7). Die Klassifizierung folgt nach EN 1993-1-8, 5.2.3 [11]. Die Momententragfähigkeit $M_{j,Rd}$ wird mit den Momententragfähigkeiten der angeschlossenen Bauteile verglichen. Maßgebend ist dabei die Momententragfähigkeit der angeschlossenen Bauteile direkt am Anschluss.

- *Gelenkiger Anschluss*
Ein Anschluss darf als gelenkig angesehen werden, wenn seine Momententragfähigkeit $M_{j,Rd}$ nicht größer als $\frac{1}{4}$ der Momententragfähigkeit des volltragfähigen Anschlusses ist und ausreichende Rotationskapazität besteht.
- *Teiltragfähiger Anschluss*
Ein Anschluss, der weder die Kriterien für volltragfähige Anschlüsse noch für gelenkige Anschlüsse erfüllt, ist als teiltragfähig einzustufen.
- *Volltragfähiger Anschluss*
Die Tragfähigkeit eines volltragfähigen Anschlusses darf in der Regel nicht geringer sein als die Tragfähigkeit der angeschlossenen Stützen oder Träger.

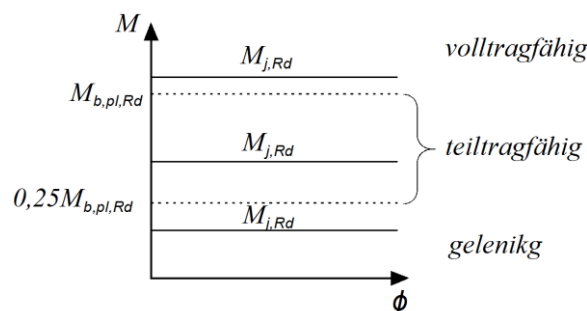


Abbildung 2.7: Klassifizierung nach der Tragfähigkeit [36]

- *Für Anschlüsse am Stützenkopf gilt:*
Wenn die Tragfähigkeit des Trägers $M_{b,pl,Rd}$ kleiner als die Tragfähigkeit der Stütze $M_{c,pl,Rd}$ ist, kann $M_{b,pl,Rd}$ durch $M_{c,pl,Rd}$ ersetzt werden (siehe Abbildung 2.7).

- Für Anschlüsse innerhalb der Stützenlänge gilt:
Wenn die Tragfähigkeit des Trägers $M_{b,pl,Rd}$ kleiner als die zweifache Tragfähigkeit der Stütze $M_{c,pl,Rd}$ ist, kann $M_{b,pl,Rd}$ durch $2 \cdot M_{c,pl,Rd}$ ersetzt werden (siehe Abbildung 2.7).

2.2.4 Klassifizierung nach der Rotationskapazität

2.2.4.1 Allgemeines

Eine detaillierte Klassifizierung der Knoten hinsichtlich der Rotationskapazität fehlt in EN 1993-1-8 [11]. Allerdings sind nach EN 1993-1-8, 6.4 [11] einige Bemessungsregeln, die auf einer ausreichenden Rotationskapazität für die plastische Bemessung aufbauen. Es kann auf den Nachweis der Rotationskapazität verzichtet werden, wenn die Momententragfähigkeit des Anschlusses $M_{j,Rd}$ mindestens 20% größer als die plastische Momententragfähigkeit $M_{pl,Rd}$ des angeschlossenen Trägers ist.

$$M_{j,Rd} \geq 1,2 \cdot M_{pl,Rd} \quad (2.9)$$

Wenn die Momententragfähigkeit des Anschlusses nicht dem Kriterium aus Gleichung (2.9) entspricht, muss die minimale Rotationskapazität für geschraubte und geschweißte Anschlüsse überprüft werden. Hierfür sind die Nachweise in EN 1993-1-8, 6.4.2 und 6.4.3 beschrieben und werden im Folgenden erläutert.

2.2.4.2 Geschraubte Anschlüsse

Ein geschraubter Anschluss weist eine ausreichende Rotationskapazität auf, wenn eine der folgenden Bedingungen zutrifft:

- Wenn die Biegetragfähigkeit $M_{j,Rd}$ eines Träger-Stützenanschlusses durch die Schubtragfähigkeit des Stützenstegfeldes bestimmt wird und gilt:

$$d_{wc}/t_w \leq 69\varepsilon \quad (2.10)$$

- Wenn die Biegetragfähigkeit des Anschlusses durch die Tragfähigkeit des Stützenflansches, des Stirnbleches oder des Flanschwinkes bei Biegebeanspruchung bestimmt wird. Dabei muss für die Dicke des Stützenflansches, des Stirnbleches oder des Flanschwinkels auf der Trägerzugseite folgende Bedingung erfüllt sein:

$$t \leq 0,36d\sqrt{f_{ub}/f_y} \quad (2.11)$$

nach EN 1993-1-8 Gleichung (6.32) [11].

Mit:

- f_{ub} die Bruchfestigkeit des Schraubenwerkstoffes;
- f_y die Streckgrenze der maßgebenden Grundkomponente;
- d Nenndurchmesser der Schraube;
- t_w Dicke des Steges.

2.2.4.3 Geschweißte Anschlüsse

Bemessungsregeln für geschweißte Anschlüsse können EN 1993-1-8, 6.4.3 [11] entnommen werden. Die Rotationskapazität ϕ_{cd} kann für geschweißte Anschlüsse mit Gleichung (2.12) bestimmt werden. Voraussetzung ist, dass die Biegetragfähigkeit nicht durch die Schubtragfähigkeit des Stützenstegfeldes bestimmt wird.

$$\phi_{cd} = 0,025 \cdot h_c/h_b \quad (2.12)$$

nach EN 1993-1-8 Gleichung (6.33) [11].

Mit:

- h_c die Profilhöhe des Trägers;
- h_b die Profilhöhe der Stütze.

Bei einem geschweißten Träger-Stützenanschluss, der nicht ausgesteift ist, kann eine Rotationskapazität ϕ_{cd} von mindestens 0,015 rad angenommen werden.

2.3 Anschlüsse zwischen Stahl und Beton und deren Komponenten nach Eurocode

2.3.1 Überblick über den Stand der Normung

Es können Bemessungsregeln für Anschlüsse zwischen Stahl und Beton in unterschiedlichen Normen und Regelwerken gefunden werden. Die drei gebräuchlichsten sind:

- EN 1993-1-8: Eurocode 3: *Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 1-8: Bemessung von Anschlüssen*, 2010 [11]. In dieser Norm werden Werte für die Steifigkeit und die Tragfähigkeit aller Stahlkomponenten gegeben. Für die Betonkomponenten unter Druckbeanspruchung sind Formeln gegeben, jedoch fehlen Regeln für Betonkomponenten unter Zug und Schub.
- 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*, 2010 [12]. In diesem Dokument werden die Bemessungsregeln aus EN 1993-1-8 für Verbundanschlüsse erweitert. Ein Beispiel ist der Anschluss eines Verbundträgers an eine Stahlstütze.
- CEN/TS 1992-4-1: *Bemessung der Verankerung von Befestigungen in Beton – Teil 1: Allgemeines*, 2009 [1] und CEN/TS 1992-4-1: *Bemessung der Verankerung von Befestigungen in Beton – Teil 2: Kopfbolzen*, 2009 [2]. In diesem Dokument sind Bemessungsregeln für Befestigungsmittel im Beton gegeben. Es werden keine Angaben über die Steifigkeit und die Duktilität gemacht.

Im Folgenden wird ein detaillierterer Überblick über diese Regelungen gegeben.

2.3.2 Stahl- und Verbundkonstruktionen

2.3.2.1 Allgemeines

In den Eurocodes werden für unterschiedliche Anschlüsse Bemessungsregeln beschrieben. Das Modell der Stützenfüße ist in EN 1993-1-8 [11] und das Modell der Verbundanschlüsse in EN 1994-1-1 [12] dargestellt.

2.3.2.2 Stützenfüße mit Fußplatten nach EN 1993-1-8

Mit diesen Bemessungsregeln in EN 1993-1-8 [11] können Stützenfüße bemessen werden, die durch Normalkräfte und Biegemomente belastet sind. Betonkomponenten sind ausschließlich im Bereich der Druckzone angesetzt. Im Zugbereich des Anschlusses werden nur die Stahlkomponenten berücksichtigt. Die Berechnung der Tragfähigkeit von Stützenfüßen mit Fußplatten ist in EN 1993-1-8, 6.2.8 [11] beschrieben. In einem ersten Schritt werden anhand der Exzentrizität e und den geometrischen Abmessungen des Stützenfußes einer der vier möglichen Lastfälle gewählt und der Hebelarm z berechnet (siehe Tabelle 2.2). Anschließend können die Beanspruchungen der Zug- und Druckkomponenten berechnet werden. Die Versagenslast wird durch die schwächste Komponente definiert. Diese Komponenten sind:

Für Zugkräfte:

- | | |
|--|----------------------------|
| • Trägersteg mit Zugbeanspruchung | EN 1993-1-8, 6.2.6.8 [11] |
| • Fußplatte mit Biegebeanspruchung infolge Zug | EN 1993-1-8, 6.2.6.11 [11] |
| • Ankerschrauben mit Zugbeanspruchung | EN 1993-1-8, 6.2.6.12 [11] |

Für Druckkräfte:

- | | |
|--|----------------------------|
| • Trägerflansch und- steg mit Druckbeanspruchung | EN 1993-1-8, 6.2.6.7 [11] |
| • Fußplatte mit Biegebeanspruchung infolge Druck | EN 1993-1-8, 6.2.6.10 [11] |
| • Beton und Mörtel mit Druckbeanspruchung | EN 1993-1-8, 6.2.6.9 [11] |

Für Schubkräfte:

- | | |
|---|---|
| • Ankerschrauben auf Schubbeanspruchung | EN 1993-1-8, 6.2.6.9
bis 6.2.2.9[11] |
|---|---|

Tabelle 2.2: Bestimmung des Hebelarm z bei Stützenfußverbindungen [36]

Nummer	Beschreibung der Beanspruchung	Skizze	Erklärung
1	Beanspruchung der linken Seite auf Zug, Beanspruchung der rechten Seite auf Druck. $z = z_{T,l} + z_{C,r}$		Vorherrschendes Biegemoment
2	Beanspruchung der linken Seite auf Zug, Beanspruchung der rechten Seite auf Zug. $z = z_{T,l} + z_{T,r}$		Vorherrschende Zugkraft
3	Beanspruchung der linken Seite auf Druck, Beanspruchung der rechten Seite auf Zug. $z = z_{C,l} + z_{T,r}$		Vorherrschendes Biegemoment
4	Beanspruchung der linken Seite auf Druck, Beanspruchung der rechten Seite auf Druck. $z = z_{C,l} + z_{C,r}$		Vorherrschende Druckkraft

2.3.2.3 Rotationssteifigkeit von Stützenfüßen

Die Rotationssteifigkeit von Stützenfüßen ist in EN 1993-1-8, 6.3.4 [11] beschrieben. In einem ersten Schritt wird einer aus den vier Lastfällen aus Tabelle 2.2 gewählt. Anschließend kann die Rotationssteifigkeit nach EN 1993-1-8 Tabelle 6.12 [11] berechnet werden. Zu beachten ist, dass sich im Laufe der statischen Berechnung die Beanspruchungsarten verändern können und dann andere Beanspruchungsfälle gewählt werden müssen. Dies kann Einfluss auf die Berechnung der Rotationssteifigkeit haben. Der Entwurf von Fußplatten nach Eurocode wurde nach [47] basierend auf FE-Modellierungen entwickelt.

2.3.3 Verbundanschlüsse nach EN 1994-1-1

Verbundanschlüsse werden in EN 1994-1-1 [12] beschrieben. Verbundanschlüsse können bei Anschlüssen von Verbundträgern an Stahl-Stützen verwendet werden.

Die Bemessungsregeln sind eine Erweiterung der Regeln nach EN 1993-1-8 [11]. Es werden weitere Komponenten hinzugefügt:

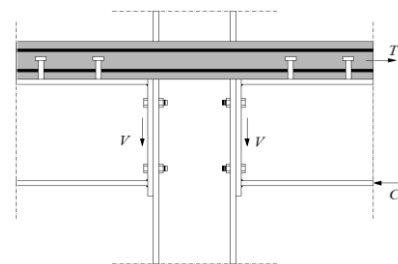


Abbildung 2.8: Verbundanschluss

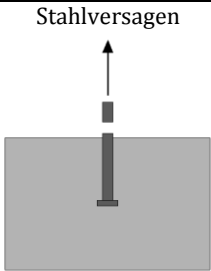
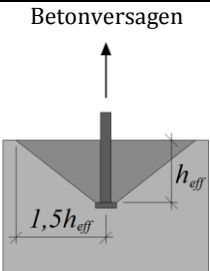
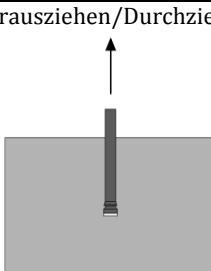
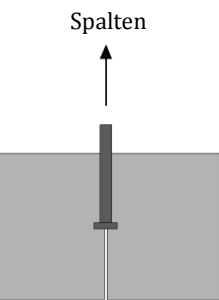
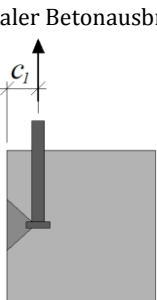
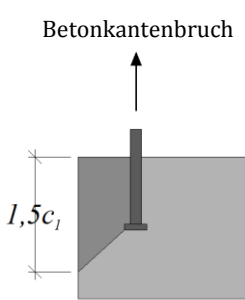
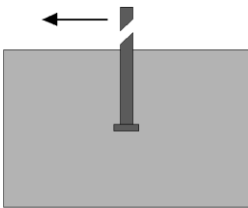
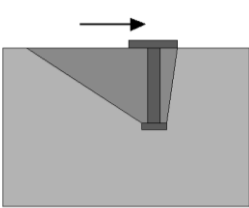
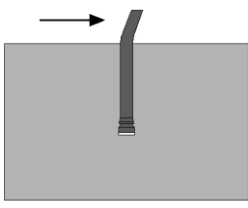
- Zugbeanspruchte Längsbewehrung EN 1994-1-1, 8.4.2.1 [12]
- Druckbeanspruchte Kontaktstücke EN 1994-1-1, 8.4.2.2 [12]
- Stützenstege mit Querdruckbeanspruchung EN 1994-1-1, 8.4.3 [12]
- Stahlbetonkomponenten EN 1994-1-1, 8.4.4 [12]
- Schub im Stützenfeldsteg von teilweise einbetonierten Stützen EN 1994-1-1, 8.4.4.1 [12]
- Stützenstege von teilw. einbet. Stützen unter Querdruckbeanspr. EN 1994-1-1, 8.4.4.2 [12]

Für alle weiteren Komponenten wird EN 1993-1-8 [11] verwendet.

2.3.4 Berechnungsmodelle nach CEN/TS 1992-4

In CEN/TS 1992-4 [1] ist die Bemessung der Verankerungen von Befestigungen in Beton beschrieben. In diesem Regelwerk werden die Versagensmechanismen der Befestigungsmittel und des Betons detailliert beschrieben. Sowohl für Zug-, als auch für Schubkräfte gibt es unterschiedliche Versagensarten. Diese Versagensarten nach CEN/TS 1992-4-2 [2] sind in Tabelle 2.3. aufgelistet.

Tabelle 2.3: Versagensarten für Befestigungen in Beton nach CEN/TS 1992-4-1 [1]

Beanspruchung	Versagensart		
Zug	Stahlversagen 	Betonversagen 	Herausziehen/Durchziehen 
	Spalten 	Lokaler Betonausbruch 	Betonkantenbruch 
Querlast	Stahlversagen 	Betonausbruch auf der last-abgewandten Seite 	Herausziehen 

Die Traglast des Befestigungsmittels bestimmt sich aus der kleinsten aller möglichen Bruchlasten. Die Bemessungsregeln schließen unterschiedliche Konfigurationen der Verankerungsmittel ein, jedoch können beispielsweise Ankerplatten mit mehr als neun Kopfbolzen nicht nachgewiesen werden. Kantenabstände, unterschiedliche Befestigungsmittel, Rückhängebewehrung und der Zustand des Betons – gerissen oder ungerissen – können berücksichtigt werden. Jedoch ist die Berechnung von Steifigkeiten nach dieser Regelung nicht möglich und die Berücksichtigung von Rückhängebewehrung ist nur sehr konservativ.

2.4 Zusätzliche Komponenten aus dem Forschungsprojekt INFASO

2.4.1 Allgemeines

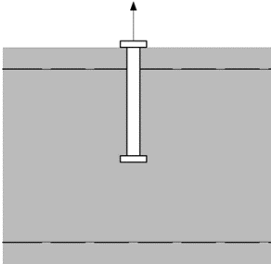
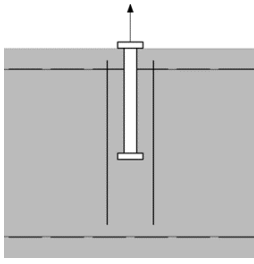
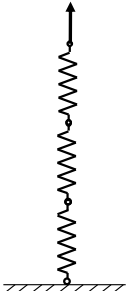
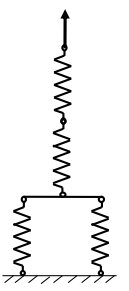
Im Forschungsprojekt INFASO [37] wurden neuartige Ansätze für Anschlüsse zwischen Stahl und Beton entwickelt. Die Forschungsarbeiten des Projektes konzentrierten sich auf drei unterschiedliche Ausführungen: *Gelenkige Querkraftanschlüsse, Stützenfüße und momententragfähige Verbundanschlüsse*. Die Anschlüsse wurden aus teils vorhandenen Komponenten aus unterschiedlichen Normen, als auch aus "neu" entwickelten Komponenten zusammengesetzt. In Verbindung miteinander können alle Komponenten das Tragverhalten der Verbindung realistisch abbilden. Somit kann sowohl die Tragfähigkeit, als auch die Rotationssteifigkeit des Knotens berechnet werden. Um im Bereich dieser Anschlüsse zwischen Stahl und Beton die Komponentenmethode anwenden zu können, war die Entwicklung "neuer" Komponenten notwendig. Diese wurden im Rahmen von INFASO entwickelt und werden im Folgenden beschrieben.

2.4.2 Kopfbolzen mit und ohne Rückhängebewehrung auf Zugbelastung

Kraft-Verformungskurven von Versuchskörpern des Forschungsprojektes INFASO haben gezeigt, dass sich unter der Verwendung von zusätzlicher Rückhängebewehrung nicht ausschließlich die Bügelbewehrung am Lastabtrag beteiligen, sondern andere Komponenten auch einen Einfluss haben. Diese Komponenten konnten bisher lediglich für sich alleine und nicht im Zusammenwirken mit der Betonkomponente berücksichtigt werden. Die Traglast musste bisher vollständig von der Rückhängebewehrung aufgenommen werden.

Auf der linken Seite der Tabelle 2.4 ist ein Kopfbolzen dargestellt, der auf Zug belastet ist, auf der rechten Seite ein Kopfbolzen mit zusätzlicher Rückhängebewehrung. In beiden Fällen können die möglichen Versagensmechanismen Stahlversagen und Herausziehen des Kopfbolzens auftreten, die über CEN/TS 1992-4-2 [2] abgedeckt sind. Für das Stahlversagen können sowohl die Tragfähigkeit als auch die Verformungen, für das Versagen auf Herausziehen des Kopfbolzens nur die Tragfähigkeiten bestimmt werden. Die fehlenden Berechnungsmethoden für die Steifigkeiten wurden im Forschungsprojekt INFASO entwickelt [37]. Die Traglast der Komponente Betonversagen, einem weiteren möglichen Versagensmechanismus, kann mit Hilfe der CEN/TS 1992-4-2 [2] bestimmt werden. Auch hier wurde eine Kraft-Verformungskurve entwickelt, mit der das Tragverhalten unter Berücksichtigung zusätzlicher Rückhängebewehrung bestimmt werden kann.

Tabelle 2.4: "Neue" Betonkomponenten mit Komponentenmodellen (mit und ohne Bügelbewehrung)

Kopfbolzen auf Zug		Kopfbolzen mit Bügelbewehrung auf Zug	
			
	Stahlversagen auf Zug (S) Herausziehen (P) Betonversagen (C)		Stahlversagen auf Zug (S) Herausziehen (P) Betonversagen mit Rückhängebewehrung auf Zug (RS),(RB),(C)

Im neuen INFASO-Bemessungsmodell werden die Tragfähigkeiten des Betonausbruchkegels und der Rückhängebewehrung vereint, um die Bemessungslasten zu erhöhen. Die Steifigkeiten, die sich aus der Interaktion dieser beiden Komponenten ergeben und eine detailliertere Beschreibung ist in Kapitel 3 zu finden.

2.4.3 Die dünne Ankerplatte auf Zug

Im Forschungsprojekt INFASO wurde die neue Komponente "dünne Ankerplatte auf Zug" entwickelt. Hintergrund war, dass nachgiebige Stützenfüße mit einer großen Rotationskapazität entwickelt werden sollten. Es wurden Ankerplatten mit drei unterschiedlichen geometrischen Anordnungen untersucht, die in Abbildung 2.9 dargestellt sind.

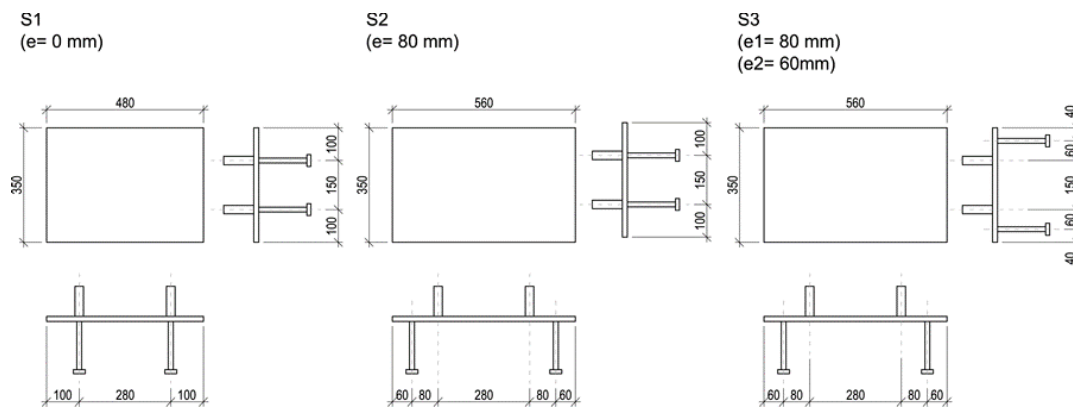


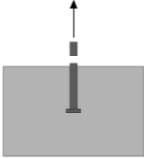
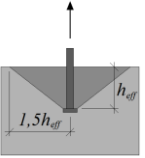
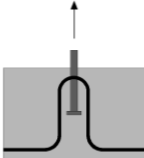
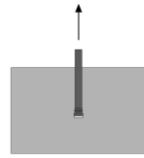

Abbildung 2.9: Unterschiedliche Ankerplatten des Forschungsprojektes INFASO

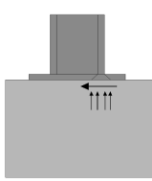
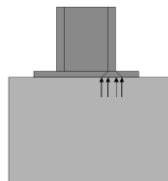
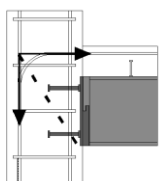
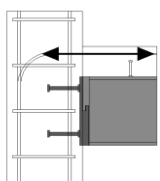
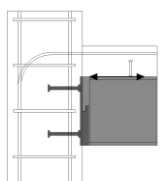
Auf der Unterseite der dünnen Ankerplatte sind mehrere Kopfbolzen aufgeschweißt, um die Verankerung im Beton zu schaffen. Die Stütze kann an der Stützenfußplatte mittels aufgeschweißter Gewindebolzen und Muttern an der Ankerplatte befestigt werden. Wenn die Gewindebolzen und die Kopfbolzen wie im Fall S1 (siehe Abbildung 2.9) in der gleichen Achse liegen, hat die Komponente "Fußplatte auf Zug" keinen Einfluss auf die Berechnung. Wenn beide Bolzen wie in den Fällen S2 und S3 nicht in einer Linie liegen, kann diese Komponente aktiviert werden. Das Modell der Ankerplatte auf Zug stellt eine zusätzliche Versagensmöglichkeit des T-Stummels auf Zug dar. Wenn der T-Stummel seine Grenzlast erreicht hat, kann durch Membraneffekte die Traglast weiter erhöht werden. Die Komponente "dünne Ankerplatte auf Zug" hat ein sehr duktiler Tragverhalten dar, da bis zur Versagenslast hohe Verformungen auftreten können. Eine detaillierterer Beschreibung der dünnen Ankerplatte wird in Kapitel 4 gegeben.

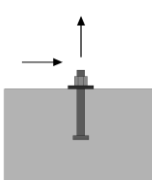
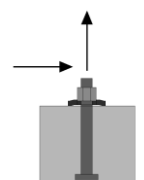
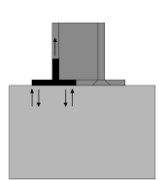
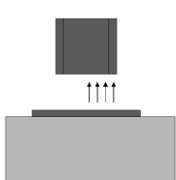
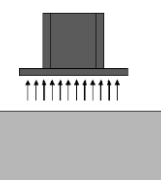
2.5 Überblick über alle Komponenten von Anschlüssen zwischen Stahl und Beton

Die folgende Tabelle 2.5 umfasst einen Überblick über alle Komponenten, die verwendet werden können um die Anschlüsse zwischen Stahl und Beton des Forschungsprojektes INFASO zu modellieren. Dies betrifft gelenkige Anschlüsse, Stützenfußanschlüsse sowie die momententragfähige Verbundanschlüsse.

Tabelle 2.5: Komponenten für Anschlüsse zwischen Stahl und Beton

Komponente	Kopfbolzen auf Zug	Betonausbruch auf Zug	Zugversagen der Rückhängebewehrung	Herausziehen der Kopfbolzen	Schubversagen der Kopfbolzen
Abbildung					
Kapitel	Kapitel 3.1.2	Kapitel 3.1.3	Kapitel 3.1.4 und Kapitel 3.1.5	Kapitel 3.1.6	Kapitel 3.1.7

Komponente	Reibung	Betonkomponente auf Druck	Betonanschlussbereich auf Schub	Längsbewehrung auf Zug	Schlupf der Verdübelung des Verbundträgers
Abbildung					
Kapitel	Kapitel 3.5	Kapitel 3.6	Kapitel 3.7	Kapitel 3.8	Kapitel 3.9

Komponente	Ankerbolzen auf Schub	Durchstanzen der Ankerplatte	Ankerplatte auf Zug	Stützen- und Trägerflansch auf Druck	Stützenfußplatte auf Druck
Abbildung					
Kapitel	Kapitel 4.7	Kapitel 4.3	Kapitel 4.4	Kapitel 4.5	Kapitel 4.6

3 Betonkomponenten

3.1 Die Einzelkomponenten der Kopfbolzen

3.1.1 Allgemeines

Bei den Betonkomponenten haben die Betoneigenschaften und die spezielle Wirkungsweise der Verankerung im Beton einen maßgeblichen Einfluss auf das Verschiebungsverhalten und somit auf die Form der F- δ -Kurve. Diese Eigenschaften müssen daher bei der Betrachtung der Zugkomponenten besonders berücksichtigt werden, da die Streuungen in den Betonversuchen, verglichen mit den Versuchen mit dem Werkstoff Baustahl viel größer ausfallen [37].

Für die Bemessung wird ein Teilsicherheitsbeiwert für Beton von $\gamma_{Mc} = 1,5$ verwendet [9]. Die charakteristischen Werte der Widerstände werden unter Annahme einer Normalverteilung bei einer 90 %-igen Aussagewahrscheinlichkeit des 5 %-Fraktilwerts angegeben. Der Fraktilwert entspricht dabei dem charakteristischen Bemessungswert. Die gegebenen Verformungen und Steifigkeiten sind Mittelwerte und können bis zu 50 % vom Mittelwert abweichen.

Die gesamte F- δ -Kurve für die Bemessung eines Kopfbolzens auf Zug kann durch ein rheologisches Modell, das die unterschiedlichen Komponenten vereint, beschrieben werden. Die einzelnen Komponenten, die für Verankerungen mit zusätzlicher Rückhängebewehrung berücksichtigt werden müssen, werden im Folgenden aufgeführt:

- Komponente S: Stahlversagen des Kopfbolzens ($\delta_{Rd,s} / N_{Rd,s}$)
- Komponente C: Betonversagen ($\delta_{Rd,c} / N_{Rd,c}$)
- Komponente RS: Stahlversagen der Bügelbewehrung ($\delta_{Rd,s,re} / N_{Rd,s,re}$)
- Komponente RB: Verbundversagen der Bügelbewehrung ($\delta_{Rd,b,re} / N_{Rd,b,re}$)
- Komponente P: Herausziehen des Kopfbolzens ($\delta_{Rd,p} / N_{Rd,p}$)

In Tabelle 2.4 sind die Federmodelle dieser Komponenten gegeben.

3.1.2 Kopfbolzen auf Zug – Stahlversagen (Komponente S)

In dem auf Zug beanspruchten Kopfbolzen wird die Last vom Einleitungspunkt an der Ankerplatte bis zu den Pressungsflächen des Dübelkopfes übertragen. Der Schaft des Kopfbolzens dehnt sich unter dieser Last bis zur Fließgrenze $f_{yd} = f_{uk}/\gamma_{Ms}$ aus. Für die Bemessung wird dabei ein linear-elastisches Verhalten bis zum Erreichen der Fließgrenze unterstellt. Die zugehörigen Verformungen als Ergebnis der aufgetragenen Beanspruchungen können mit Hilfe des *Hookeschen*-Gesetzes nach Formel (3.1) berechnet werden.

$$\delta_{Rd,sy} = \frac{N_{Rd,s} \cdot L_h}{A_{s,nom} \cdot E_s} = \frac{\sigma_{Rd,s} \cdot L_h}{E_s} \quad [\text{mm}] \quad (3.1)$$

$$A_{s,nom} = n \cdot \frac{\pi \cdot d_{s,nom}^2}{4} \quad [\text{mm}^2] \quad (3.2)$$

Mit:

L_h	Länge des Kopfbolzenschaftes [mm];
$N_{Rd,s}$	Bemessungswert des Widerstandes unter Zuglast bei Stahlversagen;
E_s	Elastizitätsmodul von Stahl = 210.000 N/mm ² ;
$A_{s,nom}$	Spannungsquerschnitt aller Kopfbolzenschäfte einer Verbindungsmittelgruppe;
$d_{s,nom}$	Außendurchmesser des Befestigungselementes.

Die Bemessungslast bei Stahlversagen kann nach Formel (3.3) berechnet werden

$$N_{Rd,s} = A_{s,nom} \cdot \frac{f_{uk}}{\gamma_{Ms}} = n \cdot \pi \cdot \left(\frac{d_{s,nom}^2}{4} \right) \cdot \frac{f_{uk}}{\gamma_{Ms}} \text{ [N]} \quad (3.3)$$

Mit:

- f_{uk} charakteristische Zugfestigkeit des Kopfbolzens [N/mm²];
- n Anzahl der Kopfbolzen, die auf Zug belastet sind [-];
- γ_{Ms} Teilsicherheitsbeiwert für den Widerstand bei Stahlversagen.

Nach dem Überschreiten der Fließgrenze f_{yd} des Stahls nehmen die Dehnungen bis zur Dehngrenze ϵ_{su} sehr stark zu und es ist nicht möglich, den Kopfbolzen weiter zu belasten. Für die Bemessung ist die Zunahme der Traglast auf der sicheren Seite zu vernachlässigen und die Steifigkeit kann zu Null angenommen werden ($k_s = 0$ N/mm²). Im Allgemeinen wird angenommen, dass Befestigungen eine Bruchdehnung von mindestens $\epsilon_{su} = 0,8$ % haben. Wenn keine weiteren experimentellen Versuchswerte vorhanden sind, sollte diese Annahme zur Berechnung des Tragverhaltens der Komponente verwendet werden. Damit kann die Steifigkeit k_s nach Gleichungen (3.4) und (3.5) zur Bestimmung der Verschiebungen und der Beanspruchungen verwendet werden.

$$k_{s1} = \frac{A_{s,nom} \cdot E_s}{L_h} \text{ for } N_{act} < N_{Rd,sy} \text{ [N/mm]} \quad (3.4)$$

$$k_{s2} = 0 \text{ for } \epsilon_{su} \geq \delta \geq \delta_{Rd,sy} \text{ [N/mm]} \text{ und } N_{act} = N_{Rd,sy} \text{ [N]} \quad (3.5)$$

Mit:

- $\delta_{Rd,sy}$ Verschiebung auf Fließniveau (siehe Gleichung (3.1)) [mm];
- ϵ_{su} Bruchdehnung des Kopfbolzenschaftes = 0,8 % [-].

3.1.3 Kopfbolzen auf Zug – Betonausbruch (Komponente CC)

Die Komponente "Betonausbruch auf Zug" kann mit dem Bemessungswert $N_{Rd,c}$ und der Verschiebung im abfallenden Ast nach Eintritt des Betonversagens beschrieben werden. Diese Komponente kann bis zum Erreichen der Bemessungslast theoretisch nicht als vollkommen steif, ohne das Auftreten von Verformungen angenommen werden. Diese Verschiebungen können durch die Gleichung (3.6) beschrieben werden.

$$\delta_{Rd,c1} = \frac{N_{Rd,c}}{k_{c,pp}} \text{ [mm]} \quad (3.6)$$

Die Bemessungslast bei Betonversagen kann mit den Gleichung (3.7) und (3.8) berechnet werden.

$$N_{Rd,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \psi_{A,N} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} / \gamma_{Mc} \text{ [N]} \quad (3.7)$$

$$N_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot h_{ef}^{1,5} \cdot f_{ck}^{0,5} \text{ [N]} \quad (3.8)$$

Mit:

- $N_{Rk,c}^0$ charakteristischer Widerstand eines einzelnen Befestigungsmittels;
- k_1 Faktor zur Berücksichtigung des Verankerungsmechanismus für Verankerungen in gerissenem (8,9 für Kopfbolzen) und umgerissenem Beton (12,7 für Kopfbolzen);
- h_{ef} Verankerungstiefe des Befestigungselementes nach den relevanten Europäischen Technischen Produktspezifikationen;
- f_{ck} charakteristische Betondruckfestigkeit nach EN 206 [13] [N/mm²].

Die Beiwerte aus der Gleichung (3.7) bestimmen sich wie folgt:

$$\psi_{A,N} = \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} [-] \quad (3.9)$$

$$\psi_{s,N} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c}{c_{cr,N}} \leq 1 [-] \quad (3.10)$$

$$\psi_{re,N} = 0,5 + \frac{h_{ef}}{200} \leq 1 [-] \left\{ \begin{array}{l} \text{für } s < 150 \text{ mm (für alle Durchmesser)} \\ \text{für } s \geq 150 \text{ mm (für alle Durchmesser)} \\ \text{für } s < 100 \text{ mm (für } d_s \leq 10 \text{ mm)} \end{array} \right. \quad (3.11)$$

Mit:

$\psi_{A,N}$	Faktor, der den geometrischen Einfluss der Abstände auf die Betonausbruchlast beschreibt;
$A_{c,N}$	vorhandene projizierte Fläche des Ausbruchkörpers der Verankerung auf der Betonoberfläche. Sie wird begrenzt durch die Überschneidung der einzelnen Ausbruchkörper benachbarter Befestigungen ($s < s_{cr,N}$) sowie den Bauteilrändern ($c < c_{cr,N}$) [mm ²];
$A_{c,N}^0$	projizierte Fläche einer Einzelverankerung mit großem Achs- und Randabstand auf der Betonoberfläche. Dabei wird der Ausbruchkörper als Pyramide mit einer Höhe h_{ef} und mit einer Länge der Basisseiten $s_{cr,N} = 3 \cdot h_{ef}$ idealisiert;
$\psi_{s,N}$	Faktor, der die Störung des Spannungszustandes im Beton durch die Bauteilränder berücksichtigt;
$\psi_{re,N}$	Schalenabplatzfaktor, der den Einfluss einer dichten Bewehrung für Verankerungstiefen $h_{ef} < 100$ mm berücksichtigt.

Um den seitlichen Betonausbruch zu vermeiden sollte der Randabstand größer als $s_{cr,N} = 0,5 \cdot h_{ef}$ sein. Durch das plötzliche und spröde Versagen bei Betonausbruch, wird die Anfangssteifigkeit als unendlich angenommen. Die Verschiebungen δ_c werden zu Null angenommen, wenn die vorhandene Beanspruchung N_{act} kleiner oder gleichgroß wie die Versagenslast des Betonversagens auf Zug ist. Sobald die zulässige Last erreicht ist, nehmen die Verformungen zu und eine weitere Laststeigerung ist nicht mehr möglich (abfallender Ast). Das Last-Verschiebungsverhalten bei Betonversagen ist in Abbildung 3.1 dargestellt.

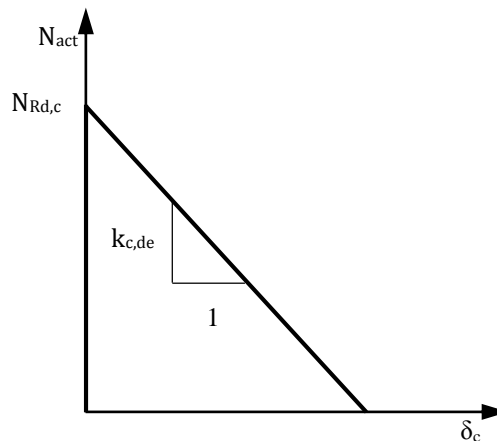


Abbildung 3.1: Idealierte Last-Verschiebungskurve bei Betonversagen auf Zug

Die Steifigkeit des abfallenden Astes $k_{c,de}$ kann mit der Gleichung (3.12) beschrieben werden.

$$k_{c,de} = \alpha_c \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot h_{ef}} \cdot \psi_{A,N} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} \text{ [N/mm]} [-] \quad (3.12)$$

Mit:

α_c	Faktor der Komponente "Betonversagen auf Zug". Nach derzeitigem Stand der Forschung gilt: $\alpha_c = -537$.
------------	--

Die Verschiebung δ_c kann als eine Funktion der tatsächlichen Last N_{act} mit Hilfe der Tragfähigkeit und der Steifigkeit des abfallenden Astes beschrieben werden.

Für den Bereich bis $N_{Rd,c}$ gilt:

$$N_{act} \leq N_{Rd,c} \text{ und } \delta_c = 0 \quad (3.13)$$

Für den Bereich mit dem abfallenden Ast gilt:

$$\delta_c > 0 \text{ mm und } \delta_c = \frac{N_{act} - N_{Rd,c}}{k_{c,de}} \quad (3.14)$$

3.1.4 Rückhängebewehrung auf Zug – Fließen der Bewehrung (Komponente RS)

Die Komponente "Rückhängebewehrung auf Zug" wurde auf Grundlage von empirischen Untersuchungen entwickelt. Dazu wurden Testergebnisse ausgewertet, um die Verformungen der Bügelbewehrung in Abhängigkeit der aufgebracht Last N_{act} zu bestimmen. Die Verformungen ergeben sich nach Gleichung (3.15), die Bemessungslast nach Gleichung (3.16).

$$\delta_{Rd,s,re} = \frac{2 \cdot N_{Rd,s,re}^2}{\alpha_s \cdot f_{ck} \cdot d_{s,re}^4 \cdot n_{re}^2} \text{ [mm]} \quad (3.15)$$

$$N_{Rd,s,re} = A_{s,re} \cdot f_{yd,re} = n_{re} \cdot \pi \cdot \frac{d_{s,re}^2}{4} \cdot f_{yd,re} \text{ [N]} \quad (3.16)$$

Mit:

α_c	Faktor der Komponente "Rückhängebewehrung auf Zug". Nach derzeitigem Stand der Forschung gilt: $\alpha_s = 12100$ [-];
$N_{Rd,s,re}$	Bemessungswert der Zugfestigkeit der Bügelbewehrung [N];
f_{ck}	charakteristische Betondruckfestigkeit nach EN 206 [13] [N/mm ²];
$d_{s,re}$	Neindungmesser der Bügelbewehrung [mm];
n_{re}	Gesamtanzahl der Schenkel der Rückhängebewehrung [-].
$A_{s,re}$	Fläche aller Schenkel der Rückhängebewehrung [mm ²];
$f_{yd,re}$	Bemessungswert der Streckgrenze des Bewehrungsstahls.

Wird der Bemessungswert der Streckgrenze des Bewehrungsstrahls $f_{yd,re}$ überschritten, nehmen die Verformungen ohne signifikante Traglaststeigerung bis zur Bruchdehnung $\epsilon_{su,re}$ zu. Für die Bemessung kann die Traglaststeigerung auf der sicheren Seite liegend vernachlässigt werden. Bewehrungsstahl weist im Allgemeinen eine Bruchdehnung von $\epsilon_{su,re} = 2,5$ % auf, so dass dies als maximal aufnehmbare Dehnung angenommen werden kann. Die Steifigkeiten können nach den Gleichungen (3.17) und (3.18) berechnet werden.

$$k_{s,re1} = \frac{\sqrt{n_{re} \cdot \alpha_s \cdot f_{ck} \cdot d_{s,re}^4}}{\sqrt{2 \cdot \delta}} \text{ for } \delta < \delta_{Rd,s,re} \text{ [N/mm]} \quad (3.17)$$

$$k_{s,re2} = 0 \text{ für } \epsilon_{su,re} \geq \delta \geq \delta_{Rd,s,re} \text{ [N/mm]} \quad (3.18)$$

3.1.5 Rückhängebewehrung auf Zug – Verbundversagen (Komponente RB)

Die Verformungen der Betonkomponente "Rückhängebewehrung auf Zug" müssen unter der Annahme bestimmt werden, dass die Versagensart des Verbundversagens der Bügelbewehrung eintritt. Diese Verformungen können mit der Gleichung (3.19) bestimmt werden.

$$\delta_{\text{Rd,b,re}} = \frac{2 \cdot N_{\text{Rd,b,re}}^2}{\alpha_s \cdot f_{\text{ck}} \cdot d_{\text{s,re}}^4 \cdot n_{\text{re}}^2} \quad [\text{mm}] \quad (3.19)$$

Mit:

α_s	Faktor der Komponente "Rückhängebewehrung auf Zug". Nach derzeitigem Stand der Forschung gilt: $\alpha_s = 12100$ [-];
$N_{\text{Rd,b,re}}$	Bemessungswert bei Verbundversagen der Rückhängebewehrung [N];
$d_{\text{s,re}}$	Nenndurchmesser der Bügelbewehrung [mm];
f_{ck}	charakteristische Betondruckfestigkeit nach EN 206 [13] [N/mm ²].

Aus dem Bemessungswert der Zusatzbewehrung nach CEN/TS 1992-4-2 [2] kann der Bemessungswiderstand $N_{\text{Rd,b,re}}$ bei Verbundversagen der Rückhängebewehrung mit der Gleichung (3.20) ermittelt werden.

$$N_{\text{Rd,b,re}} = \sum_{n_{\text{s,re}}} \left(\frac{l_1 \cdot \pi \cdot d_{\text{s,re}} \cdot f_{\text{bd}}}{\alpha} \right) \quad [\text{N}] \quad (3.20)$$

Mit:

n_{re}	Gesamtanzahl an Schenkel der Rückhängebewehrung [-];
l_1	Verankerungslänge der Zusatzbewehrung im angenommenen Betonausbruchkörper [mm];
f_{bd}	der Bemessungswert der Verbundfestigkeit nach EN 1992-1-1 [9], unter Berücksichtigung der Betondeckung der Zusatzbewehrung [N/mm ²];
α	$\alpha = 0,7 \cdot 0,7 = 0,49$ Einflussfaktor nach EN 1992-1-1 [9], der den Hakeneffekt und große Betondeckung berücksichtigt [-].

Die Steifigkeiten der Komponente "Rückhängebewehrung auf Zug – Verbundversagen" folgt nach den Gleichungen (3.21) und (3.22).

$$k_{\text{b,re1}} = \frac{\sqrt{n_{\text{re}} \cdot \alpha_s \cdot f_{\text{ck}} \cdot d_{\text{s,re}}^4}}{\sqrt{2} \cdot \delta} \quad \text{für } \delta < \delta_{\text{Rd,b,re}} \quad [\text{N/mm}] \quad (3.21)$$

$$k_{\text{b,re2}} = 0 \quad \text{für } \varepsilon_{\text{su,re}} \geq \delta \geq \delta_{\text{Rd,b,re}} \quad [\text{N/mm}] \quad (3.22)$$

3.1.6 Kopfbolzen auf Zug – Herausziehen (Komponente P)

Die Versagensart des Herausziehens des Kopfbolzens tritt ein, wenn die lokalen Pressungen am Kopf des Kopfbolzens größer als die lokalen Widerstände sind. Unter zunehmenden Spannungen am Kopf nehmen die Verformungen bis zur Versagenslast zu [26].

$$\delta_{\text{Rd,p,1}} = k_p \cdot \left(\frac{N_{\text{Rd,c}}}{A_h \cdot f_{\text{ck}} \cdot n} \right)^2 \quad [\text{mm}] \quad (3.23)$$

$$\delta_{\text{Rd,p,2}} = 2k_p \cdot \left(\frac{N_{\text{Rd,p}}}{A_h \cdot f_{\text{ck}} \cdot n} \right)^2 - \delta_{\text{Rd,p,1}} \quad [\text{mm}] \quad (3.24)$$

$$A_h = \frac{\pi}{4} \cdot (d_h^2 - d_{\text{s,nom}}^2) \quad (3.25)$$

$$k_p = \alpha_p \cdot \frac{k_a \cdot k_A}{k_2} \quad [-] \quad (3.26)$$

$$k_a = \sqrt{5/a} \geq 1 \quad (3.27)$$

$$a = 0,5 \cdot (d_h - d_s)$$

$$k_A = 0,5 \cdot \sqrt{d^2 + m \cdot (d_h^2 - d_s^2)} - 0,5 \cdot d_h \quad (3.28)$$

$$N_{Rd,p} = n \cdot p_{uk} \cdot A_h / \gamma_{Mc} \quad [N] \quad (3.29)$$

$$N_{Rd,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \psi_{A,N} \cdot \psi_{s,N} \cdot \frac{\psi_{re,N}}{\gamma_{Mc}} \quad [N] \quad (3.30)$$

$$N_{Rd,s,re} = A_{s,re} \cdot f_{yd,re} = n_{re} \cdot \pi \cdot \left(\frac{d_{s,re}^2}{4}\right) \cdot f_{yd,re} \quad (3.31)$$

$$N_{Rd,b,re} = \sum_{n_{s,re}} \frac{l_1 \cdot \pi \cdot d_{s,re} \cdot f_{bd}}{\alpha} \quad (3.32)$$

Mit:

A_h	Aufstandsfläche des Kopfbolzens [mm ²];
a	Faktor, der die Aufstandsfläche des Kopfbolzens berücksichtigt [mm];
d_h	Kopfdurchmesser des Kopfbolzens [mm];
d_s	Schaftdurchmesser des Kopfbolzens [mm];
k_a	von der Schulterbreite abhängiger Formbeiwert [-];
k_A	querschnittsabhängiger Formbeiwert [-];
k_2	Faktor für Kopfbolzen (600 für ungerissenen Beton, 300 für gerissenen Beton);
m	Verhältniswert von Spannungen ($m = 9$ für Kopfbolzen) [-];
n	Anzahl der Kopfbolzen [-];
$N_{Rd,p}$	Bemessungswert des Widerstandes unter Zuglast bei Herausziehen [N];
$N_{Rd,c}$	Bemessungswert des Widerstandes unter Zuglast bei Betonausbruch [N];
$N_{Rd,s,re}$	Bemessungswert des Widerstandes unter Zuglast der zusätzlichen Bewehrung [N];
$N_{Rd,b,re}$	Bemessungswert bei Verbundversagen der Rückhängebewehrung [N];
p_{uk}	Kopfpresung des Kopfbolzens, kann zu $p_{uk} = 12 \cdot f_{ck}$ angenommen werden [N/mm ²];
α_p	Faktor für die Pressung am Kopf des Kopfbolzens (nach derzeitigem Stand der Forschung: $\alpha_p = 0,25$) [-].

Die Steifigkeit bestimmt sich in Abhängigkeit der Verschiebung nach den Gleichungen (3.33) und (3.35).

$$k_{p,1} = \sqrt{\frac{(A_h \cdot f_{ck} \cdot n)^2}{\delta_{act} \cdot k_p}} \quad [N/mm] \quad (3.33)$$

$$k_{p,2} = \sqrt{\frac{(A_h \cdot f_{ck} \cdot n)^2 \cdot (\delta + \delta_{Rd,p1})}{2 \cdot \delta_{act}^2 \cdot k_p}} \quad [N/mm] \quad (3.34)$$

$$k_{p,3} = N_{Rd,p} / \delta + k_{p,pp} [1 - \delta_{Rd,p,2} / \delta] \quad [N/mm] \quad (3.35)$$

Die Steifigkeit $k_{p,de}$ hängt vom jeweiligen Versagensmechanismus ab. Versagt die Komponente dadurch, dass die Rückhängebewehrung zu fließen beginnt ($N_{Rd,s,re} < N_{Rd,b,re}$ und $N_{Rd,s,re} < N_{Rd,p}$), kann die Steifigkeit zu $k_{p,de} = -10^4$ N/mm² angenommen werden (mit negativem Vorzeichen auf Grund des abfallenden Astes). In allen anderen möglichen Versagensfällen sollte $k_{p,de}$ zu Null angenommen werden, da in diesen Fällen ein sprödes Versagen eintritt. Die Steifigkeit im Versagensfall des Herausziehens ergibt sich aus den Minimalwerten der Gleichung (3.36).

$$k_{p,de} = \min(k_{p,1}; k_{p,2}; k_{p,3}) \quad [N/mm] \quad (3.36)$$

3.1.7 Kopfbolzen auf Schub (Komponente V)

Das Last-Verschiebungsverhalten der Komponente "Kopfbolzen auf Schub" hängt hauptsächlich von der Beanspruchung an der Oberfläche des Betonbauteils ab. Die Verformungen unter Schubbelastung streuen auf Grund von Betonabplatzungen an der Oberfläche in einem Bereich von 40 % bis 50 %. Halb-empirische Berechnungen machen deutlich, dass die Verformungen auf Versagensniveau sehr stark von der aufgetragenen Last, dem Durchmesser der Kopfbolzen, und der Verankerungstiefe des Befestigungsmittels abhängen. In einer groben Abschätzung können die Verschiebungen unter Schubbelastung für einen bestimmten Lastfall mit der Gleichung (3.37) bestimmt werden [30].

$$\delta_{Rd,v} = k_v \cdot \frac{\sqrt{V_{Rd}}}{d} \cdot h_{ef}^{0,5} \text{ [mm]} \quad (3.37)$$

Mit:

k_v empirisch bestimmter Faktor, der vom Typ der Verankerung abhängig ist ($k_v = 2$ bis 4) für Kopfbolzen [-];

V_{Rd} Bemessungswert des Widerstandes unter Querlast, der für die unterschiedlichen Versagensfälle ($V_{Rd,s}$; $V_{Rd,cp}$; $V_{Rd,c}$; $V_{Rd,p}$) nach der jeweiligen Technischen Produktzulassung, der CEN/TS 1992-4 [1] oder [3].

Bemerkung: Die Verformungen bei der tatsächlichen Versagenslast sind bis zu dreimal größer als diejenigen auf dem Niveau der Bemessungslast. Dies gilt unter der Annahme, dass der Beton an der Oberfläche auf Bemessungsniveau nicht vollständig zerstört ist.

3.2 Kombination der Einzelkomponenten der Kopfbolzen

3.2.1 Überblick

Um die Gesamtsteifigkeit von Anschlüssen mit Kopfbolzen mit oder ohne Rückhängebewehrung bestimmen zu können, müssen die Steifigkeiten der einzelnen Komponenten miteinander verbunden werden. Die Kombination ist abhängig davon, ob die Komponenten nebeneinander, parallel (gleiche Verformungen) oder hintereinander, seriell (gleiche Last) angeordnet sind. Es ergeben sich folgende drei Kombinationen, die in Abbildung 3.2 dargestellt sind [30].

- Kombination C1: Betonversagen mit oder ohne Rückhängebewehrung $k_{s,re} = 0$ und $k_{b,re} = 0$;
- Kombination C2: Verformungen durch Dehnungen im Kopfbolzen und Kopfpressung (Herausziehen);
- Kombination C3: Ganzes Verankerungsdetail mit Rückhängebewehrung.

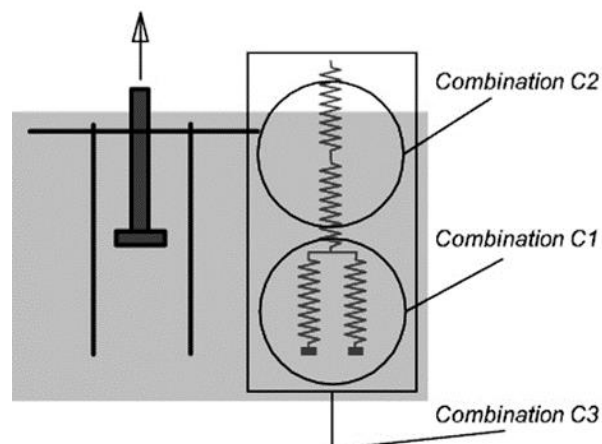


Abbildung 3.2: Kombination der Einzelkomponenten für Verankerungen mit Rückhängebewehrung

3.2.2 Kombination der Komponenten Betonversagen und Rückhängebewehrung auf Zug C1

Kombination C1 = CC + RS/RB ist ein rheologisches Modell mit parallelen Federn. Die Verschiebungen δ in beiden Federn sind gleich und die Gesamtlast errechnet sich, indem die Lasten in den Einzelfedern addiert werden. Daraus folgen drei charakteristische Bereiche. Der erste Bereich endet mit der Traglast $N_{Rd,c}$ der Betonkomponente bei der sich der Ausbruchkegel voll ausgebildet hat und der zweite Bereich endet mit dem Versagen der Rückhängebewehrung ($N_{Rd,s,re}$ und $N_{Rd,b,re}$). Aus Gleichung (3.38) folgt Gleichung (3.39).

$$k_{C1.1} = k_{c1} + k_{s,re} = \infty \text{ für } N_{act} \leq N_{Rd,c} \text{ [N/mm]} \quad (3.38)$$

$$k_{s,re} = \frac{\sqrt{n_{re} \cdot \alpha_s \cdot f_{ck} \cdot d_{s,re}^4}}{\sqrt{2} \cdot \delta} \text{ für } N_{act} \leq N_{Rd,c} \text{ [N/mm]} \quad (3.39)$$

Im zweiten Bereich wird die Last auf die Bügelbewehrung übertragen und die Steifigkeit ist geringer. Die Steifigkeit kann, wenn die vorhandene Beanspruchung N_{act} größer als die Betonausbruchlast $N_{Rd,c}$ ist, mit den Gleichungen (3.40) und (3.41) berechnet werden.

$$k_{C1.2} = k_{c2} + k_{s,re} \text{ für } N_{act} > N_{Rd,c} \text{ [N/mm]} \quad (3.40)$$

$$k_{C1.2} = \frac{N_{Rd,c}}{\delta} + k_{c,de} - k_{c,de} \cdot \frac{\delta_{Rd,c1}}{\delta} + \frac{\sqrt{n_{re} \cdot \alpha_s \cdot f_{ck} \cdot d_{s,re}^4}}{\sqrt{2} \cdot \delta} \quad (3.41)$$

für $N_{act} < (N_{Rd,s,re} \text{ oder } N_{Rd,b,re}) \text{ [N/mm]}$

Wenn die vorhandene Last die Tragfähigkeit der Rückhängebewehrung ($N_{Rd,s,re}$ oder $N_{Rd,b,re}$) überschreitet, kann die Steifigkeit dieser Komponente vernachlässigt werden. Es gilt Gleichung (3.42).

$$k_{C1.3} = k_c + k_{s,re} = 0 \text{ für } N_{act} \geq (N_{Rd,s,re} \text{ und } N_{Rd,b,re}) \text{ [N/mm]} \quad (3.42)$$

3.2.3 Kombination der Komponenten Stahlversagen und Herausziehen des Kopfbolzens C2

Werden die Komponenten des Stahlversagens und des Herausziehens des Kopfbolzens miteinander kombiniert (C2= S+ P) kann die Traglast dadurch berechnet werden, indem die Verschiebungen beider Komponenten addiert werden. Dies folgt aus der seriellen Schaltung der beiden Federkomponenten nach Gleichung (3.43).

$$k_{C2} = \left(\frac{1}{k_s} + \frac{1}{k_p} \right)^{-1} \quad (3.43)$$

$$k_{C2} = \left(\frac{L_h}{A_{s,nom} \cdot E_s} + \frac{1}{k_p} \right)^{-1} = \left(\frac{L_h}{A_{s,nom} \cdot E_s} + \frac{1}{\min(k_{p1}; k_{p2}; k_{p3})} \right)^{-1} \text{ [N/mm]}$$

Mit:

k_p Minimale Steifigkeit im Falle des Herausziehens des Kopfbolzens (Minimum aus k_{p1} , k_{p2} und k_{p3}).

3.2.4 Kombination aller Komponenten C3

Zur Berechnung der Kraft-Verformungskurve eines Kopfbolzens mit zusätzlicher Rückhängebewehrung müssen folgende Komponenten miteinander kombiniert werden:

- "Beton und Bügelbewehrung auf Zug" (Kombination aus CC und RB/RS) als Kombination C1;
- "Schaft des Kopfbolzens auf Zug" (Komponente S) und "Herausziehen des Kopfbolzens" (Komponente P) als Kombination C2.

Die Kombinationen C1 und C2 werden zusammengeführt (C3 = CC+ RS/RB + P +S), indem die Summe über die Verschiebungen gebildet wird. Dies folgt aus der seriellen Anordnung der Federn beider Komponenten. In anderen Worten bedeutet dies, dass die einzelnen Komponenten mit der gleichen Last belastet werden,

allerdings die Verformungen der jeweiligen Federn unterschiedlich sind. In Gleichung (3.44) ist die Steifigkeit der gesamten Verankerung auf Zug beschrieben.

$$1/k_{C3} = 1/k_{C1} + 1/k_{C2} \text{ [N/mm]} \quad (3.44)$$

Mit:

- k_{C1} Steifigkeit in Abhängigkeit der Verschiebungen im Fall von Betonversagen mit zusätzlicher Rückhängebewehrung (siehe Kombination C1). Wenn keine zusätzliche Bewehrung verwendet wird entspricht k_{C1} der Steifigkeit bei reinem Betonversagen k_C [N/mm];
- k_{C2} Steifigkeit aus der Komponente "Herausziehen des Kopfbolzens" und der „Verlängerung des Kopfbolzenschaftes“ (siehe Kombination C2) [N/mm].

3.2.5 Bestimmung der Bemessungslast $N_{Rd,C3}$

Zwei unterschiedliche Versagensarten spielen bei der für die Bestimmung der Bemessungslast $N_{Rd,C3}$ eine Rolle. Diese sind:

- Betondruckstrebenbruch $N_{Rd,cs}$
- Versagen der Rückhängebewehrung $N_{Rd,re}$

Die Bemessungslast für den Betondruckstrebenbruch errechnet sich aus der Bemessungslast bei Betonversagen und einem Lasterhöhungsfaktor. Dieser Lasterhöhungsfaktor berücksichtigt das Abstützen der Betondruckstreben auf die Rückhängebewehrung.

$$N_{Rd,cs} = \psi_{supp} \cdot N_{Rd,c} \text{ [N]} \quad (3.45)$$

$$\psi_{supp} = 2,5 - \frac{x}{h_{ef}} \geq 1 \text{ [-]} \quad (3.46)$$

Mit:

- $N_{Rd,c}$ Bemessungslast im Fall von Betonversagen (siehe Gleichung (3.7)) [N],
- ψ_{supp} Faktor, der die Abstützung auf die Rückhängebewehrung und deren Anordnung berücksichtigt [-];
- x Abstand zwischen dem Kopfbolzen und dem Riss auf der Betonoberfläche unter einem Rissausbreitungswinkel von 35° ab der zusätzlichen Rückhängebewehrung [mm].

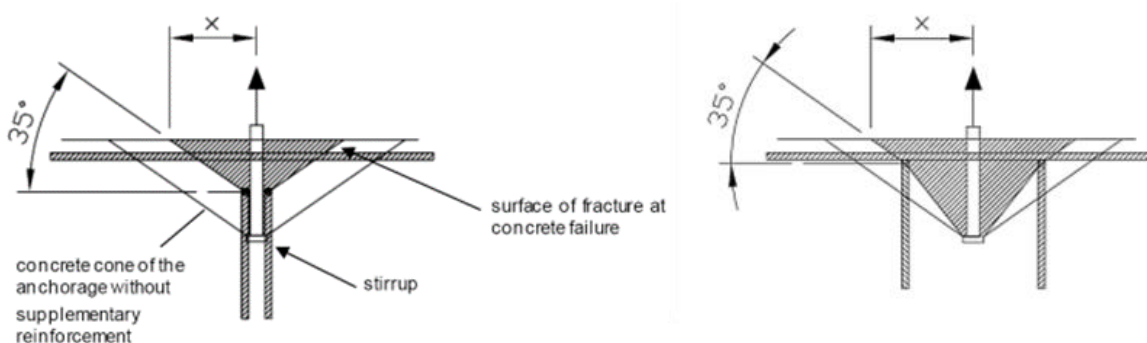


Abbildung 3.3: Abstand zwischen dem Kopfbolzen und dem Riss auf der Betonoberfläche

Wenn die Versagenslast des Betonausbruchkegels erreicht ist, wird die Last auf die Bügelbewehrung übertragen. Die vorhandene Bewehrungsfläche der Bügel beeinflusst die Versagensart. Zwei unterschiedliche Versagensarten sind in diesem Fall möglich:

- Fließen der Rückhängebewehrung $N_{Rd,s,re}$ (siehe Gleichung (3.16))
- Verankerungsversagen der Rückhängebewehrung $N_{Rd,b,re}$ (siehe Gleichung (3.20))

Die Versagenslast kann mit der Gleichung (3.47) berechnet werden.

$$N_{Rd, re} = \min(N_{Rd, s, re}; N_{Rd, b, re}) + N_{Rd, c} + \delta_f \cdot k_{c, de} [N] \quad (3.47)$$

Mit:

$N_{Rd, c}$	Bemessungslast im Fall von Betonversagen (siehe Gleichung (3.7)) [N],
$N_{Rd, s, re}$	Bemessungslast bei Stahlversagen der Rückhängebewehrung (siehe Gleichung (3.16)) [N],
$N_{Rd, b, re}$	Bemessungslast bei Verbundversagen der Rückhängebewehrung (siehe Gleichung (3.20)) [N],
$k_{c, de}$	Steifigkeit des abfallenden Astes bei Betonversagen (siehe Gleichung (3.12));
δ_f	Verschiebung bei Stahl- oder Verbundversagen der Rückhängebewehrung [mm].

3.2.6 Kombination der Zug- und Schubkomponenten

Verformungen, die aus Zug- und Schubkräften resultieren, können durch Addition der jeweiligen Vektor-
komponenten errechnet werden.

3.3 Vereinfachte Berechnung der Steifigkeiten mit Hilfe der technischen Zulassungen

3.3.1 Kopfbolzen auf Zug ohne zusätzliche Rückhängebewehrung

Vereinfachend können Verformungen und Steifigkeiten von Kopfbolzen oder anderen Befestigungsmitteln mit Hilfe von technischen Produktzulassungen bestimmt werden. Die Verlängerung δ_{Rd} können durch die Bemessungslast N_{Rd} abgeschätzt werden, indem die Werte aus der Zulassung verwendet werden. Die Verformungen ergeben sich mit Gleichung (3.48).

$$\delta_{Rd, N} = \frac{\delta_{N, ETA}}{N_{ETA}} \cdot N_{Rd} \quad (3.48)$$

Mit:

$\delta_{N, ETA}$	Verformungen, die in der Produktzulassung für ein bestimmtes Lastniveau gegeben sind [mm];
N_{ETA}	Schubtragfähigkeit, deren zugehörige Verformung der entsprechenden Produktzulassung entnommen werden kann [N];
N_{Rd}	Tragfähigkeit der Zugkomponente [N].

Die Steifigkeit des Befestigungsmittels kann mit Gleichung (3.49) errechnet werden.

$$k_{Rd, N} = \frac{\delta_{N, ETA}}{N_{ETA}} \quad (3.49)$$

3.3.2 Kopfbolzen auf Schub

Die Verformungen $\delta_{Rd, v}$ der Kopfbolzen bei einer Schubbelastung V_{Rd} werden über eine Linearinterpolation abgeschätzt. Die Verformungen können mit Gleichung (3.50) abgeschätzt werden, indem die Schubverformungen $\delta_{v, ETA}$ bei Beanspruchungen ohne Randeinfluss für Lang- und Kurzzeitbelastungen verwendet werden. Die Steifigkeiten ergeben sich nach Gleichung (3.51).

$$\delta_{Rd, v} = \frac{\delta_{v, ETA}}{V_{ETA}} \cdot V_{Rd} \quad (3.50)$$

$$k_{Rd, v} = \frac{\delta_{v, ETA}}{V_{ETA}} \quad (3.51)$$

Mit:

$\delta_{v, ETA}$	Verformungen, die in der Produktzulassung für ein bestimmtes Lastniveau gegeben sind [mm];
N_{ETA}	Schubtragfähigkeit, deren zugehörige Verformung der entsprechenden Produktzulassung entnommen werden kann [N];

V_{Rd} Tragfähigkeit der Schubkomponente [N].

3.3.3 Betonausbruch auf Zug

Die charakteristische Last für Betonversagen auf Zug eines einzelnen Kopfbolzens mit großem Randabstand ist in Gleichung (3.52) gegeben.

$$N_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot h_{ef}^{1.5} \cdot f_{ck}^{0.5} \quad (3.52)$$

Mit:

k_1 Faktor für Betonversagen (8,9 für gerissenen Beton und 12,7 für ungerissenen Beton bei Kopfbolzen [-]);

h_{ef} Verankerungstiefe des Befestigungsmittels [mm];

f_{ck} charakteristische Betondruckfestigkeit nach EN 206 [13] [N/mm²].

Die Bemessungslast $N_{Rd,c}^0$ für Betonversagen eines einzelnen Kopfbolzens ergibt sich dadurch, dass der Teilsicherheitsbeiwert γ_{Mc} für Beton auf die charakteristische Traglast angewendet wird. Für Betonversagen wird $\gamma_{Mc} = 1,5$ empfohlen.

$$N_{Rd,c}^0 = \frac{N_{Rk,c}^0}{\gamma_{Mc}} \quad (3.53)$$

Für eine Befestigungsmittelgruppe ist der Bemessungswert des Widerstandes unter Zuglast bei Betonausbruch nach Gleichung (3.54) gegeben, der mit Gleichung (3.7) identisch ist.

$$N_{Rd,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \psi_{A,N} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} / \gamma_{Mc} \quad [N] \quad (3.54)$$

Mit:

$N_{Rk,c}^0$ charakteristischer Widerstand eines einzelnen Befestigungsmittels.

Die Beiwerte aus der Gleichung (3.54) bestimmen sich wie folgt:

$$\psi_{A,N} = \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \quad [-] \quad (3.55)$$

$$\psi_{s,N} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c}{c_{cr,N}} \leq 1 \quad [-] \quad (3.56)$$

$$\psi_{re,N} = 0,5 + \frac{h_{ef}}{200} \leq 1 \quad [-] \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{für } s < 150 \text{ mm (für alle Durchmesser)} \\ \text{für } s \geq 150 \text{ mm (for any diameter)} \\ \text{für } s < 100 \text{ mm (for } ds \leq 10 \text{ mm)} \end{array} \right. \quad (3.57)$$

Mit:

$\psi_{A,N}$ Faktor, der den geometrischen Einfluss der Abstände auf die Betonausbruchlast beschreibt;
 $A_{c,N}$ vorhandene projizierte Fläche des Ausbruchkörpers der Verankerung auf der Betonoberfläche. Sie wird begrenzt durch die Überschneidung der einzelnen Ausbruchkörper benachbarter Befestigungen ($s < s_{cr,N}$) sowie den Bauteilrändern ($c < c_{cr,N}$) [mm²];

$A_{c,N}^0$ projizierte Fläche einer Einzelverankerung mit großem Achs- und Randabstand auf der Betonoberfläche. Dabei wird der Ausbruchkörper als Pyramide mit einer Höhe h_{ef} und mit einer Länge der Basisseiten $s_{cr,N} = 3 \cdot h_{ef}$ idealisiert;

$\psi_{s,N}$ Faktor, der die Störung des Spannungszustandes im Beton durch die Bauteilränder berücksichtigt;

$\psi_{re,N}$ Schalenabplatzfaktor, der den Einfluss einer dichten Bewehrung für Verankerungstiefen $h_{ef} < 100$ mm berücksichtigt.

3.4 Berechnung der aufnehmbaren Lasten

3.4.1 Herausziehen des Kopfbolzens

Die Bemessungslast für das Herausziehen des Kopfbolzens folgt aus Gleichung (3.58).

$$N_{Rd,p} = p_{uk} \cdot A_h / \gamma_{Mc} \quad (3.58)$$

Mit:

A_h	Aufstandsfläche des Kopfbolzens [mm ²];
p_{uk}	maximal mögliche charakteristische Pressung unterhalb des Kopfes des Kopfbolzens kann für Kopfbolzen zu $p_{uk} = 12 \cdot f_{ck}$ angenommen werden [N/mm ²];
d_h	Kopfdurchmesser des Kopfbolzens [mm];
$d_{s,nom}$	Schaftdurchmesser des Kopfbolzens [mm];
γ_{Mc}	Teilsicherheitsbeiwert bei Betonversagen $\gamma_{Mc} = 1,5$.

3.4.2 Interaktion der Komponenten – Beton und Rückhängebewehrung

Wird für Kopfbolzen eine Rückhängebewehrung nach dem INFASO Modell verwendet, wird die Bügelbewehrung nicht belastet bis sich der Betonausbruchkegel voll ausgebildet hat ($N_{act,c} \leq N_{Rd,c}$). Wenn Betonversagen eintritt, kann die Last auf die Bewehrung umgelagert werden. Der Traglastanteil des Betons nimmt bei zunehmenden Verformungen ab (siehe Abbildung 3.1). Der Anteil des Betons $N_{act,c}$ am Lastabtrag kann in Abhängigkeit der Verformungen δ mit der Gleichung (3.59) ermittelt werden.

$$N_{act,c} = N_{Rd,c} + k_{c,de} \cdot \delta \quad (3.59)$$

In Gleichung (3.59) entspricht $k_{c,de}$ der Steigung des abfallenden Astes in Abbildung 3.1, die nach Gleichung (3.12) bestimmt werden kann. Gleichzeitig nimmt die Rückhängebewehrung Kräfte auf, die in Abhängigkeit einer gegebenen Verformung δ errechnet werden können (siehe Gleichung (3.60)).

$$N_{act,re} = n_{re} \cdot d_{s,re} \cdot \sqrt{\frac{\alpha_s \cdot f_{ck} \cdot \delta}{2}} \quad (3.60)$$

Mit:

α_s	Faktor der Komponente "Rückhängebewehrung auf Zug". Nach derzeitigem Stand der Forschung gilt: $\alpha_s = 12100$ [-];
$d_{s,re}$	Nenndurchmesser der Bügelbewehrung [mm];
f_{ck}	charakteristische Betondruckfestigkeit nach EN 206 [13] [N/mm ²];
n_{re}	Gesamtanzahl an Schenkel der Rückhängebewehrung [-].

Die Gesamttraglast N_{act} , die von den Komponenten "Betonausbruch auf Zug" und den Bewehrungsbügeln kann in Abhängigkeit der Verformungen als die Summe beider Kombinationen mit der Gleichung (3.61) bestimmt werden.

$$N_{act} = N_{act,c} + N_{act,re} = N_{Rd,c} + k_{c,de} \cdot \delta + \min\left(n_{re} \cdot d_{s,re}^2 \sqrt{\frac{\alpha_s \cdot f_{ck} \cdot \delta}{2}}; N_{Rd,s,re}; N_{Rd,b,re}\right) \quad (3.61)$$

Die Verformungen bei der Maximallast können errechnet werden, indem die rechte Seite der Gleichung (3.61) differenziert Null gleichgesetzt wird. Wird diese maximale Verschiebung wieder in Gleichung (3.61) eingesetzt und gelöst, ergibt sich die maximale Bemessungslast mit Gleichung (3.62).

$$N_{u,c+s} = N_{Rd,c} + \frac{3}{8} \cdot \frac{n_{re}^2 \cdot d_{s,re}^4 \cdot \alpha_s \cdot f_{ck}}{k_{c,de}} \quad (3.62)$$

Mit:

$k_{c,de}$ Steifigkeit des Abfallenden Astes bei Betonversagen nach Gleichung (3.12) [-];

Wenn in einem seltenen Fall alle Kopfbolzen einer Verankerungsgruppe auf Zug belastet werden, sind die Lasten auf die Bügelbewehrung nicht gleichmäßig verteilt. Dann ist es schwierig eine dezidierte Verteilung der Kräfte sicherzustellen. Aus diesem und aus Gründen der Gebrauchstauglichkeit wird in einem solchen Fall empfohlen, den zusätzlichen Lastabtrag durch die Rückhängebewehrung in der Berechnung nicht zu berücksichtigen.

3.4.3 Bestimmung der Versagenslast

Die Versagenslast N_u bestimmt sich aus der minimalen Versagenslast der jeweiligen Versagensarten.

3.5 Tragfähigkeiten der Reibungsanteile

Der Gleitwiderstand einer Fußplatte ist in EN 1993-1-8, 6.2.2. [11] beschrieben. Die Tragfähigkeiten der Reibung und die Abschertragfähigkeit der Ankerschrauben können aufsummiert werden, wenn die Lochspiele der Bohrungen an der Fußplatte nicht zu groß sind. Zwischen der Fußplatte und der Mörtelschicht kann der Gleitwiderstand $F_{f,Rd}$ mit Gleichung (3.63) bestimmt werden.

$$F_{f,Rd} = C_{f,d} \cdot N_{c,Ed} \quad (3.63)$$

Mit:

$C_{f,d}$ Reibbeiwert zwischen Fußplatte und Mörtelschicht (Sand-Zement-Mörtel $C_{f,d} = 0,2$) [-];

$N_{c,Ed}$ Bemessungswert der einwirkenden Druckkraft in der Stütze [N];

Nach EN 1993-1-8, 6.2.2. [11] kann der Gleitwiderstand nur bei Druckkräften angewendet werden, die aus Axiallasten resultieren. In diesem Handbuch werden auch die Gleitwiderstände berücksichtigt, die sich aus Biegebeanspruchungen ergeben.

3.6 Tragfähigkeiten der Betonkomponenten unter Druckbeanspruchung

3.6.1 Komponente Beton unter Druckbeanspruchung

Die Komponente "Beton unter Druckbeanspruchung" und "Fußplatte auf Biegung" bilden das Tragverhalten der Druckzone des Stützenfußes ab. Die Tragfähigkeit dieser Komponenten hängt zu einem großen Anteil von der Beanspruchbarkeit des Betons ab [41]. Die Komponente "Beton unter Druckbeanspruchung" ist im Vergleich mit den Komponenten im Bereich der Verankerung auf Zug steifer. Die Steifigkeit eines Stützenfußes wird aus diesem Grund maßgeblich über die Verformung der Verankerungsmittel bestimmt. Die Verformungen des Betons haben einen größeren Einfluss, wenn hauptsächlich hohe axiale Drucklasten vorgefunden werden können. Sie sind aber im Vergleich mit den Stahlkomponenten sehr klein. Die Tragfähigkeit des Betons kann unter zwei Gesichtspunkten untersucht werden:

- Die Fußplatte wird als starr angenommen.
- Die Fußplatte wird als nachgiebig angenommen.

In diesem Dokument werden nachgiebige Fußplatten behandelt. Daraus folgt, dass die Spannungen im Falle einer axialen Drucklast nicht gleichmäßig verteilt sind. Diese konzentrieren sich im Bereich der Grundfläche des Stützenprofils [19]. Die Mörtelschicht zwischen der Fußplatte und dem Betonfundament hat einen Einfluss auf die Tragfähigkeit und die Steifigkeit dieser Komponente. Daher wird die Mörtelschicht bei den Berechnungen dieser Komponente mit berücksichtigt [45]. Weitere Faktoren, die auch die Tragfähigkeit beeinflussen, sind die Betondruckfestigkeit, die Pressungsfläche und Stärke der Fußplatte, die Anordnung der Fußplatte auf dem Fundament, die Größe und der Bewehrungsgrad des Fundaments.

Ein mögliches Bemessungsmodell für die Tragfähigkeit der Komponenten “Beton unter Druckbeanspruchung“ und “Fußplatte auf Biegung“ ist in [51] beschrieben. Die Komponente kann durch eine Normalkraft $F_{Rd,u}$ belastet werden (siehe Abbildung 3.4)

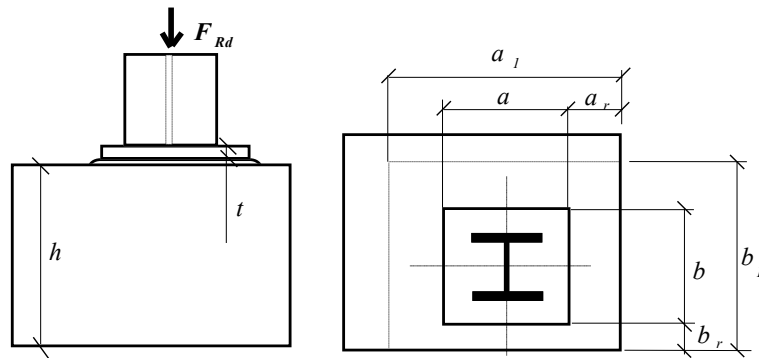


Abbildung 3.4: Tragfähigkeit der Komponenten “Beton unter Druckbeanspr.“ und “Fußplatte auf Biegung“

Die Tragfähigkeit der Komponente $F_{Rd,u}$ kann nach Gleichung (3.64) bestimmt werden. Es wird von einer konstanten Verteilung der Lagerpressung auf der effektiven Fläche ausgegangen

$$F_{Rd,u} = A_{c0} \cdot f_{jd} [N] \quad (3.64)$$

Der Bemessungswert der Beton- und Mörtelfestigkeit f_{jd} im Anschluss unter konzentrierter Lagerpressung wird nach Gleichung (3.66) bestimmt. Die Tragfähigkeit der Betonkomponente unter der Berücksichtigung der Teilflächenbelastung folgt nach EN 1992-1-1 6.77[9] mit der Gleichung (3.65)).

$$F_{Rd,u} = A_{c0} \cdot f_{jd} \cdot \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} \leq 3 \cdot A_{c0} \cdot f_{cd} [N] \quad (3.65)$$

Mit:

- A_{c0} die Belastungsfläche, kann konservativ als die Grundfläche der Ankerplatte angenommen werden [mm²];
- A_{c1} die maximale rechnerische Verteilungsfläche mit geometrischer Ähnlichkeit zu A_{c0} (siehe Abbildung 3.5 rechts). Für die Lastausbreitung gelten die geometrischen Bedingungen $h \geq b_1 - b_0$ und $h \geq a_1 - a_0$ sowie $3 \cdot b_0 \geq b_1$ und $3 \cdot a_0 \geq a_1$ [mm²].

In allen anderen Fällen muss der Nachweis der Mörtelschicht separat geführt werden. In diesem Fall kann von einem Lastausbreitungswinkel von 45° ausgegangen werden (siehe Abbildung 3.5 links) [51].

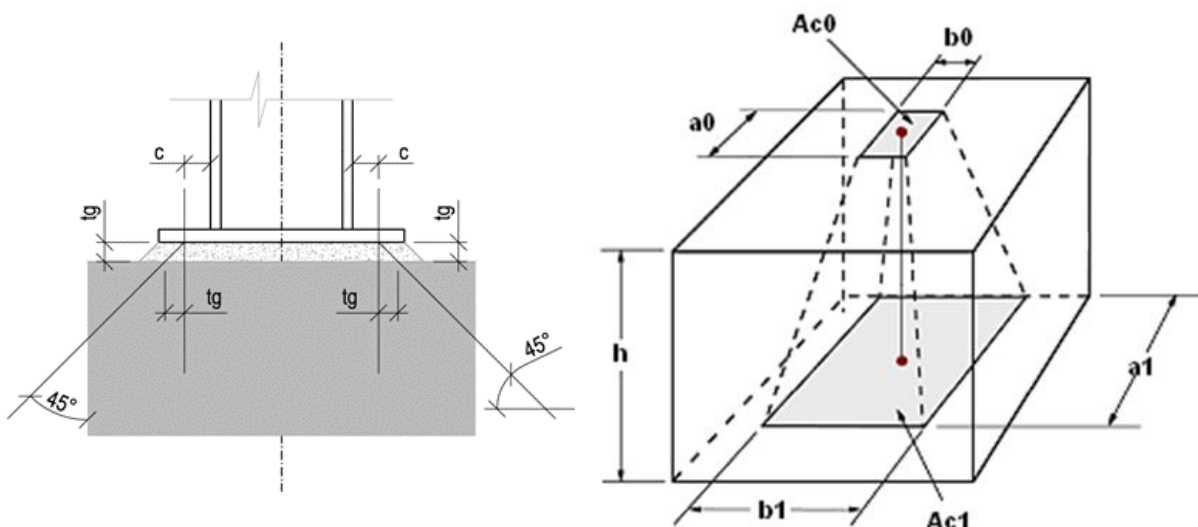


Abbildung 3.5: Lastausbreitungswinkel in der Mörtelschicht nach [51] (links) und Ermittlung der Flächen für Teilflächenbelastung [9] (rechts)

Die geometrischen Randbedingungen für die Verteilungsfläche A_{c1} können in Gleichung (3.65) eingesetzt werden (siehe Gleichung (3.66))

$$f_{jd} = \frac{\beta_j \cdot F_{Rd,u}}{b_{eff} \cdot l_{eff}} = \frac{\beta_j \cdot A_{c0} \cdot f_{cd} \cdot \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}}}{A_{c0}} = \beta_j \cdot f_{cd} \cdot k_j \leq \frac{3 \cdot A_{c0} \cdot f_{cd}}{A_{c0}} = 3,0 \cdot f_{cd} \quad (3.66)$$

Mit:

β_j der Anschlussbeiwert. Dieser kann zu $\beta_j = 2/3$ angesetzt werden, wenn die charakteristische Festigkeit des Mörtels nicht kleiner als das 0,2fache der charakteristischen Festigkeit des Fundamentbetons ist und die Dicke der Mörtelschicht nicht größer als das 0,2fache der kleinsten Abmessung der Stahlfußplatte ist. Wenn die Dicke des Mörtels größer als 50 mm ist, sollte die charakteristische Festigkeit des Mörtels mindestens so hoch sein wie die des Fundamentbetons [-];

$F_{Rd,u}$ die Tragfähigkeit unter konzentrierten Lasten nach EN 1992-1-1 6.7 [9], wobei $A_{c0} = b_{eff} \cdot l_{eff}$ angesetzt wird. [N].

3.6.2 Komponente Stützenfußplatte auf Biegung

Obwohl es sich bei der Komponente der Stützenfußplatte auf Biegung um eine Stahlkomponente handelt, wird die Komponente an dieser Stelle behandelt. Bei der Dimensionierung der Fußplatte spielt die Betonpressung eine entscheidende Rolle und hat somit einen Einfluss auf die Dicke der Fußplatte. Für den Fall von elastischen Verformungen der Fußplatte kann eine gleichförmige Spannungsverteilung des Betonblocks unter der Fußplatte vorausgesetzt werden. Die Ausbreitungsbreite c folgt aus dem Kräftegleichgewicht und das Maximum der wirksamen Ausbreitungsbreite c kann mit Gleichung (3.67) bestimmt werden.

$$c = t \cdot \sqrt{\frac{f_y}{3 \cdot f_{jd} \cdot \gamma_{M0}}} \quad (3.67)$$

Mit:

t die Dicke des T-Stummelflansches [mm];

f_y die Streckgrenze des T-Stummelflansches [N/mm²]

f_{jd} Beton- oder Mörtelfestigkeit unter Lagerpressung [N/mm²].

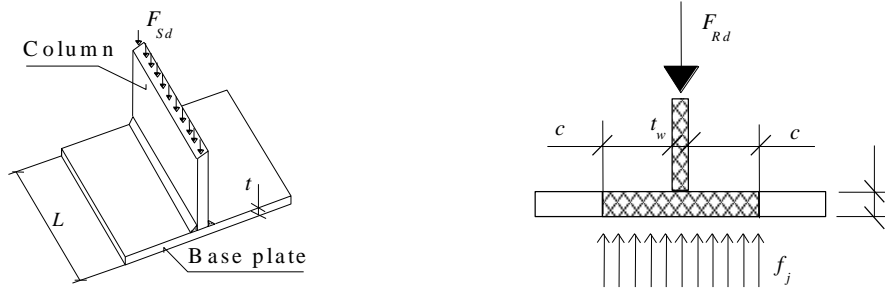


Abbildung 3.6: T-Stummel der Fußplatte als Kragarm nach [51]

Die Gleichung (3.67) leitet sich aus der Gleichgewichtsbedingung zwischen elastischer Tragfähigkeit (siehe Gleichung (3.68)) der Fußplatte und der Momentenbelastung des T-Stummel Flansches (siehe Gleichung (3.69)) her [15] (siehe Abbildung 3.6).

$$M' = \frac{1}{6} \cdot t^2 \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \tag{3.68}$$

$$M' = \frac{1}{2} \cdot f_j \cdot c^2 \tag{3.69}$$

Mit:

M' Moment pro Einheitslänge [Nmm/mm];

Die nachgiebige Fußplatte mit der Pressungsfläche A_p kann durch eine fiktive starre Platte mit einer äquivalenten Fläche A_{eq} ersetzt werden (siehe Abbildung 3.7). Die Tragfähigkeit dieser Komponente unter der Annahme einer gleichmäßigen Verteilung der Spannungen unter der wirksamen Fläche ergibt sich aus Gleichung (3.70). Der Nachweis der Komponente folgt nach Gleichung (3.71).

$$F_{Rd,u} = A_{eq} \cdot f_{jd} \tag{3.70}$$

$$F_{Ed} \leq F_{Rd,u} \tag{3.71}$$

Der Einfluss der Betonverdichtung unter der Fußplatte kann für die Bemessung in der Praxis vernachlässigt werden. Des Weiteren spielt der Einfluss von Unterlagscheiben, die im Bauzustand notwendig sind, bei einer guten Mörtelqualität keine Rolle. Wird Mörtel mit vergleichsweise geringer Qualität verwendet ($f_{c,g} \leq 0,2 \cdot f_c$) ist es notwendig, die Tragfähigkeit der Verankerung und der Fußplatte getrennt zu berücksichtigen [41].

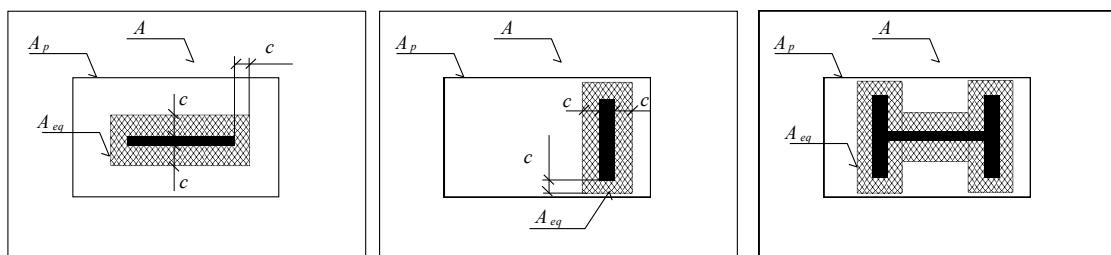


Abbildung 3.7: Nachgiebige Fußplatten – Berechnung mit Hilfe einer effektiven Verteilungsfläche [51]

3.6.3 Steifigkeit der Betonkomponenten

Die Berechnungsmodelle für die Steifigkeiten der Komponenten “Beton unter Druckbeanspruchung” und “Fußplatte auf Biegung” sind in [51] gegeben. Die Steifigkeit dieser Komponente wird von drei Faktoren beeinflusst:

- Nachgiebigkeit der Fußplatte;
- Elastizitätsmodul des Betons;
- Größe des Betonfundamentes.

Die Verformungen einer rechteckigen starren Platte in einem Halbraum können nach [39] mit Gleichung (3.72) vereinfacht werden:

$$\delta_r = \frac{F \cdot \alpha \cdot a_r}{E_c \cdot A_p} \quad (3.72)$$

Mit:

A_p	Grundfläche der Fußplatte ($A_p = a_r \cdot L$) [mm ²];
E_c	Elastizitätsmodul des Betons [N/mm ²];
F	aufgebrachte Druckkraft [N];
L	Länge der Fußplatte [mm];
a_r	Breite der äquivalenten steifen Fußplatte [mm];
α	Faktor, der von den mechanischen Eigenschaften des Halb-Raums abhängig ist.

In Tabelle 3.1 sind Werte für α in Abhängigkeit der Poissons-Zahl ($\nu = 0,15$ für Beton) angegeben. Ebenso ist der Werte α mit einer Näherung von $\alpha = 0,85 \cdot \sqrt{L/a_r}$ gegeben.

Tabelle 3.1: Faktor α und dessen Annahmen für Beton

L/a_r	α nach [39]	Annahme von $\alpha = 0,85 \cdot \sqrt{L/a_r}$
1	0,90	0,85
1,5	1,10	1,04
2	1,25	1,20
3	1,47	1,47
5	1,76	1,90
10	2,17	2,69

Für eine Fußplatte auf einem Beton Fundament gilt mit der beschriebenen Näherung in Gleichung (3.73).

$$\delta_r = \frac{0,85 \cdot F}{E_c \cdot \sqrt{L \cdot a_r}} \quad (3.73)$$

Mit:

δ_r	Verformung unter der starren Platte [mm];
L	Länge der Platte;
E_c	Elastizitätsmodul des Betons [N/mm ²].

Eine nachgiebige Fußplatte kann in Form einer äquivalenten starren Fußplatte mit den gleichen Verformungsbeziehungen ausgedrückt werden. Für diesen Anwendungsfall ist die Hälfte eines T-Stummels auf Druck in Abbildung 3.8 dargestellt.

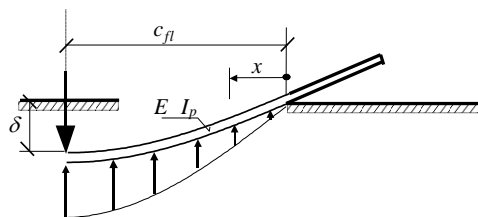


Abbildung 3.8: T-Stummel-Flansch einer nachgiebigen Fußplatte [51]

Das System des T-Stummel-Flansches wird über ein Komponentenmodell diskretisiert. Die Federn sind voneinander unabhängig und der Flansch wird mit einer Einheitsbreite angenommen. Für die Verformungen der Fußplatte wird eine Ansatzfunktion als Sinusfunktion gewählt.

$$\delta(x) = \delta \sin (\frac{1}{2} \pi x / c_{fl}) \quad (3.74)$$

Die gleichmäßige Spannungsverteilung in der Fußplatte ergibt sich indem die vierte Ableitung der Verformungen mit EI'_p multipliziert wird (siehe Gleichung (3.75)).

$$\sigma(x) = EI'_p \left(\frac{1}{2} \pi x/c_{fl}\right)^4 \delta \sin \left(\frac{1}{2} \pi x/c_{fl}\right) = E \frac{t^3}{12} \left(\frac{1}{2} \pi x/c_{fl}\right)^4 \delta \sin \left(\frac{1}{2} \pi x/c_{fl}\right) \quad (3.75)$$

Mit:

E	Elastizitätsmodul des Stahls [N/mm ²];
I' _p	Flächenträgheitsmoment der Stahlplatte pro Einheitslänge I' _p = $\frac{t^3}{12}$ [mm ³];
t	Dicke der Stahlplatte [mm].

Die Verformungen können in Abhängigkeit der Spannungen über die Kompatibilitätsbedingung in Gleichung (3.76) angegeben werden.

$$\delta(x) = \sigma(x) \cdot h_{ef}/E_c \quad (3.76)$$

Mit:

h _{ef}	äquivalente Höhe des Betons unter der jeweiligen Pressungsfläche h _{ef} = $\xi \cdot c_{fl}$ [mm].
-----------------	---

Die Beziehung zwischen h_{ef} und c_{fl} kann mit dem Faktor ξ dargestellt werden. Eingesetzt in Gleichung (3.76) folgt:

$$\delta(x) = \sigma(x) \cdot \xi \cdot c_{fl}/E_c \quad (3.77)$$

Wenn die Gleichungen (3.74) und (3.75) in Gleichung (3.77) substituiert und nach c_{fl} aufgelöst werden, folgt:

$$c_{fl} = t \cdot \sqrt[3]{\frac{(\pi/2)^4}{12} \cdot \xi \cdot \frac{E}{E_c}} \quad (3.78)$$

Die Länge der Pressungsfläche einer flexiblen Fußplatte c_{fl} wird im nächsten Schritt durch eine äquivalente "starre" Länge c_r ersetzt (siehe Gleichung (3.79)). Die gleichförmigen Verformungen unter einer äquivalenten starren Platte rufen somit die gleichen Kräfte hervor wie bei einer ungleichen Verformung der nachgiebigen Platte.

$$c_r = c_{fl} 2 / \pi \quad (3.79)$$

Der Wert von $\alpha \cdot a_r$ aus der Gleichung (3.72) gibt die äquivalente Höhe wieder. Mit der Tabelle 3.1 folgt, dass α für die Bemessung in der Praxis $\alpha = 1,4$ angenommen werden kann. Die äquivalente Breite der starren Platte $a_r = t_w + 2 \cdot c_r$; t_w entspricht der Stegdicke des T-Stummels. In einer realistischen Annahme wird die Dicke des Steges zu t_w = 0,5 · c_r angenommen. Daraus folgt für $\alpha \cdot a_r$:

$$h_{eq} = 1,4 \cdot (0,5 + 2)c_r = 1,4 \cdot 2,5 \cdot c_{fl} \cdot \frac{2}{\pi} = 2,2 \cdot c_{fl} \quad (3.80)$$

Mit dieser groben Näherungen gilt: $\xi = 2,2$ und unter der Annahme von E_c = 30.000 N/mm² und E_s = 210.000 N/mm² folgt aus Gleichung (3.78):

$$c_{fl} = t \cdot \sqrt[3]{\frac{(\pi/2)^4}{12} \cdot \xi \cdot \frac{E}{E_c}} = t \cdot \sqrt[3]{\frac{(\pi/2)^4}{12} \cdot 2,2 \cdot \frac{210.000}{30.000}} = 1,98t \quad (3.81)$$

$$c_r = c_{fl} \frac{2}{\pi} = 1,98 \cdot \frac{2}{\pi} \cdot t = 1,25t$$

Die äquivalente Breite a_r kann sodann mit der elastischen Breite $a_{eq,el}$ ausgetauscht werden.

$$a_{eq,el} = t_w + 2,5 \cdot t = 0,5 \cdot c_r + t = 0,5 \cdot 1,25 \cdot t + 2,5 \cdot t = 3,125 \cdot t \quad (3.82)$$

Der Einfluss der begrenzten Fundamentgröße verglichen mit dem theoretischen Halbraum ohne Grenzen kann vernachlässigt werden. Die Qualität der Betonoberfläche und der Mörtelschicht beeinflusst die Steifigkeit der Komponente. Die Steifigkeit dieser Komponente bestimmt sich aus den Verformungen und den oben genannten Parametern mit Gleichung (3.83).

$$k_c = \frac{F}{\delta \cdot E} = \frac{E_c \cdot \sqrt{a_{eq,el} \cdot L}}{1,5 \cdot 0,85 \cdot E} = \frac{E_c \cdot \sqrt{a_{eq,el} \cdot L}}{1,275 \cdot E} = \frac{E_c \cdot \sqrt{t \cdot L}}{0,72 \cdot E} \quad (3.83)$$

Mit:

$a_{eq,el}$	äquivalente Breite des T-Stummels [mm];
L	Länge der T-Stummels [mm];
t	Flanschdicke des T-Stummels, Dicke der Fußplatte.

3.7 Die Betonkomponenten im momententragfähigen Verbundanschluss

Die Tragfähigkeit und die Verformungen der bewehrten Betonwand, an die der momententragfähige Verbundanschluss anschließt, werden in diesem Modell durch ein Stabwerkmodell diskretisiert [32]. Das Tragverhalten des Betons spielt in diesem Anschluss eine maßgebliche Rolle und es liegt nahe, die Methode der Zug- und Druckstreben zu verwenden, da diese Methode oft für die Bemessung von diesen Anschlüssen angewendet wird. Die Komplexität in der Modellierung des Anschlusses liegt in diesem Falle im Dreidimensionalen. Die Zugkraft wird über eine wesentlich größere Breite in den Anschluss eingeleitet, als die Druckkraft. Diese wird über einen konzentrierten Druckpunkt in der Größe der Ankerplatte eingeleitet (ähnlich der starren Fußplatte bei Annahme der Pressungsfläche unterhalb des T-Stummels). Um den Kraftfluss der Hauptspannungen in der Stahlbetonwand zu untersuchen, wurde ein numerisches Modell unter Annahme eines elastischen Materialverhaltens entwickelt. Diese Untersuchungen haben gezeigt, dass sich durch das Auftreten von Druckspannungen ein Lastpfad von der Ausrundung der Anschlussbewehrung zur Ankerplatte hin ausbildet. Somit kann durch das Druckstrebenmodell in Abbildung 3.9 a) der charakteristische Kräfteverlauf dargestellt werden. Um anschließend die Verformungen des Anschlusses auswerten zu können, ist eine Feder diagonal angeordnet, die das Verformungsverhalten der Druckstrebe wiedergibt (siehe Abbildung 3.9 b)). Die Zugstäbe entsprechen den Bewehrungsstäben im Knoten.

Die Eigenschaften der diagonalen Feder werden wie folgt bestimmt:

- Die *Tragfähigkeit* wird über diejenige der Stäbe im Stabwerkmodell und der zulässigen Spannungen in den einzelnen Knoten bestimmt. Im Bereich des Ankerplattenknotens muss ein dreidimensionaler Beanspruchungszustand berücksichtigt werden. Durch die verhinderten Querdehnungen entstehen dort hohe Spannungen. Die Druckspannungen können sich im Bereich der Druckstreben weit ausbreiten und da die Breite der Wand unbegrenzt ist, sollte die Dimensionierung der Druckstreben in diesem Falle nicht maßgebend für den Knoten sein. Aus diesem Grund wird die Tragfähigkeit der Druckstrebe über den Knoten im Umlenkbereich der Zugbewehrung bestimmt. Daraus ergeben sich zulässige Lasten für die Druckspannungen der Druckstrebe, die an diesen Knoten angeschlossen ist. Das Ergebnis numerischer Untersuchungen war, dass Querzugspannungen die im Bereich dieses Knotens auftreten berücksichtigt werden müssen. Die zulässigen Spannungen sind in [9] definiert.
- Die *Verformungen* der diagonalen Feder ergibt sich unter der Annahme einer nichtlinearen Spannungsverteilung des Betons unter Druck [29]. Die maximal möglichen Spannungen sind in [9] zu finden und die Verformungen werden aus der Länge der Druckstrebe und den Betondehnungen ermittelt.

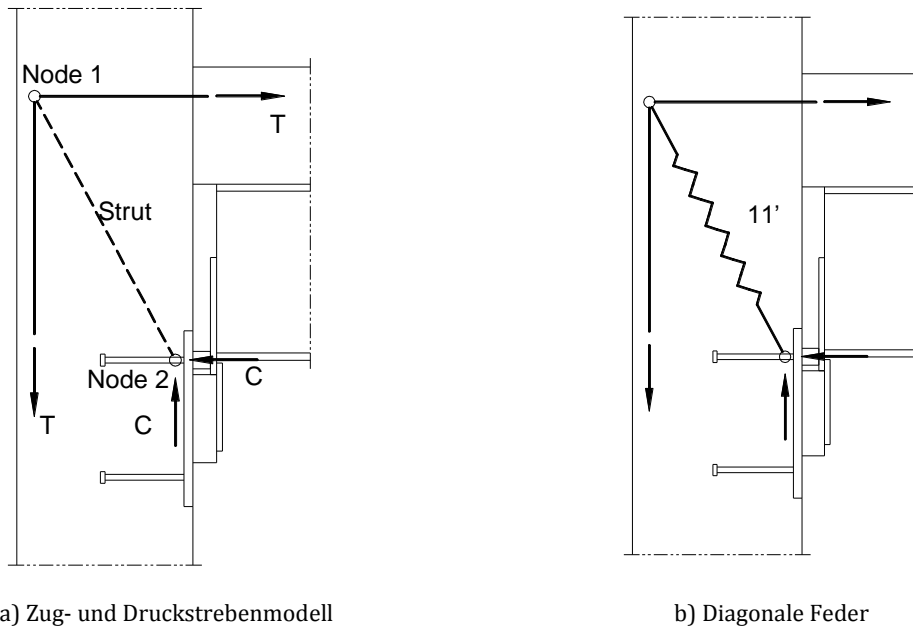


Abbildung 3.9: Modellierung des momententragfähigen Verbundanschlusses

In Tabelle 3.2 sind die zulässigen Spannungen für die Knoten und die Druckstreben nach DIN EN 1992-1-1 [9] gegeben. Charakteristisch für den Knoten 1 in Abbildung 3.9 a) ist die Bewehrungsumlenkung der Längsbewehrung. Die Abmessungen sind aus [3] übernommen. Auf der Basis von numerischen Untersuchungen wird die mittragende Breite des Knotens durch den Abstand der äußeren Längsbewehrungen innerhalb der effektiven Breite der Betonplatte begrenzt. Bei einem geringeren Abstand der Längsbewehrung ergeben sich keine Diskontinuitäten im Spannungsverlauf. Der Parameter des Bewehrungsabstandes hat allerdings einen signifikanten Einfluss auf das Modell und sollte noch weiter untersucht werden [29].

Tabelle 3.2: Zulässige Spannungen für Stabwerkmodelle nach DIN EN 1992-1-1 [9]

Knoten 2	Druckstrebe
$3 \cdot v \cdot f_{cd}$	$0,6 \cdot v \cdot f_{cd}$ with $v = 1 - f_{ck}/250$

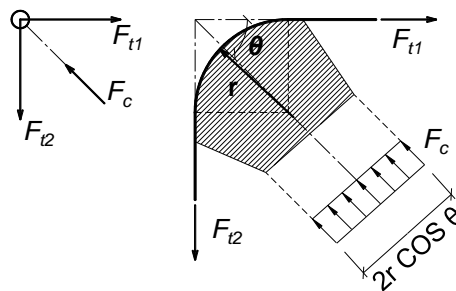


Abbildung 3.10: Druck-Zug Knoten mit Bewehrungsumlenkung der Längsbewehrung im Knoten 1 nach dem CEB Model Code [3]

In einem letzten Schritt wird die Druckstrebe, die das Tragverhalten des Stabwerkmodells charakterisiert in eine horizontale Feder überführt. Es werden Winkelfunktionen verwendet, mit denen die Eigenschaften der Horizontalfeder aus der Druckstrebe bestimmt werden können.

3.8 Längsbewehrung auf Zug

In dem im Forschungsprojekt INFASO untersuchten momententragfähigen Verbundanschluss ist die Längsbewehrung auf Zug die einzige Komponente, die Zugkräfte übertragen kann. Diese Zugkräfte entstehen aus

dem Kräftepaar des einwirkenden Biegemomentes und die Komponente "Längsbewehrung auf Zug" bestimmt maßgeblich das Tragverhalten des Knotens. Nach EN 1994-1-1 [12] kann die Längsbewehrung bis zum Bemessungswert der Fließgrenze belastet werden. Es kann angenommen werden, dass die gesamte Bewehrung, die sich in der effektiven Breite befindet Zugkräfte übertragen kann. Die Tragfähigkeit dieser Komponente kann mit Gleichung (3.84) bestimmt werden. Für die Verformungen können in der EN 1994-1-1 [12] Ansätze für zwei unterschiedliche Knotenkonfigurationen gefunden werden. Einseitige und zweiseitige Anschlüsse. Die Steifigkeit für einseitige Anschlüsse kann mit Gleichung (3.85) ermittelt werden. Die Steifigkeitskoeffizienten sind hauptsächlich in Abhängigkeit der Dehnlänge der Längsbewehrung formuliert. Die Höhe h in Gleichung (3.85) entspricht der Dehnlänge nach Abbildung 3.11. Die Zugkomponente des momententragfähigen Verbundanschlusses kann nach Gleichung (3.86) bestimmt werden.

$$F_{s,r} = A_{s,r} \cdot f_{y,r} \quad (3.84)$$

$$k_{s,r} = \frac{A_{s,r}}{3,6 \cdot h} \quad (3.85)$$

$$F_t = -M_{y,Ed}/h_s \quad (3.86)$$

Mit:

- $A_{s,r}$ ist die Querschnittsfläche der Bewehrung innerhalb der mittragenden Breite. Die mittragende Breite des Querschnitts ist dabei nach EN 1994-1-1, 5.4.1.2 [12] zu ermitteln [mm²];
- $M_{y,Ed}$ ist der Bemessungswert des auf den Anschluss einwirkenden Biegemomentes des angrenzenden Trägers [Nmm];
- h_s der Abstand zwischen der auf Zug beanspruchten Bewehrungslage und dem Angriffspunkt der Druckkraft nach Abbildung 3.11 [mm].

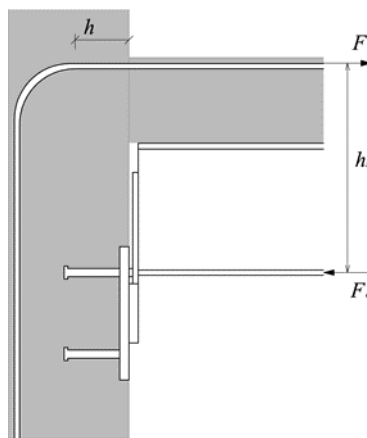


Abbildung 3.11: Definition von h für die Berechnung der Dehnlänge

3.9 Nachgiebigkeit des Verbundträgers

Die Nachgiebigkeit des Verbundträgers hat keinen direkten Einfluss auf die Tragfähigkeit des momententragfähigen Verbundanschlusses. Dennoch hat die Verbundwirkung zwischen Träger und Betonplatte einen Einfluss darauf in welcher Größe die Kräfte auf die Zugbewehrung übertragen werden können. In Knoten, in denen die Bewehrung die einzige Zugkomponente ist, beeinflusst die Verbundtragfähigkeit die Tragfähigkeit des gesamten Knotens. In EN 1994-1-1 [12] wird die Nachgiebigkeit des Verbundträgers durch die Verdübelung über die Gleichungen (3.87) bis (3.90) berücksichtigt. Die Steifigkeitskoeffizienten der Längsbewehrung (siehe Gleichung (3.85)) sollten mit dem Reduktionsfaktor (siehe Gleichung (3.87)) multipliziert werden.

$$k_{\text{slip}} = \frac{1}{1 + \frac{E_s \cdot k_{\text{sr}}}{K_{\text{sc}}}} \quad (3.87)$$

$$K_{\text{sc}} = \frac{N \cdot k_{\text{sc}}}{v - \left(\frac{v-1}{1+\xi}\right) \frac{h_s}{d_s}} \quad (3.88)$$

$$v = \sqrt{\frac{(1+\xi) \cdot N \cdot k_{\text{sc}} \cdot l \cdot d_s^2}{E_a \cdot I_a}} \quad (3.89)$$

$$\xi = \frac{E_a \cdot I_a}{d_s^2 \cdot E_s \cdot A_s} \quad (3.90)$$

Mit:

- h_s der Abstand zwischen der auf Zug beanspruchten Bewehrungslage und dem Angriffspunkt der Druckkraft nach Abbildung 3.11 [mm];
- d_s der Abstand zwischen der auf Zug beanspruchten Bewehrungslage und dem Schwerpunkt des Baustahlquerschnittes [mm];
- I_a das Flächenträgheitsmoment zweiten Grades des Baustahlquerschnittes [mm⁴]
- l die an den Anschluss angrenzende Länge des negativen Momentenbereiches, die bei seitlich aussteiften Rahmentragwerken mit 15 % der Stützweite angenommen werden darf [mm];
- N die Anzahl der über die Länge l angeordneten Verbindungsmittel [-];
- K_{sc} Steifigkeit des Verbundmittels [N/mm].

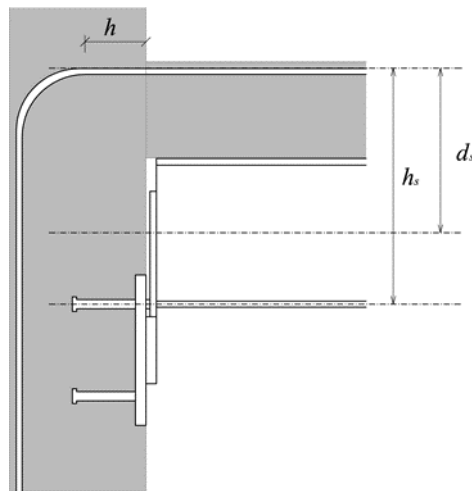


Abbildung 3.12: Definition von h_s und d_s für die Berechnung der Dehnlänge

4 Stahlkomponenten

4.1 T-Stummel auf Zug

4.1.1 Allgemeines

Die Komponenten "Fußplatte auf Biegung" und "Ankerschraube auf Zug" sind die beiden wichtigsten Komponenten des Stützenfußanschlusses [54]. Das Tragverhalten des Stützenfußes kann auf ähnliche Weise wie das eines Träger-Stützenanschlusses unter Verwendung eines T-Stummelmodells beschrieben werden. Allerdings gibt es folgende Unterschiede:

- Die Dicke der Fußplatte wird in den meisten Fällen stärker ausgebildet, um Druckkräfte auf das Fundament übertragen zu können.
- Die Befestigungsmittel sind auf Grund der dickeren Fußplatte, der Mörtellage und der Einbindung in das Betonfundament länger (siehe Abbildung 4.1 links).
- Die Mörtelschicht und das Befestigungsmittel können einen maßgeblichen Einfluss auf das Tragverhalten haben.



Abbildung 4.1: Länge der Ankerschraube (links) und von der Betonoberfläche losgelöster T-Stummel [53] (rechts)

Auf Grund der längeren Befestigungsmittel können größere Verformungen auftreten. Die Ankerbolzen haben im Vergleich zu Schrauben eines Träger-Stützenanschlusses eine längere Dehnlänge und dadurch ein duktileres Verhalten. Wird der Anschluss vorwiegend auf Zug belastet, kann sich die Fußplatte wie in Abbildung 4.1 rechts dargestellt von der Betonoberfläche abheben [57]. Bei der Beanspruchung durch ein Biegemoment stellt sich ein anderes Tragverhalten ein. Die Dimensionierungen des Befestigungsmittels und der Mörtelschicht nehmen Einfluss auf die Lastverteilung und somit auf die Beanspruchung des T-Stummels. Dieser Einfluss ist jedoch in der Berechnung der Komponentensteifigkeit nicht entscheidend. Die Unterschiede der Berechnung der Stützenfußplatten im Vergleich zu anderen Anschlüssen, sind in EN 1993-1-8 berücksichtigt [11]. Weitere Erläuterungen des Bemessungsmodelles dieser Komponenten in Bezug auf die Tragfähigkeit und die Steifigkeit sind in [53] zu finden.

4.1.2 Model des T-Stummels

Im Stützenfuß, der durch ein Biegemoment belastet ist, werden die Ankerschrauben für den Abtrag der Zugkräfte herangezogen (siehe Abbildung 4.2). Diese Beanspruchungsart führt zu einer Verlängerung der Ankerschrauben und zu einer Biegebeanspruchung der Fußplatte. Das Versagen kann sowohl in den verformten Ankerschrauben, als auch durch das Erreichen der Fließspannung in der Fußplatte eintreten. Bei bestimmten Konstellationen können beide Versagensarten gleichzeitig auftreten [22]. Der Stützenfußanschluss, der aus dem I-Profil und der Fußplatte besteht, kann in ein T Stummel-Model überführt werden (siehe Abbildung 4.2 rechts).

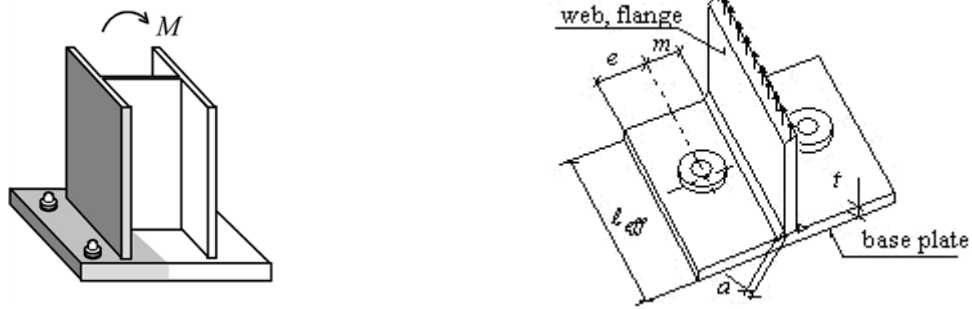


Abbildung 4.2: Zugzone – wirksamer T-Stummel – bei Beanspruchung durch ein Biegemoment (links); T-Stummel: Ankerschrauben auf Zugbeanspruchung und Fußplatte auf Biegebeanspruchung (rechts) [54]

Für die Berücksichtigung von Abstützkräften der Fußplatte kann zwischen zwei Modellen unterschieden werden. Für den Fall, dass sich die Fußplatte vom Betonfundament abhebt, treten keine Abstützkräfte Q auf (siehe Abbildung 4.3 links).

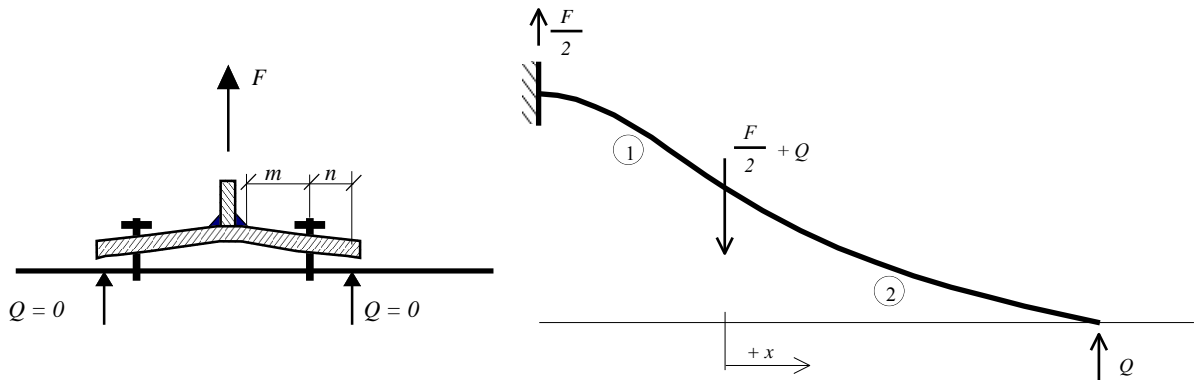


Abbildung 4.3: T-Stummel und Fußplatte ohne Kontakt – keine Abstützkräfte Q (links) [54]; statisches Modell des halben T-Stummels – mit Abstützkräften Q (rechts) [54]

Für den Fall, dass die Kante der Fußplatte das Betonfundament berührt, treten Abstützkräfte auf, die eine zusätzliche Beanspruchung in der Verankerung verursachen. Das Verformungsverhalten des T-Stummels kann in diesem Fall auf Grundlage der Balkentheorie mit Gleichung (4.1) beschrieben werden (siehe Abbildung 4.3 rechts).

$$EI\delta'' = -M \tag{4.1}$$

Wenn die Differentialgleichungen für Kragarme des T-Stummels hergeleitet und über die Randbedingungen miteinander gekoppelt werden, folgt für die Abstützkräfte (siehe Gleichung (4.2)).

$$Q = \frac{F}{2} \cdot \frac{3 \cdot (m^2 n A - 2L_b I)}{2n^2 A \cdot (3m + n) + 3L_b I} \tag{4.2}$$

Berühren sich die Fußplatte und die Betonoberfläche, können Abstützkräfte auftreten. Hebt sich die Fußplatte von der Betonoberfläche durch die Verformungen in den langen Befestigungsmitteln ab, treten keine Abstützkräfte auf. Ein Grenzkriterium für die Bildung von Abstützkräften ist mit Gleichung (4.3) gegeben.

$$n = 1,25 \cdot m \tag{4.3}$$

Die Dehnlänge der Ankerschraube hat Einfluss darauf, ob Abstützkräfte auftreten können. Wenn die Bedingung für die freie Dehnlänge in Gleichung (4.4) erfüllt ist, treten Abstützkräfte auf.

$$L_{b,\min} = \frac{8,8 \cdot m^3 \cdot A_s}{l_{\text{eff}} \cdot t_f^3} \geq L_b \quad (4.4)$$

Mit:

A_s	Querschnittsfläche der einbetonierten Ankerschraube [mm ²];
L_b	Dehnlänge der Ankerschraube, angesetzt mit der Summe aus dem 8-fachen Schraubendurchmesser, den Dicken der Mörtelschicht, der Fußplatte, der Unterlegscheiben und der halben Mutterhöhe nach Abbildung 4.1 links $L_b = L_{bf} + L_{be}$ [mm];
L_{be}	Länge, die mit dem achtfachen Durchmessers der Ankerschraube angesetzt wird. [mm];
l_{eff}	wirksame Länge des T-Stummels, der nach der Fließlinientheorie bestimmt wird [mm];
m	Abstand zw. Achse Ankerschraube und Steg des T-Stummels (siehe Abbildung 4.1 rechts) [mm];
t_f	Dicke des T-Stummel-Flansches [mm].

Indem die oben beschriebene Gleichung (4.4) umformuliert wird, kann der Grenzfall für die Dicke t_{lim} der Fußplatte bestimmt werden (siehe Gleichung (4.5)) [54]. Wenn die Fußplatte durch eine Druckkraft und ein Biegemoment belastet ist und nicht durch eine Zugkraft können die Abstützkräfte vernachlässigt werden. Für alle anderen Anwendungsfälle müssen die zusätzlichen Beanspruchungen durch die Abstützkräfte berücksichtigt werden.

$$t_{\text{lim}} = 2,066 \cdot m \cdot \sqrt[3]{\frac{A_s}{l_{\text{eff}} \cdot L_b}} \quad (4.5)$$

4.1.3 Die T-Stummel-Komponente nach EN 1993-1-8

4.1.3.1 Allgemeines

Die Bemessungslast der Komponente "T-Stummel auf Zug" kann aus der minimalen Tragfähigkeit dreier möglicher plastischer Versagensmechanismen berechnet werden. Diesen Versagensmechanismen sind spezifische Versagensarten zugeordnet. Die in Abbildung 4.4 dargestellten Versagensmodi können der Bemessung von T-Stummeln zu Grunde gelegt werden [11].

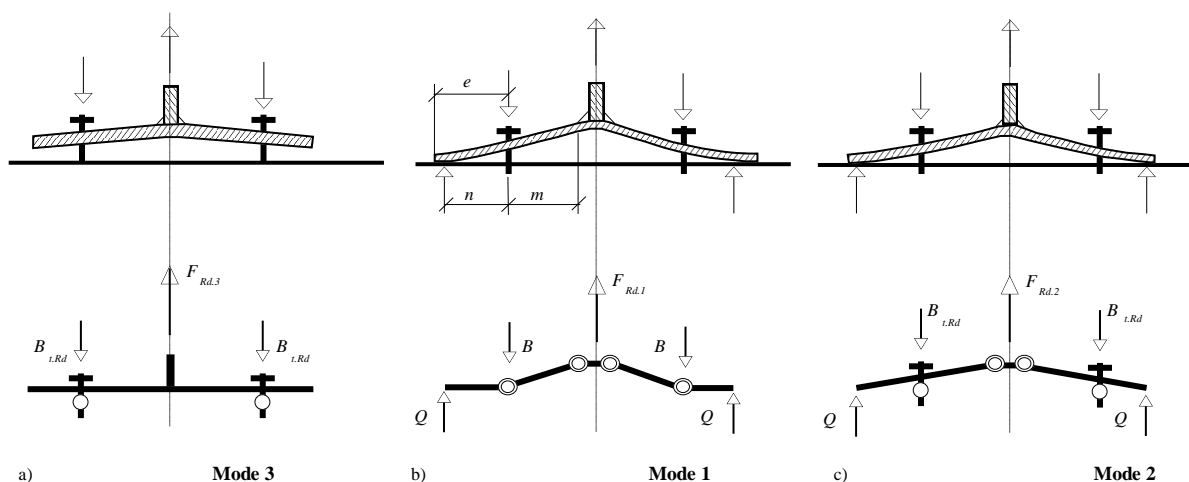


Abbildung 4.4: Versagensmodi von T-Stummeln unter Zug [11]

Modus 1 – vollständiges Plastizieren der Fußplatte

Werden dünne Fußplatten verwendet, plastiziert die Fußplatte und es bildet sich eine Fließgelenkkette in der Fußplatte. Treten Abstützkräfte auf, bilden sich vier Fließgelenken und die Tragfähigkeit der Komponente wird mit Gleichung (4.6) bestimmt.

$$F_{1,Rd} = \frac{4 \cdot l_{eff} \cdot m_{pl,Rd}}{m} \tag{4.6}$$

Modus 2 – Plastizieren der Fußplatte und Schraubenversagen

Dieser Versagensmodus beschreibt den Übergang von Versagensmodus 1 zu Versagensmodus 3. Es entstehen gleichzeitig zwei plastische Fließgelenke in der Fußplatte und Versagen der Schrauben auf Zug. Dieser Modus kann nur hervorgerufen werden, wenn sich Abstützkräfte bilden, die die Beanspruchungen in den Schrauben erhöhen (siehe Gleichung (4.7)).

$$F_{2,Rd} = \frac{2 \cdot l_{eff} \cdot m_{pl,Rd} + \Sigma B_{t,Rd} \cdot n}{m + n} \tag{4.7}$$

Modus 3 – Schraubenversagen

Das Schraubenversagen des T-Stummels tritt dann ein, wenn T-Stummel mit dicker Fußplatte und Ankerschrauben geringerer Tragfähigkeit verwendet werden (siehe Gleichung (4.8)).

$$F_{3,Rd} = \Sigma B_{t,Rd} \tag{4.8}$$

Die Bemessungslast F_{Rd} des T-Stummels wird aus der kleinsten Versagenslast der drei Modi bestimmt (siehe Gleichung (4.9)).

$$F_{Rd} = \min(F_{1,Rd}, F_{2,Rd}, F_{3,Rd}) \tag{4.9}$$

Werden dicke Fußplatten mit langen Ankerschrauben verwendet, können im Vergleich zu Stirnplatten andere Versagensmechanismen auftreten. Hebt sich der T-Stummel von der Fußplatte ab, treten keine Abstützkräfte auf und es kann ein neuer Versagensmechanismus beobachtet werden (siehe Abbildung 4.5).

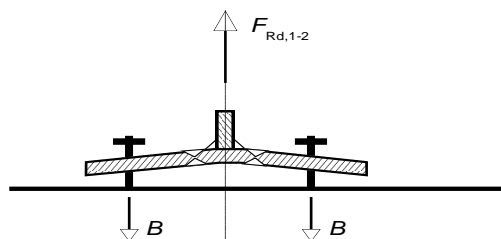


Abbildung 4.5: T-Stummel ohne Kontakt mit dem Betonfundament, Versagensmodus 1-2 [54]

Modus 1-2

Dieser Versagensmechanismus stellt sich ein, wenn entweder die Bolzen oder die Fußplatte auf Biegung versagen. Durch die Ankerschrauben sind große Verformungen möglich und es bilden sich zwei Fließgelenke im Übergang des T-Stummel-Flansches zum Steg. Bei Stirnplatten tritt dieser Versagensmodus nicht auf, da nur geringe Verformungen in den Bolzen auftreten können [54]. Modus 1-2 und die anderen Versagensmodi sind in Abbildung 4.6 dargestellt. Die Tragfähigkeit der Komponente wird mit Gleichung (4.10) bestimmt.

$$F_{1-2,Rd} = \frac{2 \cdot l_{eff} \cdot m_{pl,Rd}}{m} \tag{4.10}$$

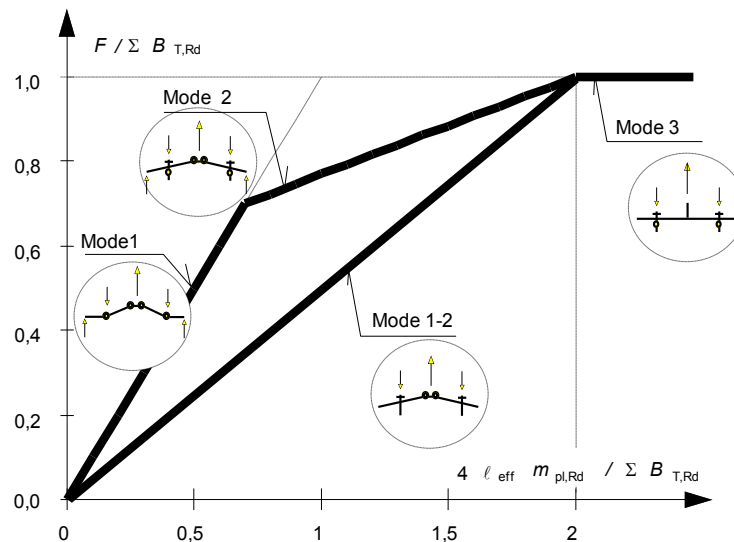


Abbildung 4.6: Versagensmodus 1-2 [54]

Im Modus 1-2 können große Verformungen der Fußplatte auftreten. Diese können dazu führen, dass die Kante des T-Stummels das Betonfundament berührt und Abstützkräfte entstehen. Anschließend können die Versagensmodi 1 und 2 beobachtet werden. Um diesen Zustand zu erreichen, sind sehr große Verformungen nötig, die allerdings für die praktische Bemessung nicht relevant und erwünscht sind. Zusammenfassend kann für Fälle, in denen keine Abstützkräfte auftreten, der Bemessungswiderstand des T-Stummels mit Gleichung (4.11) ermittelt werden. Für die Bestimmung von $F_{3,Rd}$ siehe Gleichung (4.8).

$$F_{Rd} = \min(F_{1-2,Rd}, F_{3,Rd}) \quad (4.11)$$

Die wirksame Länge l_{eff} des T-Stummels ist ein wichtiger Bestandteil für die Bestimmung der Tragfähigkeit des T-Stummels auf Zug. Diese kann im Folgenden beschrieben, mit der Fließgelenkmethode ermittelt werden.

4.1.3.2 Fließlinientheorie

Mit der Hilfe von numerischen Methoden können schwierige Fragestellungen in Bezug auf die Scheiben- und Plattentheorie gelöst werden. Die Fließlinientheorie ist ein alternativer Ansatz zur Bemessung von Platten [52]. Diese Methode greift auf im Bauingenieurwesen bewährte Grundsätze zurück und liefert obere Grenzwerte für Versagenslasten für unterschiedliche geometrische Bedingungen und Beanspruchungsfälle.

Die Vorteile der Fließlinientheorie sind:

- Einfachheit und Wirtschaftlichkeit.
- Realistische Abbildung des tatsächlichen Traglastverhaltens.
- Die Methode basiert auf Grundsätzen, die Ingenieuren gebräuchlich sind.
- Die Methode liefert auch ausreichend genaue Abschätzungen der Traglast von Stahlplatten.
- Häufig sind die Ergebnisse im Vergleich zu anderen Berechnungsmethoden wirtschaftlicher.

Andererseits ist die Anwendung der Fließlinientheorie nicht in allen Fällen möglich:

- Die Methode versagt bei einer Schwingungsanalyse und kann nicht im Fall von wechselnden statischen oder dynamischen Lasten angewendet werden. Bei plötzlichen einmaligen Stoßbelastungen kann die Theorie jedoch wirksam angewendet werden.
- Die Anwendung des Superpositionsgesetzes ist unter theoretischer Betrachtung nicht zulässig.

Die Fließlinientheorie bietet speziell für den Ingenieur in der Praxis Vorteile im Vergleich zu einer rein elastischen Berechnung.

4.1.3.3 Hintergründe der Fließlinientheorie und Annahmen

Wenn der tatsächliche Versagensmechanismus bekannt ist, kann die maximale Traglast entweder über das Prinzip der virtuellen Kräfte oder über Gleichgewichtsbedingungen bestimmt werden. Beide Näherungen basieren auf folgenden grundlegenden Annahmen:

- Es bilden sich, bevor das System versagt, Fließlinien an den Stellen mit den größten Momenten.
- Die Fließlinien sind gerade Linien.
- Entlang der Fließlinien tritt ein konstantes Moment m_u auf.
- Die elastischen Verformungen innerhalb der Plattenteile sind im Vergleich zu den Starrkörperbewegungen vernachlässigbar klein. Die Starrkörperbewegungen treten auf Grund von großen Verformungen entlang der Fließlinien auf.
- Aus allen möglichen Versagensmechanismen ist lediglich derjenige, der der kleinsten Versagenslast zugehört, ausschlaggebend. In diesem Fall ist die maximale Traglast erreicht.
- Im Grenzzustand der Tragfähigkeit treten entlang der Fließlinien ausschließlich Biegemomente und keine Torsionsmomente und Schubkräfte auf.
- Die Lage und Ausrichtung der Fließlinien hat einen maßgebenden Einfluss auf den Versagensmechanismus (siehe Abbildung 4.7).



Abbildung 4.7: Mögliche Fließlinien [53]

4.1.3.4 Der Arbeitssatz der Fließlinientheorie

Der Arbeitssatz liefert eine Obergrenze, bei der eine Platte mit einer bestimmten Momententragfähigkeit unter einer maximalen Tragfähigkeit versagt [35]. Aus allen möglichen Fließlinienkonstellationen wird die Konfiguration mit dem kleinsten Wert der Maximallast gesucht. Die Lösung basiert auf dem Prinzip der virtuellen Arbeit.

4.1.3.5 Die wirksamen Längen von T-Stummel

Die wirksame Länge l_{eff} eines T-Stummels ist vom Versagensmechanismus abhängig. Gibt es mehr als einen möglichen Versagensmechanismus, bzw. mehr als eine wirksame Länge, wird die Berechnung mit der kleinsten (kürzesten) wirksamen Länge durchgeführt [11].

In Abbildung 4.8 sind zwei mögliche Fließlinienfälle dargestellt:

- kreisförmige Fließlinien
- nicht-kreisförmige Fließlinien

Der grundlegende Unterschied zwischen diesen beiden Fällen liegt in der Kontaktzone zwischen dem T-Stummel und dem Betonfundament. Bei einem nicht kreisförmigen Fließlinienmuster treten keine Abstützkräfte auf. In der vorliegenden Arbeit werden lediglich die Fälle berücksichtigt in denen die äußere Kante die Fundamentoberfläche nicht berührt. Dies bedeutet, dass keine zusätzliche Beanspruchungen durch Abstützkräfte in den Bolzen auftreten.

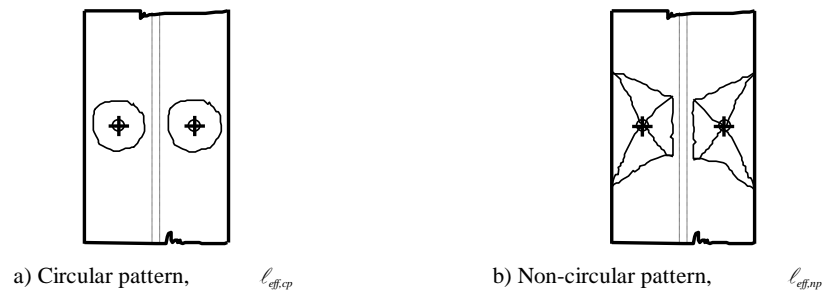


Abbildung 4.8: Fließlinien nach EN 1993-1-8 [11]

Wie in den vorangegangenen Kapiteln beschrieben wurde, kann die wirksame Länge mit Hilfe der Fließlinientheorie bestimmt werden. Somit muss der Verlauf der Fließlinien der Fußplatte entwickelt werden. Es wird der Versagensmechanismus 1 erwartet, der in Abbildung 4.9 dargestellt ist.

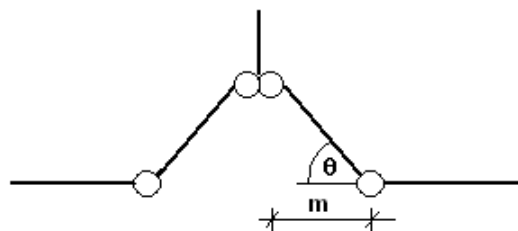


Abbildung 4.9: Erwarteter Versagensmechanismus [53]

Für den Versagensmechanismus können folgende Formeln verwendet werden:

$$m_{pl,Rd} = \frac{1}{4} \cdot t^2 \cdot f_{yd} \quad (4.12)$$

$$\tan \theta = \frac{\delta}{m} \approx \theta \quad (4.13)$$

$$F_{pl} = \frac{4 \cdot l_{eff} \cdot m_{pl,Rd}}{m} \quad (4.14)$$

Mit:

$m_{pl,Rd}$ Plastische Momententragfähigkeit pro Einheit [Nmm];

F_{pl} Kraftresultierende auf Höhe des Bolzens [N].

Es werden folgende Annahmen zur Bestimmung der Fließlinien der Fußplatte getroffen [53] und [28]:

- Die Fließlinie ist eine gerade Linie.
- Die Fließlinie ist rechtwinklig zu einer Linie, die in der Achse des Bolzens und die Ecke des anschließenden Profils schneidet.

Mit diesen Annahmen können die Parameter nach Abbildung 4.10 (links) bestimmt werden.

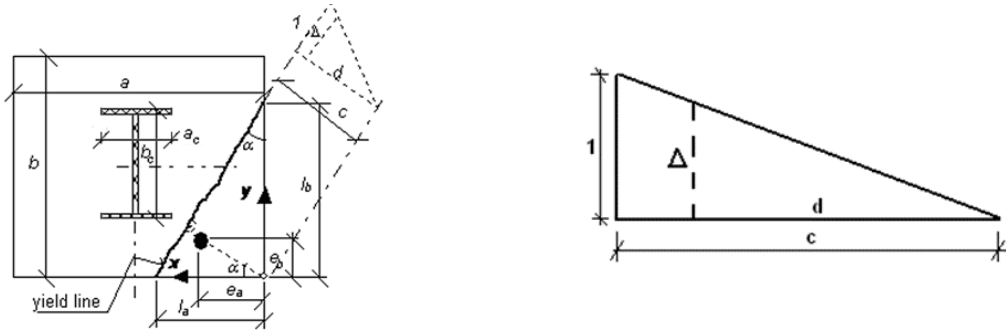


Abbildung 4.10: Parameter der Fließlinien (links); Verformungen Δ in der Platte (rechts) [53]

Mit α wird der Winkel zwischen der Fließlinie und der Kante c, die minimale Entfernung zwischen der Ankerplattenecke und der Fließlinie, beschrieben. Diese geometrischen Beziehungen führen zu Gleichung (4.15).

$$\tan \alpha = \frac{x}{y} \quad (4.15)$$

Mit:

x, y Koordinaten des Bolzens, die variieren können [mm].

Um den Parameter c zu bestimmen, wird der Arbeitssatz der Fließlinientheorie verwendet. Die innere Arbeit ist in Gleichung (4.16) und die äußere Arbeit in Gleichung (4.17) dargestellt.

$$W_i = \sum_n [\bar{\theta}_j; \bar{m}_{uj}; l_j] = m_{pl} \left(\frac{1}{y} x + \frac{1}{x} y \right) \quad (4.16)$$

$$W_e = P_u \Delta = F_{pl} \Delta \quad (4.17)$$

Δ entspricht der Verformung der Platte auf Höhe der Gewindebolzen (siehe Abbildung 4.10 (rechts)) und kann mit Gleichung (4.18) berechnet werden. Δ kann in die Formulierung der äußeren Arbeit substituiert und anschließend mit der inneren Arbeit gleichgesetzt werden (siehe Gleichung (4.19)).

$$\frac{\Delta}{1} = \frac{d}{c} = \frac{\sqrt{x^2 + y^2}}{c} \quad (4.18)$$

$$\frac{\sqrt{x^2 + y^2}}{c} F_{pl} = m_{pl} \left(\frac{x}{y} + \frac{y}{x} \right) \quad (4.19)$$

Die wirksame Länge des T-Stummels folgt aus Gleichung (4.20) und die Traglast mit Gleichung (4.21).

$$l_{\text{eff}} = \frac{c m}{4} \cdot \frac{\sqrt{x^2 + y^2}}{c} \quad (4.20)$$

$$F_{pl} = c m_{pl} \cdot \frac{\sqrt{x^2 + y^2}}{x y} \quad (4.21)$$

Mit dieser Annahme der Fließlinie können unterschiedliche mögliche Versagensfälle untersucht werden. Wird nach c differenziert, können die Extremalstellen untersucht werden (siehe Gleichung (4.22)).

$$\frac{\partial F_{pl}}{\partial c} = m_{pl} \cdot \frac{\sqrt{x^2 + y^2}}{x y} = \text{cst} \quad (4.22)$$

4.1.3.6 Die wirksamen Längen von T-Stummel nach EN 1993-1-8 [11]

In EN 1993-1-8 [11] wird zwischen kreisförmigen und nicht kreisförmigen Fließlinienmustern unterschieden (siehe Abbildung 4.8). Beide möglichen Muster unterscheiden sich im Kontakt zwischen T-Stummel und Betonfundament. Kontaktkräfte die sich am Rande der Fußplatte bilden, entstehen nur bei nicht kreisförmigen Mustern. Dies wird in den folgenden Versagensmechanismen berücksichtigt.

- **Modus 1**
Die Abstützkräfte haben keinen Einfluss auf das Versagen der Fließgelenke in der Fußplatte. Die Gleichung (4.6) kann sowohl bei kreisförmigen als auch bei nicht kreisförmigen Fließlinienmustern angewendet werden. Die wirksame Länge in Modus 1 ist in Gleichung (4.23) gegeben.

$$l_{\text{eff},1} = \min(l_{\text{eff,cp}}; l_{\text{eff,np}}) \quad (4.23)$$

- **Modus 2**
Es bilden sich die ersten plastischen Gelenke am Steg des T-Stummels. Nachdem sich Fließgelenke in der Fußplatte bilden, entsteht zwischen der äußeren Kante der Fußplatte und dem Fundament ein Kontakt. Dadurch entstehen Abstützkräfte in den Gewindebolzen und Schraubenversagen kann beobachtet werden. Die wirksame Länge in Modus 2 ist in Gleichung (4.24) gegeben.

$$l_{\text{eff},2} = \min(l_{\text{eff,np}}) \quad (4.24)$$

- **Modus 3**
Dieser Versagensmodus verursacht keinerlei Fließen in der Fußplatte und kann somit für alle T-Stummel verwendet werden.

Die Tragfähigkeit des T-Stummels ist in Gleichung (4.9) angegeben. In Tabelle 4.1 und Tabelle 4.2 sind Werte für die wirksamen Längen von typischen Fußplatten mit und ohne Abstützkräften gegeben. Die Definitionen der Symbole können Abbildung 4.11 entnommen werden.

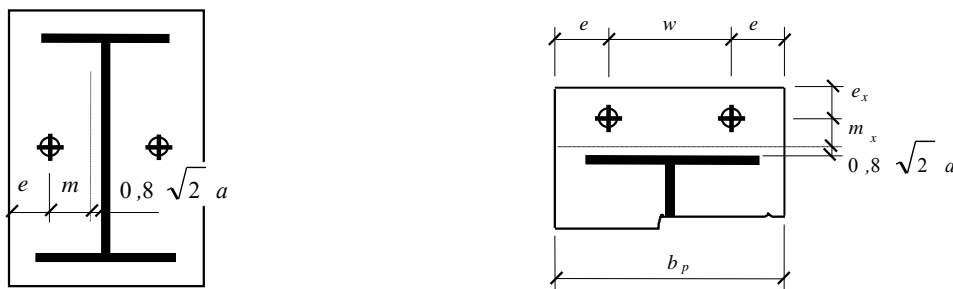


Abbildung 4.11: Wirksame Länge von T-Stummeln mit Bolzen innerhalb des Flansches (links); Wirksame Länge von T-Stummeln mit Bolzen außerhalb des Flansches (rechts).

Tabelle 4.1: Wirksame Länge l_{eff} von T-Stummeln mit Bolzen innerhalb des Flansches [54]

Mit Abstützkräften	Ohne Abstützkräfte
$l_1 = 2\alpha m - (4m - 1,25e)$	$l_1 = 2\alpha m - (4m + 1,25e)$
$l_2 = 2\pi m$	$l_2 = 4\pi m$
$l_{\text{eff},1} = \min(l_1; l_2)$	$l_{\text{eff},1} = \min(l_1; l_2)$
$l_{\text{eff},2} = l_1$	$l_{\text{eff},2} = l_1$

Tabelle 4.2: Wirksame Länge l_{eff} von T-Stummeln mit Bolzen außerhalb des Flansches [54]

Mit Abstützkräften	Ohne Abstützkräfte
$l_1 = 4\alpha m_x + 1,25e_x$	$l_1 = 4\alpha m_x + 1,25e_x$
$l_2 = 2\pi m_x$	$l_2 = 2\pi m_x$
$l_3 = 0,5b_p$	$l_3 = 0,5b_p$
$l_4 = 0,5w + 2m_x + 0,625e_x$	$l_4 = 0,5w + 2m_x + 0,625e_x$
$l_5 = e + 2m_x + 0,625e_x$	$l_5 = e + 2m_x + 0,625e_x$
$l_6 = \pi m_x + 2e$	$l_6 = \pi m_x + 4e$
$l_7 = \pi m_x + w$	$l_7 = 2(\pi m_x + w)$
$l_{\text{eff},1} = \min(l_1; l_2; l_3; l_4; l_5; l_6; l_7)$	$l_{\text{eff},1} = \min(l_1; l_2; l_3; l_4; l_5; l_6; l_7)$
$l_{\text{eff},2} = \min(l_1; l_2; l_3; l_4; l_5)$	$l_{\text{eff},2} = \min(l_1; l_2; l_3; l_4; l_5)$

4.1.4 Steifigkeit der T-Stummel Komponente

Die Abschätzung der Fußplattensteifigkeit folgt nach Steenhuis [51]. Analog zur Tragfähigkeit des T-Stummels wird die Steifigkeit der Komponente durch die Kontaktstelle zum Fundament beeinflusst. Die Verformungen der mit einer Kraft F_b belasteten Fußplatte folgt mit Gleichung (4.25). Die Verformungen des Gewindebolzens werden mit Gleichung (4.26) errechnet.

$$\delta_p = \frac{1}{2} \frac{F_b m^3}{3EI} = \frac{2F_b m^3}{E \cdot l_{eff} t^3} = \frac{2F_b}{E \cdot k_p} \quad (4.25)$$

$$\delta_b = \frac{F_b L_b}{E_b A_b} = \frac{F_b}{E_b k_b} \quad (4.26)$$

Die Steifigkeit des T-Stummels kann mit den dargestellten Formeln mit Gleichung (4.27) bestimmt werden.

$$k_T = \frac{F_b}{E(\delta_p + \delta_b)} \quad (4.27)$$

Wenn Gleichung (4.28) erfüllt ist, entstehen Abstützkräfte, da sich der Rand des T-Stummels und die Fußplatte berühren. Es wird dann vorausgesetzt, dass die Steifigkeiten der Fußplatte und der Gewindebolzen voneinander unabhängig sind. Diese sind in EN 1993-1-8 [11] mit den Gleichungen (4.29) und (4.30) gegeben.

$$\frac{A_s}{L_b} \geq \frac{l_{eff,ini} t^3}{8,82 m^3} \quad (4.28)$$

$$k_p = \frac{l_{eff,ini} t^3}{m^3} = \frac{0,85 l_{eff} t^3}{m^3} \quad (4.29)$$

$$k_b = 1,6 \frac{A_s}{L_b} \quad (4.30)$$

Treten nach dem Kriterium in Gleichung (4.31) keine Abstützkräfte auf, können die Steifigkeiten mit den Gleichungen (4.32) und (4.33) bestimmt werden.

$$\frac{A_s}{L_b} \leq \frac{l_{eff,ini} t^3}{8,82 m^3} \quad (4.31)$$

$$k_p = \frac{F_p}{E\delta_p} = \frac{l_{eff,ini} t^3}{2 m^3} = \frac{0,425 l_{eff} t^3}{m^3} \quad (4.32)$$

$$k_b = \frac{F_p}{E\delta_p} = 2,0 \frac{A_s}{L_b} \quad (4.33)$$

Die Steifigkeiten der Komponenten Fußplatte auf Biegung und Gewindebolzen auf Zug können mit den oben beschriebenen Vereinfachungen mit Gleichung (4.34) zusammengefasst werden.

$$\frac{1}{k_T} = \frac{1}{k_{b,i}} + \frac{1}{k_{p,i}} \quad (4.34)$$

Bei Fußplatten können Futterplatten im Bereich der Verschraubung unterhalb der Muttern verwendet werden um die notwendigen Toleranzen einzuhalten. Diese Futterplatte und deren Fixierung durch die Muttern können einen Einfluss auf die geometrischen Werte des T-Stummels haben. Dieser Einfluss kann mit Hilfe eines äquivalenten Flächenträgheitsmomentes $I_{p,bp}$ und einer zusätzlichen Steifigkeit k_w zur Steifigkeit k_p berücksichtigt werden. In der Praxis ist dieser Einfluss jedoch zu vernachlässigen obwohl er einen Einfluss auf die Tragfähigkeit hat [30].

4.2 Gewindebolzen auf Zug

Die Zugtragfähigkeit eines Gewindebolzens wird durch die Streckgrenze begrenzt. Gewindebolzen können bei der Herstellung im Werk auch auf die Bauteile durch automatisierte Gräte wie Bolzenschussgeräte auf die Ankerplatte aufgebracht werden [48]. Die Formeln (4.35) bis (4.37) können auch für die Tragfähigkeiten der angeschweißten Kopfbolzen der Fußplatte unter Berücksichtigung der jeweiligen Teilsicherheitsbeiwerte angewendet werden.

Charakteristischer Wert der Beanspruchbarkeit bei Fließen:

$$N_{y,s} = n_a \cdot A_s \cdot f_{yk} \quad (4.35)$$

Charakteristischer Wert der Beanspruchbarkeit beim Bruch:

$$N_{u,s} = n_a \cdot A_s \cdot f_{uk} \quad (4.36)$$

Anfangssteifigkeit:

$$S_{i,s} = n_a \cdot \frac{EA_s}{l_{\text{eff}}} \quad (4.37)$$

Mit:

n_a	Anzahl der Gewindebolzen in einer Reihe [-];
A_s	Spannungsquerschnitt eines Gewindebolzens [mm ²];
l_{eff}	wirksame Dehnlänge des Gewindebolzens [mm];
f_{yk}	charakteristische Streckgrenze des Stahls [N/mm ²];
f_{uk}	charakteristische Zugfestigkeit des Stahls [N/mm ²].

4.3 Durchstanzen der Ankerplatte

Die Ankerplatte unter den Gewindebolzen oder über den Kopfbolzen kann auf Grund einer einwirkenden Schubbelastung den Traglastzustand erreichen. Mit der Gleichung (4.38) kann die Schubtragfähigkeit abgeschätzt werden. Der maßgebende Querschnitt wird aus dem Produkt der Dicke der Ankerplatte und der wirksamen Länge der Schubfläche bestimmt (siehe Gleichung (4.39)).

$$F_{\text{ap,Rd}} = \frac{A_{\text{ap,eff}} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} \quad (4.38)$$

$$A_{\text{ap,eff}} = l_{v,\text{eff}} \cdot t_{p1} \quad (4.39)$$

Bei hohen Biegebeanspruchungen des Gewindebolzens und großen Verformungen, die mit dem Abheben einer dünnen Ankerplatte einhergehen, wird die wirksame Länge der Schubfläche nur mit dem halben Kreisumfang angenommen (siehe Gleichung (4.40)).

$$l_{v,\text{eff}} = 2\pi \cdot \left(a_w + \frac{d_{ts}}{2} \right) \quad (4.40)$$

Mit:

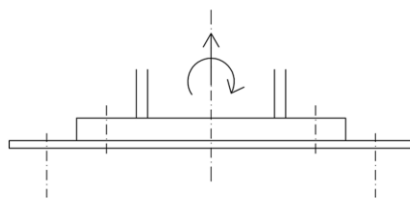
d_{ts}	Durchmesser des Gewindebolzens [mm];
a_w	Wurzelmaß der Schweißnaht [mm].

Dieser Versagensmechanismus sollte untersucht werden, wenn ein Kopfbolzen oder ein Gewindebolzen exzentrisch auf eine Stahlplatte geschweißt sind und beide durch eine Zugkraft belastet werden. Die Steifigkeit dieser Komponente sollte in den Berechnungen als unendlich angenommen werden, da nach dem Durchstanzen der Fußplatte keine weiteren Verformungen auftreten können.

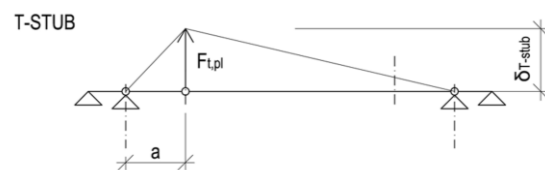
$$k_v = \infty \quad (4.41)$$

4.4 Ankerplatte unter Biegung und Zugbeanspruchung

Bei der Betrachtung dieser Komponente wird die Ankerplatte als eine dünne Stahlplatte ausgeführt, die auf der Oberfläche des Betons aufliegt und vorzugsweise Druck- und Schubbeanspruchungen erhält. Die Ankerplatte wird unter einer Biegezugkraft des Stützenfußes auf Zug beansprucht. Wenn die Kopfbolzen nicht direkt in der Achse der Gewindebolzen angeordnet sind, entsteht zusätzlich eine Biegebeanspruchung in der Ankerplatte. Nachdem sich die plastischen Gelenke im T-Stummel gebildet haben, verlängert sich die Ankerplatte zwischen den Fließgelenken unter der Zugbeanspruchung. Dadurch wird die Tragfähigkeit dieser Komponente nach [37] nicht ausschließlich durch die Bildung von Fließgelenken begrenzt. Zusätzliche Membrankräfte können durch die Verformungsfigur und die Ausdehnung der Ankerplatte zwischen den Gewindebolzen und den Kopfbolzen entstehen und berücksichtigt werden.



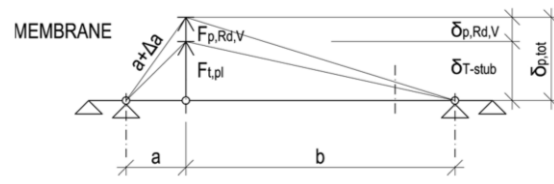
Ankerplatte und Fußplatte



Plastische Verformung des T-Stubbs im Bereich der Gewindebolzen



Bildung einer Fließgelenkkette in der Ankerplatte durch eine einwirkende Normalkraft



Verlängerung der Ankerplatte im Bereich der Gewindebolzen

Abbildung 4.12: Verformungsfigur der Ankerplatte durch Zug- und Biegebeanspruchung

Das Tragverhalten der biegebeanspruchten Ankerplatte kann bis zur Bildung der ersten Fließgelenke mit Hilfe des Modells eines T-Stubbs nach dem Kapitel 4.1 modelliert werden. Wenn in der Ankerplatte Zugkräfte entstehen, werden die Kopfbolzen und die Gewindebolzen durch eine Horizontalkraft beansprucht (siehe Abbildung 4.12). Die Zugtragfähigkeit der Ankerplatte kann mit Gleichung (4.42) bestimmt werden.

$$F_{t,apRd} = A_{ap,1} \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = t_{ap} \cdot b_{ap,eff} \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} \tag{4.42}$$

Mit:

- t_{ap} Dicke der Ankerplatte [mm];
- $b_{ap,eff}$ mittragende Breite der Ankerplatte [mm];
- a_w Wurzelmaß der Schweißnaht des Gewindebolzens [mm];
- n Anzahl der Gewindebolzen [-];
- d Durchmesser des Gewindebolzens [mm];

Wenn sich die Fließgelenkkette gebildet hat, kann die elastisch-plastische Verformung des T-Stubbs am System mit vier Lagern und drei Fließgelenken nach Abbildung 4.12 bestimmt werden. die Dehnungen in der Ankerplatte erlauben das Abheben der Gewindebolzen. Die Modellierung sieht vor, dass sich die Lager im Bereich des Kopfbolzens nicht horizontal bewegen können. Es wird dabei angenommen, dass Horizontalkräfte und Vertikalkräfte näherungsweise linear in Zusammenhang stehen (siehe Abbildung 4.15). Die

resultierenden Horizontalkräfte aus der Zugbeanspruchung der Ankerplatten sind bei der Berechnung der Widerstände auf Schub und bei den Interaktionsnachweisen zu berücksichtigen.

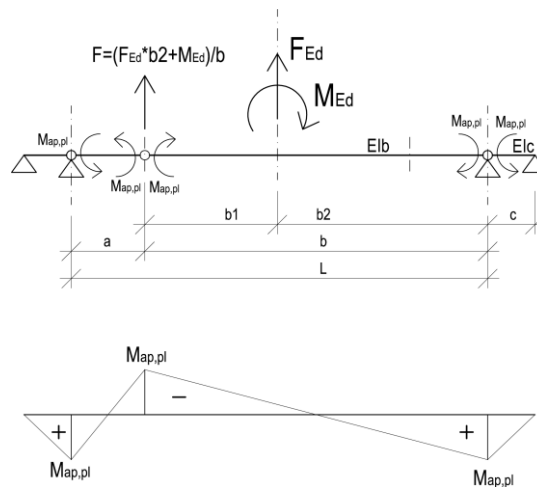


Abbildung 4.13: Plastische Fließgelenke und Biegemomente in der Ankerplatte

Werden die Membrankräfte in der Ankerplatte aktiviert, kann der Nachweis der weiteren Komponenten unter Zug- und Schubbeanspruchung in folgenden Schritten durchgeführt werden:

- Bestimmung der Momententragfähigkeit der Ankerplatte.
- Bestimmung der Zugtragfähigkeit der Ankerplatte.
- Bestimmung der vertikalen Tragfähigkeit des Gewindebolzens (Zugtragfähigkeit bei Stahlversagen und Berücksichtigung des Versagensmechanismus des Durchstanzens) und der Kopfbolzen (Zugtragfähigkeit bei Stahlversagen, Betonversagen, Versagen der Rückhängebewehrung, und Verbundversagen).
- Bestimmung der horizontalen Tragfähigkeit der Gewindebolzen (Schubtragfähigkeit bei Lochleibungsversagen) und der Kopfbolzen (Schubtragfähigkeit bei Stahlversagen und rückseitiger Betonausbruch).
- Auswertung der Interaktionsbeziehungen der Gewindebolzen und der Kopfbolzen.

Die plastische Momententragfähigkeit der Ankerplatte wird mit Gleichung (4.43) bestimmt.

$$M_{ap,pl} = \frac{b_1 \cdot t_{p1}^2}{4} \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} \quad (4.43)$$

Mit:

t_{p1} Dicke der Ankerplatte [mm];

b_1 Abstand zwischen der Normalkraft und dem Gewindebolzen [mm].

Die Vertikalverformungen der Ankerplatte unter Biegebeanspruchung können mit Hilfe eines Trägers mit vier Auflagern und drei Fließgelenken bestimmt werden.

$$\delta_T = \frac{1}{EI_b} \cdot \frac{1}{6} \cdot b^2 \cdot M_{ap,pl} + \frac{1}{EI_c} \cdot \frac{1}{3} \cdot b \cdot c \cdot M_{ap,pl} \quad (4.44)$$

Die weiteren Kraftgrößen auf dem Niveau der Momententragfähigkeit der Ankerplatte ergeben sich aus den Gleichgewichtsbedingungen der inneren Schnittgrößen.

$$N_{pl} \cdot \delta_{T,v} \cdot \frac{b_2}{b} + M_{Ed} \cdot \frac{\delta_{T,v}}{b} = 2 \cdot M_{ap,pl} \cdot \frac{\delta_{T,v}}{a} + 2 \cdot M_{ap,pl} \cdot \frac{\delta_{T,v}}{b} \quad (4.45)$$

$$N_{pl} \cdot b_2 + M_{Ed} = 2 \cdot M_{ap,pl} \cdot b \cdot \left(\frac{1}{a} + \frac{1}{b} \right) \quad (4.46)$$

$$\text{für } M_{Ed} = N_{Rd} \cdot e \quad (4.47)$$

$$\rightarrow N \cdot b_2 + N \cdot e = 2 \cdot M_{pl} \cdot b \cdot \left(\frac{1}{a} + \frac{1}{b} \right) \quad (4.48)$$

$$\text{gilt } N_{pl} \cdot b_2 + N_{Rd} \cdot e = 2 \cdot M_{ap,pl} \cdot b \cdot \left(\frac{1}{a} + \frac{1}{b} \right) \quad (4.49)$$

$$N_{pl} = 2 \cdot M_{ap,pl} \cdot b \cdot \frac{\left(\frac{1}{a} + \frac{1}{b} \right)}{(b_2 + e)} \quad (4.50)$$

Die vertikale Tragfähigkeit der Komponente Ankerplatte auf Zug wird durch weitere Komponenten begrenzt. Diese sind:

- Gewindebolzen auf Zug;
- Durchstanzen der Ankerplatte;
- Zugtragfähigkeit der Ankerplatte.

Für eine dünne Ankerplatte kann das Durchstanzen des Gewindebolzens maßgebend sein. Die verformte Länge der Ankerplatte zwischen Kopfbolzen und Gewindebolzen beim Versagensmechanismus des Durchstanzens bestimmt sich mit Gleichung (4.51) und die Vertikalverformung mit Gleichung (4.52). Die lineare Beziehung zwischen einwirkender Last und vertikaler Verformung kann mit Abbildung 4.14 dargestellt werden.

$$a_{ap} = a + \Delta a = a + \frac{a \cdot F_{ap,Rd}}{t_{p1} \cdot b_{ap,eff} \cdot E} \quad (4.51)$$

$$\delta_{p,tot} = \sqrt{a_{ap}^2 - a^2} \quad (4.52)$$

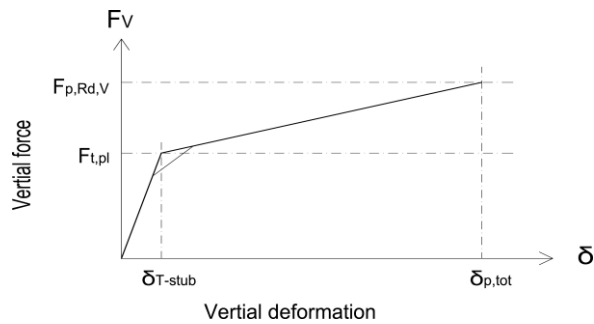


Abbildung 4.14: Lineare Beziehung zwischen einwirkender Last und vertikaler Verformung

Die Komponente der Horizontalkraft beim Versagensmechanismus des Durchstanzens der Ankerplatte (siehe Abbildung 4.15) kann mit Gleichung (4.53) berechnet werden.

$$F_{p,Rd,H} = \frac{a}{\delta_{p,tot}} \cdot F_{p,Rd,V} \quad (4.53)$$

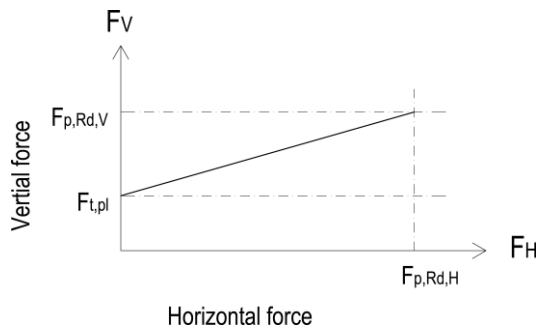


Abbildung 4.15: Lineare Beziehung zwischen Horizontal- und Vertikalkräften

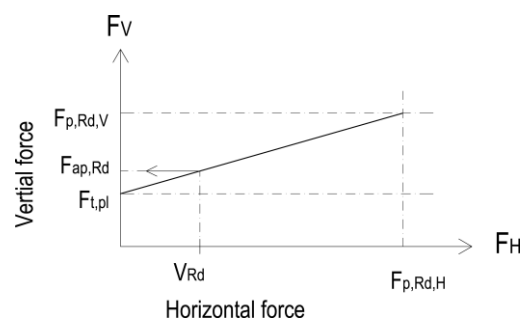


Abbildung 4.16: Lineare Beziehung zwischen Horizontal- und Vertikalkräften auf dem Niveau der Tragfähigkeit

Die Horizontalkraft $F_{ap,Rd}$ ist durch die Schubtragfähigkeit der Kopfbolzen und der Gewindebolzen begrenzt. Die Tragfähigkeit für Vertikalkräfte kann mit Gleichung (4.52) bestimmt werden (siehe Abbildung 4.16).

$$F_{ap,Rd} = F_{t,pl} + \frac{F_{p,Rd,V} - F_{t,pl}}{F_{p,Rd,H}} \cdot V_{Rd} \quad (4.54)$$

Die Interaktionsbeziehungen der Zug- und Schubkräfte werden für die Gewindebolzen nach EN 1993-1-8 Tab 3.4 [11] mit der Gleichung (4.55) für Stahlversagen überprüft. Für die Interaktion der Zug- und Schubkräfte für Kopfbolzen im Hinblick auf das Betonversagen gilt die Gleichung (4.56). Diese Interaktionsbedingungen haben Einfluss auf die Tragfähigkeit.

$$\left(\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}}\right)^2 + \left(\frac{F_{t,Ed}}{1,4 \cdot F_{t,Rd}}\right)^2 \leq 1 \quad (4.55)$$

$$\left(\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}}\right)^{\frac{3}{2}} + \left(\frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}}\right)^{\frac{3}{2}} \leq 1 \quad (4.56)$$

4.5 Stützen- und Trägerflansch und Trägersteg auf Druck

Die Tragfähigkeit der Komponente "Stützen- und Trägerflansch und Trägersteg auf Druck" kann gemäß EN 1993-1-8, 6.2.6.7 [11] unter der Voraussetzung berechnet werden, dass in beiden Fällen die volle plastische Tragfähigkeit der Flansche und des Stegs angesetzt werden können.

$$F_{c,f,Rd} = \frac{M_{c,Rd}}{(h - t_f)} \quad (4.57)$$

Mit:

$M_{c,Rd}$ die Momententragfähigkeit des Trägerquerschnittes [Nmm];

h Höhe des angeschlossenen Bauteils [mm];

t_f Dicke des Flansches [mm].

Wenn die Höhe des angeschlossenen Bauteils größer als 600 mm ist, sollte der Anteil des Trägerstegs am Lastabtrag auf 20 % begrenzt werden. Wenn ein Stahlträger nach EN 1993-1-8, 6.2.6.7(2) [11] durch Vouten verstärkt wird, kann die Steifigkeit der Komponente "Stützen- und Trägerflansch und Trägersteg auf Druck" vernachlässigt werden, und es gilt Gleichung (4.58).

$$S_{i,c,f} = \infty \quad (4.58)$$

4.6 Stahlplatte auf Druck

Die Tragfähigkeit einer Stahlplatte auf Druck im Anschluss kann berechnet werden, indem die volle plastische Tragfähigkeit angesetzt wird.

$$F_{cp} = f_{y,cp} \cdot A_{cp} \quad (4.59)$$

$$S_{i,cp} = \infty \quad (4.60)$$

Mit:

$f_{y,cp}$ charakteristische Streckgrenze der Stahlplatte [N/mm²];

A_{cp} wirksame Fläche der Stahlplatte, die auf Druck beansprucht wird [mm²].

Wenn die Höhe oder Breite der Stahlplatte die wirksamen Flächen der Druckflansche überschreiten, sollte von einem Lastausbreitungswinkel von 45° in der Stahlplatte ausgegangen werden. Es sollte angenommen werden, dass die wirksame Fläche der Stahlplatte bis zum Bemessungswert der Streckgrenze belastet werden kann (siehe EN 1994 1-1, 8.4.2.2 [12]). Die Steifigkeit der Komponente: "Stützenfußplatte auf Druck" ist vernachlässigbar (siehe Gleichung (4.60)).

4.7 Ankerbolzen auf Schub

In den meisten Fällen wird die Schubkraft über Reibung zwischen der Fußplatte und der Mörtelschicht übertragen. Die Tragfähigkeit der Reibungsanteile hängt von der Druckbeanspruchung zwischen der Fußplatte und der Mörtelschicht und dem Reibungskoeffizienten ab (siehe Kapitel 3.5). Unter zunehmenden horizontalen Verschiebungen nimmt die Schubkraft zu, bis der Haftreibungswiderstand erreicht ist. Ab diesem Punkt bleibt der Gleitwiderstand unter zunehmenden Verformungen konstant, während der Traglastanteil der Gewindebolzen zunimmt. Da die Mörtelschicht nicht über ausreichende Festigkeit verfügt, um die Druckspannungen zwischen dem Gewindebolzen und der Mörtelschicht aufzunehmen, nehmen die Verformungen zu und es entsteht ein nicht zu vernachlässigender Biegeanteil in der Schraube (siehe Abbildung 4.17) [18].



Abbildung 4.17: Ankerbolzen unter Schub- und Zugbeanspruchung

Der Versuch zeigt die Biegeverformungen der Ankerbolzen, das Zerbröseln der Mörtelschicht und die endgültige Rissbildung im Beton. Basierend auf Arbeiten von [19], [44] und auf Versuchen von [18] konnte ein analytisches Modell für die Schubtragfähigkeit von Ankerbolzen in EN 1993-1-8, 6.2.2 [11] gewonnen werden [27]. Des Weiteren hat die Vorspannung der Ankerbolzen auch einen Einfluss auf die Tragfähigkeit des Reibungsanteils. Dennoch wurde auf Grund von Unsicherheiten, die beispielsweise aus der Relaxation und der Interaktion zwischen der Stütznormalkraft entstehen, entschieden, dass dieser Mechanismus in der aktuellen Version der Norm vernachlässigt wird. Der Gesamtschubwiderstand kann nach Gleichung (4.61) bestimmt werden.

$$F_{v,Rd} = F_{f,Rd} + n F_{vb,Rd} \quad (4.61)$$

$$F_{f,Rd} = C_{f,d} \cdot N_{c,Ed} \quad (4.62)$$

$$F_{vb,Rd} = \min(F_{1,vb,Rd}; F_{2,vb,Rd}) = \min(F_{1,vb,Rd}; \frac{\alpha_b f_{ub} A_s}{\gamma_{Mb}}) \quad (4.63)$$

$$\alpha_b = 0.44 - 0.0003 f_{yb} \quad (4.64)$$

Mit:

$F_{f,Rd}$	Gleitwiderstand zwischen Fußplatte und Mörtelschicht;
$C_{f,d}$	Reibbeiwert zwischen Fußplatte und Mörtelschicht, für Sand Zementmörtel gilt nach EN 1993-1-8 [11] $C_{f,d} = 0,2$ (siehe Kapitel 3.4);
$N_{c,Ed}$	Einwirkende Normalkraft in der Stütze, $N_{c,Ed} = 0$ wenn die Normalkraft eine Zugkraft ist;
n	Anzahl der Ankerschrauben in der Fußplatte;
$F_{1,vb,Rd}$	Tragfähigkeit der Ankerschraube bei Lochleibungsversagen der Fußplatte nach EN 1993-1-8, Tab. 3.2 [11];
$F_{2,vb,Rd}$	Abschertragfähigkeit einer Ankerschraube nach EN 1993-1-8, Tab. 3.2 [11];
A_s	Spannungsquerschnitt der Ankerschraube;
α_b	Koeffizient in Abhängigkeit der Fließgrenze der Ankerschraube;
f_{yb}	die Nennstreckgrenze der Ankerschraube, wobei $235 \text{ N/mm}^2 \leq f_{yb} \leq 640 \text{ N/mm}^2$;
f_{ub}	die Nennzugfestigkeit der Ankerschraube, wobei $400 \text{ N/mm}^2 \leq f_{ub} \leq 800 \text{ N/mm}^2$;
γ_{Mb}	Teilsicherheitsbeiwert für Ankerschrauben.

5 Zusammenbau des Modells hinsichtlich der Tragfähigkeiten

5.1 Tragfähigkeit von Stützenfüßen

5.1.1 Tragfähigkeit von Stützenfüßen nur mit Fußplatte

Im Folgenden werden der Grenzzustand der Tragfähigkeit näher betrachtet. Im Grenzzustand der Tragfähigkeit ist die Versagenslast des Systems von Bedeutung. Allerdings sind auf diesem Lastniveau große Verformungen und bereits Risse im Beton vorhanden. Für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit ist es ungünstig, wenn Betonversagen der maßgebende Versagensmechanismus ist. Dies würde sonst zu Rissen und mit der Zeit zu Korrosion des Bewehrungsstahls führen. Im schlechtesten Fall versagt am Ende die gesamte Konstruktion.

Die Berechnung der Stützenfußtragfähigkeit als Ganzes basiert auf dem Kräftegleichgewicht der Fußplatte nach EN 1993-1-8 [11] und ist in [54] beschrieben. In Abhängigkeit der einwirkenden Beanspruchungen kann zwischen drei unterschiedlichen Situationen unterschieden werden.

- *Fall 1 – keine Zugkräfte in den Ankerschrauben*
Dieser Fall tritt ein, wenn große Druckkräfte im Stützenfuß vorherrschend sind. Das lokale Betonversagen unter Druckbeanspruchung tritt ein, bevor Zugkräfte entstehen können.
- *Fall 2 – Zugkräfte in einer Reihe der Ankerschrauben*
Dieser Fall tritt ein, wenn der Stützenfuß nur durch eine kleine Druckkraft beansprucht wird, die verglichen mit der Tragfähigkeit des Betons klein ist. Während des Versagens treten keine größeren lokalen Betonschädigungen auf. Der Anschluss versagt, da die Ankerschrauben versagen oder eine Fließgelenkkette in der Stützenfußplatte entsteht.
- *Fall 3 – Zugkräfte in beiden Reihen der Ankerschrauben*
Dieser Fall tritt ein, wenn die Fußplatte durch Zugkräfte beansprucht wird. Die Steifigkeit wird vom Fließen der Ankerschrauben oder durch eine entstehende Fließgelenkkette in der Fußplatte beeinflusst. Der letztere Fall tritt oft für Fußplatten ein, die nur für Zug bemessen sind. Es können Abstützkräfte durch auftretende Kontakte zwischen der Fußplatte und dem Betonfundament entstehen, die in der Berechnung zu berücksichtigen sind.

Der Anschluss wird durch Normalkräfte und Biegemomente beansprucht, wie in Abbildung 5.1 dargestellt. Die Position der Spannungsnulllinie wird mit Hilfe der Tragfähigkeit der Zugkomponenten ermittelt. In einem weiteren Schritt kann die Momententragfähigkeit unter Annahme einer plastischen Verteilung der inneren Kräfte ermittelt werden [19]. Um ein einfaches Modell zu erhalten, wird mit der wirksamen Fläche gerechnet. Die wirksame Fläche A_{eff} (siehe Abbildung 5.2) wird mit Hilfe der wirksamen Breite des T-Stummelflansches mit der Ausbreitungsbreite c bestimmt (siehe Kapitel 3.6.2). Es wird angenommen, dass die Druckkraft im Zentrum der Druckfläche angreift. Die Zugkraft wird in der Achse der Befestigungselemente oder in der Mitte einer Verankerungsgruppe angesetzt [52].

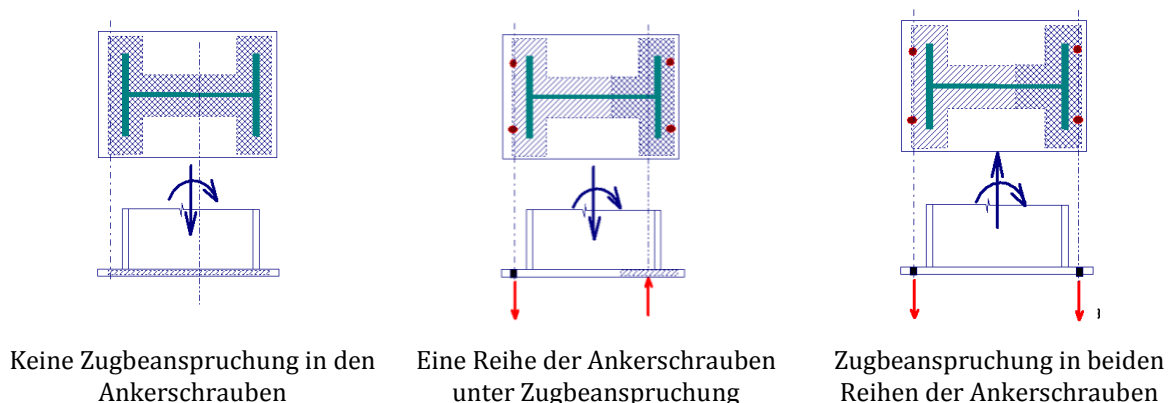


Abbildung 5.1: Das Kräftegleichgewicht am Stützenfuß

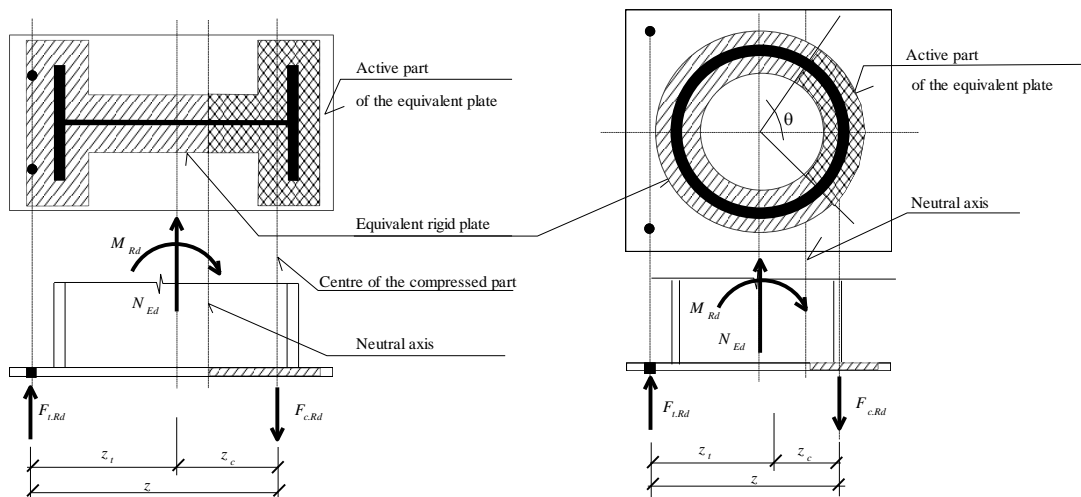


Abbildung 5.2: Kräftegleichgewicht am Stützenfuß mit einer Ankerschraube auf Zugbeanspruchung

Die Kräfte- und Momentengleichgewichte können nach Abbildung 5.2 in Gleichung (5.1) und (5.2) aufgestellt werden. Die Druckkraft bestimmt sich nach Gleichung (5.3).

$$N_{Rd} = F_{c,Rd} + F_{t,Rd} \quad (5.1)$$

$$M_{Rd} = F_{c,Rd} \cdot z_c + F_{t,Rd} \cdot z_t \quad (5.2)$$

$$F_{c,Rd} = A_{eff} \cdot f_{jd} \quad (5.3)$$

Mit:

A_{eff} wirksame Fläche unterhalb der Fußplatte [mm²].

Die Bestimmung der Tragfähigkeiten der Druckkomponenten $F_{c,Rd}$ und der Zugkomponenten wurde in den vorangegangenen Kapiteln beschrieben. Für den Fall, dass Zugkräfte in den Ankerschrauben entstehen (siehe Gleichung (5.4)) können die Gleichungen (5.5) und (5.6) für die Zug- und Druckzonen aufgestellt werden.

$$e = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} \geq z_c \quad (5.4)$$

$$\frac{M_{Ed}}{z} - \frac{N_{Ed} \cdot z_c}{z} \leq F_{c1,Rd} \quad (5.5)$$

$$\frac{M_{Ed}}{z} + \frac{N_{Ed} \cdot z_{c1}}{z} \leq F_{c,Rd} \quad (5.6)$$

Für diesen Fall kann die Momenten Tragfähigkeit unter einer konstanten Normalkrafteinwirkung wie folgt bestimmt werden. Mit Zugkräften in den Ankerschrauben (siehe Gleichung (5.7)) und ohne Zugkräfte, wenn auf beiden Seiten Druck vorherrscht (siehe Gleichung (5.8)).

$$M_{Rd} = \min \begin{cases} F_{t,Rd} \cdot z + N_{Ed} \cdot z_c \\ F_{c,Rd} \cdot z - N_{Ed} \cdot z_t \end{cases} \quad (5.7)$$

$$M_{Rd} = \min \begin{cases} F_{c1,Rd} \cdot z + N_{Ed} \cdot z_c \\ F_{c,Rd} \cdot z - N_{Ed} \cdot z_{c1} \end{cases} \quad (5.8)$$

Die Verfahren wurden für offene I- und H-Querschnitte entwickelt. Bei rechteckigen Hohlprofilen können die beiden Stege direkt in der Berechnung berücksichtigt werden. Für kreisförmige oder elliptische Hohlquerschnitte können die Beziehungen nach [31] modifiziert werden. Dabei können Polarkoordinaten verwendet und die effektive Fläche $A_{eff} = 2 \theta r c$ hängt vom Winkel θ ab. Der Hebelarm und die Drucktragfähigkeit bestimmen sich nach den Gleichungen (5.9) und (5.10).

$$z_c = r \cdot \cos \frac{\theta}{2} \quad (5.9)$$

$$F_{c,Rd} = F_{c1,Rd} = \pi \cdot r \cdot c \quad (5.10)$$

Die Tragfähigkeit einer Stützenfußplatte unter verschiedenen Lastkonstellationen kann in einem M-N-Interaktionsdiagramm aufgezeigt werden. In Abbildung 5.3 ist ein solches Interaktionsdiagramm dargestellt.

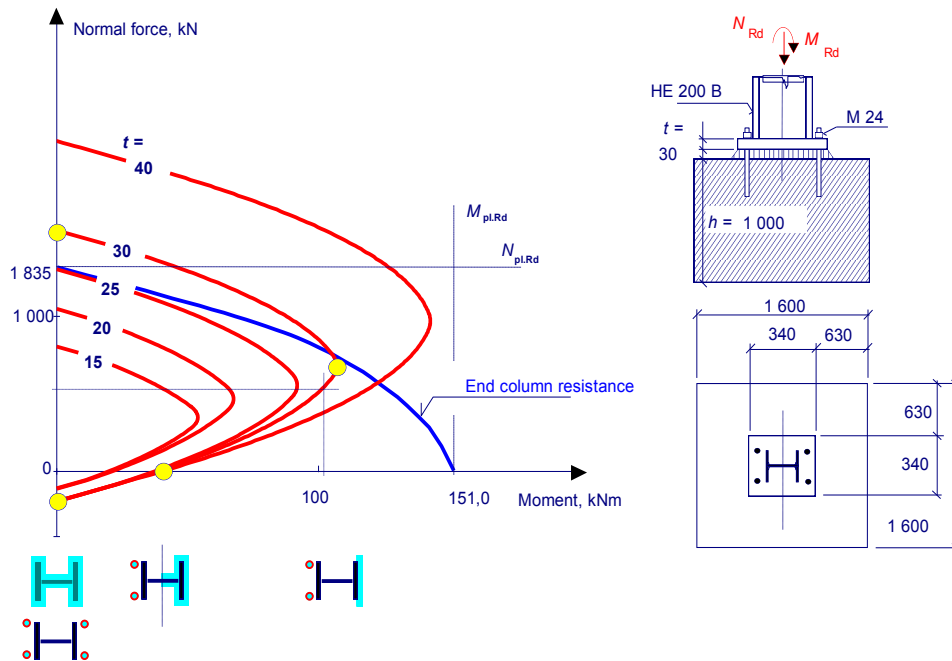


Abbildung 5.3: Beispiel eines M-N-Interaktionsdiagrammes eines Stützenfußanschlusses

5.1.2 Tragfähigkeit von Stützenfüßen mit Fußplatte und dünner Ankerplatte

Die Momententragfähigkeit der Fußplatte mit einer Ankerplatte wird aus den Tragfähigkeiten der Zug- und Druckkomponenten ermittelt. Im Vergleich mit dem Stützenfuß ohne Ankerplatte kommt in diesem Fall die Komponente der Ankerplatte unter Biege- und Zugbeanspruchung hinzu. Die Vorgehensweise, wie die Tragfähigkeiten bestimmt werden können ist in allen Anschlüssen mit einer Normal- und Biegebeanspruchung gleich.

In einem ersten Schritt werden die Tragfähigkeiten der Komponenten Fußplatte, Gewindebolzen und Kopfbolzen bestimmt. Die Größe der Pressungsfläche unterhalb der Fußplatte wird aus einem vertikalen Gleichgewicht der inneren Kräfte bestimmt. Sind die geometrischen Abmessungen der Druckzone bestimmt, können die Hebelarme und sodann die Momententragfähigkeit ermittelt werden.

Bei Stahlanschlüssen kann die elastische Tragfähigkeit mit einem Wert von $2/3$ der plastischen Tragfähigkeit angenommen werden. Dies stimmt mit der Biegebeanspruchung in einem T-Stummel überein. In diesem Fall wird vorausgesetzt, dass der Anschluss hinsichtlich der Gebrauchstauglichkeit lediglich elastisch beansprucht ist. Für das Modell der Fußplatte mit dünner Ankerplatte kann nicht von rein elastischem Verhalten ausgegangen und dieses Tragverhalten muss, ähnlich der Bemessung von Stahl- und Betonträgern, separat nachgewiesen werden.

5.2 Tragfähigkeit von gelenkigen Anschlüssen zwischen Stahl und Beton

5.2.1 Allgemeines

Dieser Anschluss stellt einen gebräuchlichen Anschluss einer Stahlkonstruktion an eine Betonwand dar. Die Ankerplatte wird in diesem Falle durch Schubkräfte V_{Ed} und Biegemomente $M_{y,Ed}$ belastet. Das in diesem Forschungsprojekt entwickelte Modell setzt eine steife Ankerplatte voraus, da die Verformungen innerhalb dieser vernachlässigt werden. Die Verbindungen von Anschlüssen zwischen Stahl und Beton können als starr, verformbar oder gelenkig modelliert werden. In den meisten Fällen wird die Verbindung von Trägern zu Ankerplatten als gelenkig angenommen. Im Falle eines gelenkigen Anschlusses ist die Verbindung lediglich durch eine Schubkraft und einem Biegemoment als Versatzmoment beansprucht. Das Biegemoment resultiert aus dem exzentrischen Lastangriff der Schubkraft an der Ankerplatte. Die Verbindung zwischen der Ankerplatte und dem Träger kann mit Hilfe von Laschen, Knaggen oder anderen gelenkigen Verbindungstechniken hergestellt werden (siehe Abbildung 5.4).

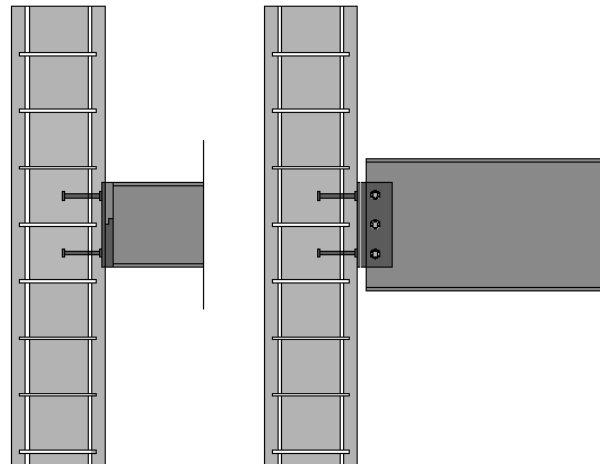


Abbildung 5.4: Gelenkiger Anschluss mit Laschenstoß (rechts), mit Schubknaggen (links) [37]

Wenn nicht vorausgesetzt werden kann, dass der Anschluss zwischen dem Träger und der Ankerplatte gelenkig ist, können an dieser Stelle größere Biegemomente entstehen. Im folgenden Kapitel wird allerdings ein gelenkiger Anschluss mit einer Exzentrizität e_v zwischen Träger und Ankerplatte beschrieben. Wenn in der globalen Tragwerksberechnung ein Biegemoment im Anschluss auftritt, kann die Exzentrizität e_v mit Gleichung (5.11) errechnet werden.

$$e_v = \frac{M_{y,Ed}}{V_{Ed}} \quad (5.11)$$

5.2.2 Zusammenbau hinsichtlich der Tragfähigkeiten

Mit dem entwickelten Komponentenmodell kann das Verhalten des gelenkigen Anschlusses abgebildet werden. Dieser Anschluss besteht aus einer Ankerplatte mit Kopfbolzen mit und ohne zusätzlicher Rückhängebewehrung in gerissenem und ungerissenem Beton. Um eine ausreichende Tragfähigkeit für den Traglastzustand nachweisen zu können, werden folgende fünf Schritte durchgeführt.

1. Berechnung der aus der Schubkraft resultierenden Zugkräfte.
2. Nachweis der geometrischen Abmessungen in der Zugzone.
3. Berechnung der Zugtragfähigkeit.
4. Berechnung der Schubtragfähigkeit.
5. Nachweis der Interaktionsbeziehungen zwischen Zug- und Schubtragfähigkeit.

Im Folgenden wird das mechanische Modell des gelenkigen Anschlusses beschrieben. Dadurch, dass die Schubkraft exzentrisch an der Ankerplatte angreift, entsteht ein Moment und es entstehen die Kräfte, die in Abbildung 5.5 dargestellt sind. Die Kopfbolzenreihe auf der lastabgewandten Seite wird in diesem Fall auf Zug beansprucht und stellt die Zugkomponente $N_{Ed,2}$ des Anschlusses dar. Die Zugkomponente $N_{Ed,2}$ bildet mit der Druckkomponente C_{Ed} ein vertikales Gleichgewicht. Die Schubkraft wird von den Kopfbolzen $V_{Ed,1}$ und $V_{Ed,2}$ und den Reibungskräften V_f im Bereich der Druckzone aufgenommen. Die Zugkomponente deren Tragverhalten über die Komponente "Kopfbolzen auf Zug" oder die Komponente "Kopfbolzen mit

Rückhängebewehrung auf Zug“ wiedergeben wird, ist im Kapitel 3 beschrieben. Wird keine zusätzliche Rückhängebewehrung verwendet, können folgende Versagensmechanismen entstehen:

- Stahlversagen des Kopfbolzens;
- Herausziehen des Kopfbolzens auf überschreiten der möglichen Pressungen am Bolzenkopf;
- Betonversagen der Verankerung.

Wird eine zusätzliche Rückhängebewehrung verwendet, tragen die Bügelbewehrung zum Lastabtrag bei und nehmen Einfluss auf das Verformungsverhalten des Anschlusses. Es können zusätzliche Versagensmechanismen entstehen:

- Stahlversagen der Rückhängebewehrung in Verbindung mit dem Betonversagen;
- Verbundversagen der Rückhängebewehrung in Verbindung mit dem Betonversagen;
- Kleiner Druckstrebenbruch.

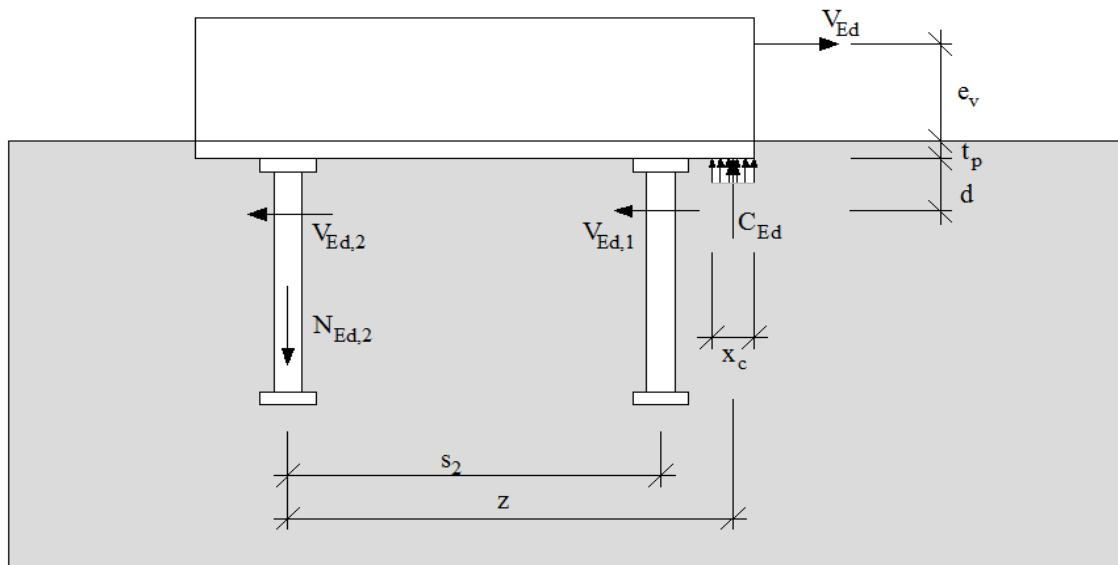


Abbildung 5.5: Resultierende Kräfte aus einer Schubbeanspruchung im Bereich der Ankerplatte [37]

Diese Versagensarten sind in Kapitel 3 ausführlich beschrieben.

Die Spannungen im Bereich der Druckzone werden unter Annahme einer rechteckigen Spannungsverteilung angesetzt. Diese Spannungen werden durch die Angaben in EN 1993-1-8, 6.2.5 [11] begrenzt. Der Bemessungswert der Betonfestigkeit unter Lagerpressung ist f_{jd} . Wird keine Ausgleichsmörtelschicht verwendet und hat die Ankerplatte eine einfache Geometrie, kann $f_{jd} = 3 \cdot f_{cd}$ angenommen werden. Die Druckzone A_c wird aus der Breite der Ankerplatte und der Höhe der Druckzone x_c bestimmt. Die Höhe der Druckzone resultiert aus dem vertikalen Gleichgewicht der Druckkräfte und der angenommenen Zugkräfte. Die Verformungen in der Ankerplatte werden vernachlässigt und die Druckzone beginnt daher am äußersten Ende der Platte. Die Steifigkeit dieser Komponente kann nach Kapitel 3 bestimmt werden.

$$\text{Gleichgewicht} \quad \sum N: C_{Ed} = N_{Ed,2} \quad (5.12)$$

$$\text{Druckkraft} \quad C_{Ed} = f_{jd} \cdot x_c \cdot b \quad (5.13)$$

Mit:

f_{jd} der Bemessungswert der Betonfestigkeit unter Lagerpressung $f_{jd} = 3 \cdot f_{cd}$ [N/mm²].

Die Lage der Schubkräfte $V_{Ed,1}$ und $V_{Ed,2}$ wurde auf Grundlage der Spannungsbilder aus numerischen Untersuchungen ermittelt. Diese zeigen, dass die resultierenden Schubkräfte etwa im Abstand d ab der Unterkante der Ankerplatte angreifen. d entspricht in diesem Fall dem Durchmesser des Kopfbolzens. Vereinfachend für das mechanische Modell wird für beide Schubkräfte eine gemeinsame Wirkungslinie angenommen (siehe Abbildung 5.6). Treten große Zugkräfte in der Kopfbolzenreihe auf der lastabgewandten Seite auf, können in dieser Reihe nur ein geringer Schubkraftanteil zusätzlich aufgenommen werden. Die Lage der Reibungskraft wird zwischen der der Betonoberfläche und der Ankerplatte angenommen.

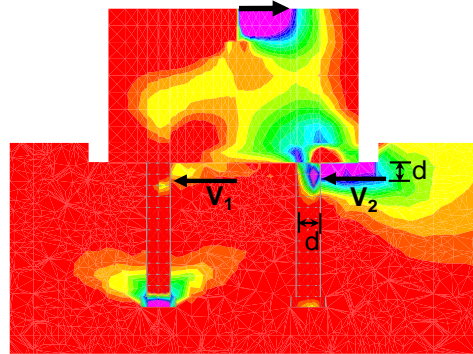


Abbildung 5.6: Spannungsverteilung σ_x in die Beanspruchungsrichtung [37] und [61]

Mit Hilfe des Momentengleichgewichts nach Gleichung (5.14) können die Zug- und Druckkomponenten ermittelt werden. Dieses Gleichgewicht wird um den Schnittpunkt der Wirkungslinien der Schubkräfte mit den Kopfbolzen und der Resultierenden der Druckzone angenommen. Die einwirkende Schubkraft dreht mit einem Hebelarm von $e_v + d + t_p$ im Uhrzeigersinn. Die Zugkraft und die resultierende Reibungskraft wirken dieser Beanspruchung entgegen, indem diese Kräfte gegen den Uhrzeigersinn drehen. Aus der Gleichung (5.14) folgt für den Bemessungswert der einwirkenden Zugkomponente auf die lastabgewandte Kopfbolzenreihe die Gleichung (5.15).

$$V_{Ed} \cdot (e_v + d + t_p) = N_{Ed,2} \cdot z + V_f \cdot d \tag{5.14}$$

$$N_{Ed,2} = \frac{V_{Ed} \cdot (e_v + d + t_p) - V_f \cdot d}{z} \tag{5.15}$$

Wenn der gelenkige Anschluss durch Schrägzug beansprucht wird, müssen zusätzliche Normalkräfte berücksichtigt werden (siehe Gleichung (5.16)). Diese Gleichung setzt voraus, dass die Normalkräfte nicht zu einem Abheben der Ankerplatte führen. In einem solchen Fall würden beide Kopfbolzenreihen auf Zug beansprucht werden und es könnten im gelenkigen Anschluss keine Schubkräfte über Reibungskräfte abgetragen werden.

$$V_{Ed} \cdot (e_v + d + t_p) + N_{Ed} \cdot \left(z - \frac{s_2}{2} \right) = N_{Ed,2} \cdot z + V_f \cdot d \tag{5.16}$$

Das oben beschriebene vertikale Gleichgewicht der Zug- und Druckkomponenten setzt eine iterative Berechnung voraus. Da die Druckzonenhöhe zu Beginn unbekannt ist, muss für die Größe der Zugkomponente in der Kopfbolzenreihe eine Annahme getroffen werden. Neben dem Nachweis des einwirkenden Momentes muss ein Schubkraftnachweis geführt werden. Die Schubtragfähigkeit wird aus der Summe der Einzeltragfähigkeiten der Kopfbolzen und der Reibungskräfte gebildet (siehe Abbildung 5.7).

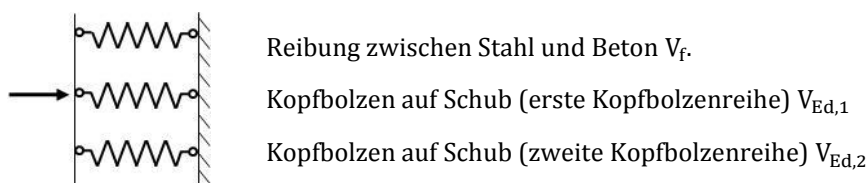


Abbildung 5.7: Schubkomponenten [37]

Wird der Anteil der Reibungskraft von der Schubtragfähigkeit abgezogen, muss der Rest der aufgebrachtten Schubkraft von den Kopfbolzen aufgenommen werden. Die Gesamtschubtragfähigkeit hängt von zwei unterschiedlichen Parametern ab:

- Stahlversagen der Kopfbolzen;
- Betonversagen bzw. einen rückwärtigen Betonausbruch der Verbindungsmittelgruppe.

Die Lastverteilung der Schubkräfte hängt vom Versagensmechanismus der Verbindungsmittel ab. Des Weiteren müssen die Interaktionsbeziehungen zwischen den Normal- und Schubkräften in der lastabgewandten Kopfbolzenreihe berücksichtigt werden. Daraus resultieren kleinere Tragfähigkeiten. Im Falle des Stahlversagens der Kopfbolzen kann angenommen werden, dass im Grenzzustand der Tragfähigkeit die erste Reihe der Kopfbolzen bis zu 100 % der Schubtragfähigkeit belastet werden kann. An dieser Stelle wirken in diesem Fall keine Zugkräfte. Der verbleibende Anteil der Schubkraft wird von der lastabgewandten Kopfbolzenreihe in Abhängigkeit der Interaktionsbeziehungen abgetragen. Wird das Betonversagen nachgewiesen, werden im Gegensatz dazu die Schubkräfte jeweils hälftig auf die einzelnen Kopfbolzenreihen verteilt. In diesem Falle müssen die Interaktionsbeziehungen für Betonversagen berücksichtigt werden. Die in den Gleichungen (5.17) und (5.18) dargestellten Interaktionsbeziehungen können angewendet werden.

$$\text{Betonversagen} \quad n_N^{3/2} + n_V^{3/2} \leq 1 \quad (5.17)$$

$$\text{Stahlversagen} \quad n_N^2 + n_V^2 \leq 1 \quad (5.18)$$

Mit:

$$n_N \quad \text{minimale Wert für } \frac{N_{Ed,i}}{N_{Rd,i}} [-];$$

$$n_V \quad \text{minimale Wert für } \frac{V_{Ed,i}}{V_{Rd,i}} [-].$$

Darüber hinaus sind weitere Nachweise erforderlich:

- Nachweis weiterer Stahlkomponenten, die mit der Ankerplatte verbunden sind.
- Nachweis der Ankerplatte, da die einwirkenden Zug- und Druckkräfte Biegebeanspruchungen in der Platte verursachen. Da die Ankerplatte als verformungslos und starr angenommen wurde, dürfen bei diesem Berechnungsansatz keine Fließgelenke auftreten.
- Für den Bemessungswert der Betonfestigkeit darf ein Wert von $f_{jd} = 3 \cdot f_{cd}$ angenommen werden. Daher sollte überprüft werden, ob zusätzliche Bewehrung notwendig ist, um ein lokales Betonversagen zu vermeiden (siehe EN 1992-1-1 [9]).
- Die Betonwand muss ggf. die Kräfte, die von der Ankerplatte weitergeleitet werden, aufnehmen können.

Der Nachweis der Tragfähigkeit des Anschlusses ist in Tabelle 5.1 in einem Ablaufdiagramm dargestellt.

Tabelle 5.1: Ablaufdiagramm für die Berechnung der Tragfähigkeit des gelenkigen Anschlusses

Schritt	Beschreibung	Formel	
Voraussetzung: Die Exzentrizität e_v und die Größe der einwirkenden Schubkraft V_{Ed} sind bekannt.			
1	Berechnung der aus der Schubkraft resultierenden Zugkraft. Abschätzung von x_c und Berechnung der Zugkomponente $N_{Ed,2}$.	Der innere Hebelarm z ist von der Druckzonenhöhe x_c abhängig $N_{Ed,2} = \frac{V_{Ed} \cdot (e_v + d + t_p) - V_f \cdot d}{z}$	
2	Verifizierung der Druckzonenhöhe. Überprüfung, ob die Annahme für x_c richtig ist.	$\sum N: C_{Ed} = N_{Ed,2} \quad x_c = \frac{C_{Ed}}{b \cdot f_{jd}}$ Wenn die Annahme für x_c zu klein ist, muss mit einem neuen Wert in Schritt 1 wiederholt werden. In den meisten Fällen gilt $f_{jd} = 3 \cdot f_{cd}$	
3	Auswertung der unterschiedlichen Komponenten der Zugtragfähigkeit. Berechnung von $N_{Rd,u}$.	Ohne Rückhängebewehrung	
		Mit Rückhängebewehrung	
4	Berechnung der Schubtragfähigkeit	$V_{Rd,s} = 0,6 \cdot N_{Rd,u,s}$ $V_{Rd,cp} = k \cdot \min[N_{Rd,cs}, N_{Rd,re,1}, N_{Rd,re,2}, N_{Rd,u,group}]$	
5	Berücksichtigung der Interaktionsbeziehungen	Zwei mögliche Versagensarten	
		Stahlversagen der Kopfbolzen	Betonversagen
		$V_{Ed,2} = V_{Ed} - V_{Rd,s} - V_f$	$V_{Ed,2} = \frac{V_{Ed} - V_f}{2}$
		$\left(\frac{N_{Ed,2}}{N_{Rd,u,s}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Ed,2}}{V_{Rd,s}}\right)^2 \leq 1$	$\left(\frac{N_{Ed,2}}{N_{Rd,u}}\right)^{3/2} + \left(\frac{V_{Ed,2}}{V_{Rd,cp}}\right)^{3/2} \leq 1$ $N_{Rd,u}$ schließt das Versagen $N_{Rd,u,s}$ nicht ein.
		Sind beide Interaktionsbeziehungen eingehalten?	
Ja Die Berechnung ist beendet.		Nein Die Tragfähigkeit des Anschlusses ist nicht ausreichend und es müssen neue Annahmen getroffen werden.	

5.3 Tragfähigkeit von momententragfähigen Verbundanschlüssen

5.3.1 Allgemeines

Für den momententragfähigen Verbundanschluss wurde ein Komponentenmodell entwickelt, um das Tragverhalten eines an eine Betonwand angeschlossenen Trägers darstellen zu können. Dieser Anschluss ist durch ein negatives Stützmoment beansprucht (siehe Abbildung 5.8). Die Komponenten des momententragfähigen Verbundanschlusses sind folgende:

- Längsbewehrung und Schlupf im Bereich der Verdübelung, Komponenten 1 und 2;
- Komponenten in der Ankerplatte, Komponenten 5 bis 10;
- Komponente des Betonanschlussbereiches, Komponente 11;
- Komponente des Trägerstegs und des Trägerflansches, Komponente 3;
- Stahlknagge, Komponente 4.

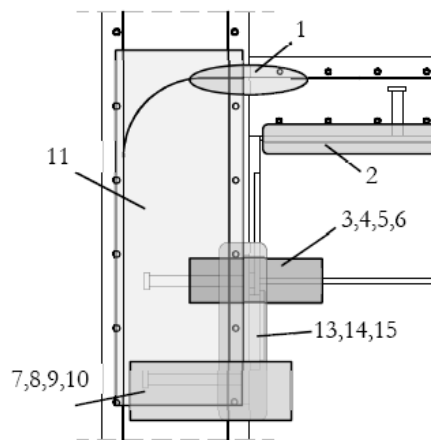


Abbildung 5.8: Komponentenmodell des momententragfähigen Verbundanschlusses [37]

5.3.2 Zusammenbau der Komponenten und Bestimmung der Anchlusseigenschaften

Um die Anchlusseigenschaften des momententragfähigen Verbundanschlusses zu erhalten, werden der Zusammenbau der Komponenten und das Federmodell in diesem Kapitel beschrieben. Unter einem negativen Stützmoment werden die Federn wie in Abbildung 5.8 dargestellt angeordnet. Für die Bestimmung einer Momenten-Rotationskurve kann entweder ein "optimierter" Ansatz verwendet werden oder ein Ansatz, der auf der aktuellen Normung basiert. Für die erstere Methode werden die Einzelkomponenten der Längsbewehrung auf Zug, des Schlupfes in der Verbundfuge und die Komponenten der Ankerplatten verwendet. Diese sind in Kapitel 3 beschrieben. Dieses Modell bildet das tatsächliche Tragverhalten des momententragfähigen Verbundanschlusses besser ab [29]. In einem normungsbasierten Ansatz können lediglich die dort vorhandenen Empfehlungen für die Steifigkeiten verwendet werden.

In dem in Abbildung 5.9 dargestellten Modell werden die Zug- und die Druckkomponenten in einer Reihe angeordnet. Dadurch ist die Lastverteilung in den einzelnen Reihen einfacher, da die Zugkomponente nicht auf unterschiedliche Reihen verteilt werden muss. Die unterschiedlichen Reihen müssten bei herkömmlichen Stahl-Verbund-Anschlüssen berücksichtigt werden. In einem ersten Schritt werden somit die Lasten in den Zug- und Druckkomponenten zusammengefasst. Diese äquivalente Feder muss sodann das Last-Verformungsverhalten der Federgruppe abbilden können. Dabei muss berücksichtigt werden, ob die Federn in Reihe oder parallel angeordnet sind. In dem hier beschriebenen Modell sind sowohl die Druckkomponenten als auch die Zugkomponenten in Reihe angeordnet. Aus dem in Abbildung 5.8 dargestellten Komponenten folgt das Modell in Abbildung 5.9 mit den äquivalenten Kräften $F_{eq,t}$ und $F_{eq,c}$.

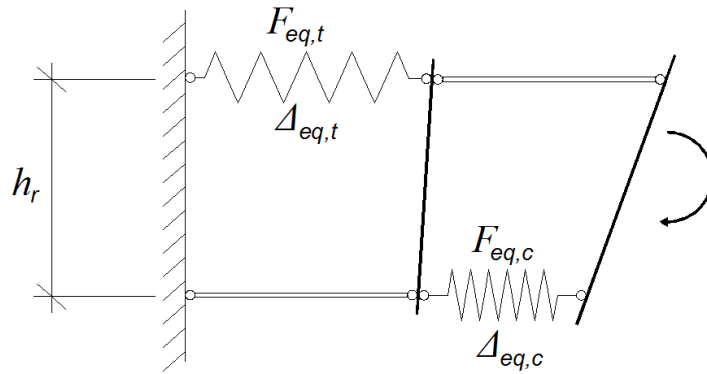


Abbildung 5.9: Vereinfachtes Modell mit zusammengefassten Zug- und Druckkomponenten [37]

Diese äquivalenten Kräfte bestimmen sich nach Gleichung (5.19), in der die Indizes i und n jeweils alle Komponenten der Zug- und Druckzone repräsentieren.

$$F_{eq} = \min\{F_i \text{ bis } F_n\} \tag{5.19}$$

Da nur jeweils eine Reihe in der Zug- und Druckzone berücksichtigt wird, kann die Momenten-Rotationskurve relativ leicht bestimmt werden. Der innere Hebelarm wird als Abstand zwischen der Längsbewehrung und der Mitte des unteren Trägerflansches definiert. Das Zentrum der Anschlussplatte stimmt mit der Flanschmitte überein.

$$M_{eq} = \min\{F_{eq,t}; F_{eq,c}, F_{JL}\} \cdot h_r \tag{5.20}$$

Werden die Einzelkomponenten auf Grundlage der Norm bestimmt, bei denen z.B. die Komponente der "Längsbewehrung auf Zug" nur bis zur Streckgrenze belastet werden kann, müssen diese Komponenten in den Gleichungen (5.19) und (5.20) verwendet werden.

6 Zusammenbau des Modells hinsichtlich der Steifigkeiten

6.1 Steifigkeit von Stützenfüßen

6.1.1 Steifigkeit von Stützenfüßen nur mit Fußplatte

Die Berechnung der Steifigkeit basiert auf [54] und verläuft analog zur Berechnung der Steifigkeiten der Träger-Stützen-Anschlüsse. Sie unterscheiden sich darin, dass bei den Stützenfüßen Normalkräfte berücksichtigt werden müssen [24]. In Abbildung 6.1 ist das Modell zur Bestimmung der Gesamtsteifigkeit des Anschlusses dargestellt, mit den folgenden Elementen:

- Beanspruchung;
- Druckzone unter dem Trägerflansch;
- Anordnung der Reaktionskräfte unter der Fußplatte;
- Lage der Spannungsnulllinie.

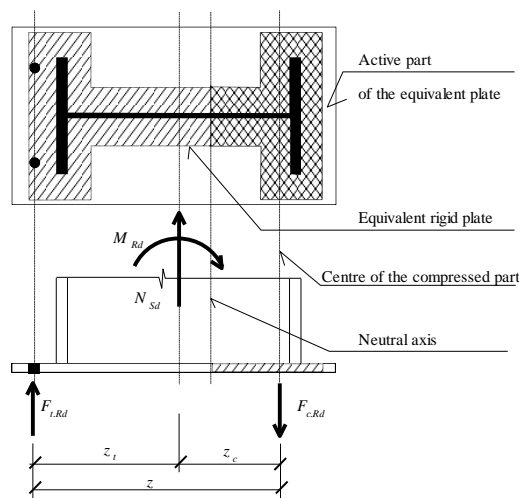


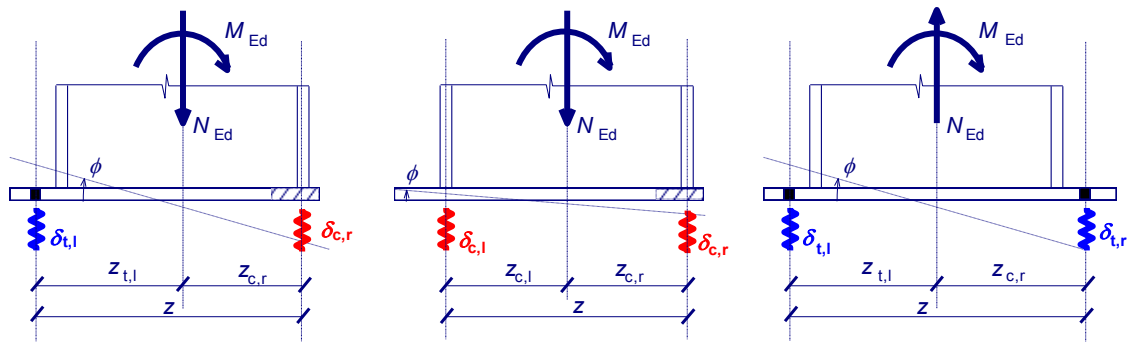
Abbildung 6.1: Modell zur Ermittlung der Gesamtsteifigkeit des Stützenfußes [54]

Zur Bestimmung der Steifigkeiten werden nur die wirksamen Flächen berücksichtigt. Die Druckkraft $F_{c,Rd}$ ist im Zentrum der Pressungsfläche und die Zugkraft $F_{t,Rd}$ in der Achse der Ankerschrauben angeordnet. Die Rotationssteifigkeit der Fußplatte wird normalerweise durch proportionale Lasterhöhung bei konstanter Exzentrizität bestimmt.

$$e = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} = \text{const.} \quad (6.1)$$

Für unterschiedliche Exzentrizität können drei verschiedene Versagensmechanismen auftreten [54]:

- Fall 1 – mit Aktivierung einer Reihe von Ankerschrauben bei großer Exzentrizität. Dieser Fall tritt ein, wenn der Stützenfuß durch Normalkräfte belastet ist, die verglichen mit der Tragfähigkeit des Betons klein sind. Während des Versagens treten keine größeren lokalen Betonschädigungen auf. Der Anschluss versagt, da die Ankerschrauben versagen oder eine Fließgelenkkette in der Stützenfußplatte entsteht.
- Fall 2 – ohne Zugkräfte in den Ankerschrauben bei kleiner Exzentrizität. Dieser Fall tritt ein, wenn große Druckkräfte im Stützenfuß vorherrschend sind. Das lokale Betonversagen tritt ein, bevor Zugkräfte entstehen können.
- Fall 3 – Zugkräfte in beiden Ankerschraubenreihen. Dieser Fall tritt ein, wenn beide Ankerschraubenreihen auf Zug aktiviert werden und der Stützenfuß auf Zug beansprucht wird. Dieser Fall ist eher selten, allerdings wären die Berechnungsansätze bei den Stützenfüßen dieselben.



Fall 1: Eine Ankerschraubenreihe auf Zug beansprucht

Fall 2: keine Zugbeanspruchung der Ankerschraubenreihen

Fall 3: Aktivierung beider Ankerschraubenreihen auf Zug

Abbildung 6.2: Mechanische Modelle der Fußplatte

Die Verformungen $\delta_{t,l}$ und $\delta_{c,r}$ der Komponenten hängen von der Steifigkeit der Zug- und Druckkomponenten (k_c und k_t) ab (siehe Gleichungen (6.2) und (6.3)).

$$\delta_{t,l} = \frac{\frac{M_{Ed}}{z} - \frac{N_{Ed} z_t}{z}}{E k_t} = \frac{M_{Ed} - N_{Ed} z_t}{E z k_t} \quad (6.2)$$

$$\delta_{c,r} = \frac{\frac{M_{Ed}}{z} - \frac{N_{Ed} z_t}{z}}{E k_c} = \frac{M_{Ed} - N_{Ed} z_t}{E z k_c} \quad (6.3)$$

Die Rotation der Fußplatte kann mit der Gleichung (6.4) bestimmt werden.

$$\phi = \frac{\delta_{t,l} + \delta_{c,r}}{z} = \frac{1}{E z^2} \cdot \left(\frac{M_{Ed} - N_{Ed} \cdot z_c}{k_t} + \frac{M_{Ed} + N_{Ed} \cdot z_t}{k_c} \right) \quad (6.4)$$

Daraus kann die Anfangsrotationssteifigkeit bestimmt werden:

$$S_{j,ini} = \frac{E z^2}{\frac{1}{k_c} + \frac{1}{k_t}} = \frac{E z^2}{\sum \frac{1}{k}} \quad (6.5)$$

Der nichtlineare Bereich der Momenten-Rotationskurve wird mit Hilfe von μ beschrieben. Dieser gibt das Verhältnis der Steifigkeiten wieder und kann mit Hilfe der Rotationssteifigkeit in Abhängigkeit von den Biegemomenten bestimmt werden [11] und [56].

$$\mu = \frac{S_{j,ini}}{S_j} = \left(\kappa \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} \right)^\xi \geq 1 \quad (6.6)$$

Mit:

κ Dieser Koeffizient beschreibt den Beginn des nichtlinearen Teils der Kurve, $\kappa = 1,5$ [-];

ξ Formbeiwert der Kurve, $\xi = 2,7$ [-].

Die Rotationssteifigkeit des Anschlusses kann mit Gleichung (6.7) bestimmt werden.

$$S_j = \frac{E z^2}{\mu \sum \frac{1}{k}} \quad (6.7)$$

Für die oben beschriebenen Gleichungen zur Bestimmung der Rotationssteifigkeit können die Komponenten nach Abbildung 6.3 verwendet werden. Diese Komponenten sind:

- Ankerschrauben auf Zug k_p ;
- Fußplatte auf Biegung k_b ;
- Beton auf Druck k_c .

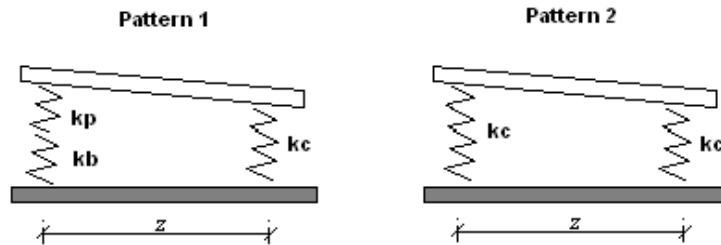


Abbildung 6.3: Mechanisches Modell der Fußplatte [54]

Aus Abbildung 6.3 ist ersichtlich, dass die Steifigkeit der Zugzone aus den Steifigkeiten der Ankerschrauben auf Zug und der Fußplatte auf Biegung ermittelt wird. Mit Hilfe der oben beschriebenen Parameter S_j , μ und M_{Rd} kann die in Abbildung 6.4 wiedergegebene Momenten-Rotationskurve bestimmt werden, die das Tragverhalten des Anschlusses am besten widerspiegelt.

Die Verfahren zur Bestimmung der Rotationssteifigkeit wurden für offene I- und H-Querschnitte entwickelt. Bei rechteckigen Hohlprofilen können die beiden Stege direkt in der Berechnung berücksichtigt werden. Rotationssteifigkeiten bei der Verwendung von kreisförmigen und elliptischen Querschnitten können nach [31] berechnet werden.

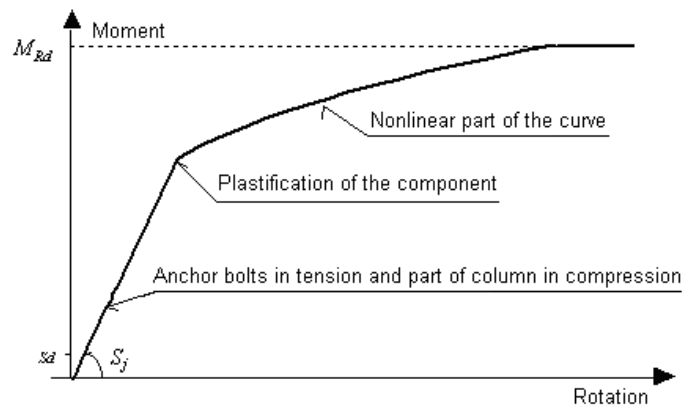


Abbildung 6.4: Momenten-Rotationskurve der Fußplatte

6.1.2 Steifigkeit von Stützenfüßen mit Fußplatte und dünner Ankerplatte

Die Biegesteifigkeit des Stützenfußes mit Ankerplatte folgt aus den Einzelsteifigkeiten der Federkomponenten. Dies umfasst die Fußplatte, die Gewindebolzen, die Ankerplatte und die Kopfbolzen. Im Vergleich mit Stützenfüßen mit lediglich einer Fußplatte kommen die Komponenten der Ankerplatte und der Kopfbolzen hinzu. In Abbildung 6.5 sind die einzelnen Komponenten und die zugehörigen Hebelarme dargestellt.

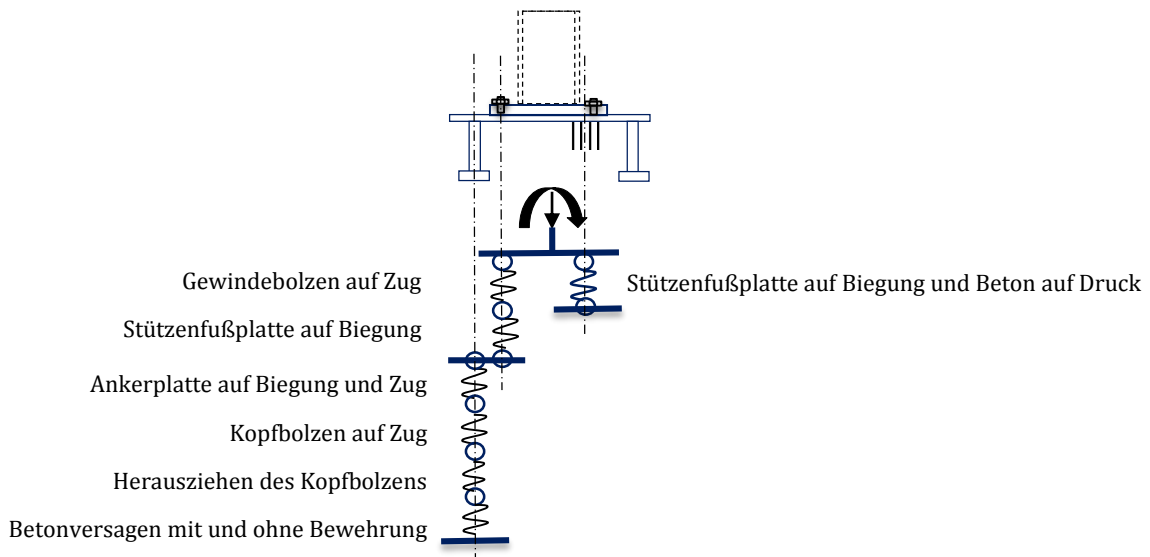


Abbildung 6.5: Komponentenmodell des Stützenfußes mit Ankerplatte

6.2 Steifigkeit von gelenkigen Anschlüssen zwischen Stahl und Beton

6.2.1 Allgemeines

In der CEN/TS 1992-4-2 [2] sind die Steifigkeiten der Betonkomponenten noch nicht berücksichtigt, um das Verformungsverhalten eines Anschlusses zu beschreiben. Im Folgenden werden die Steifigkeiten der Betonkomponenten, die im Forschungsprojekt INFASO [37] entwickelt wurden, auf die Gesamtsteifigkeit des Anschlusses zwischen Stahl und Beton angewendet. Ziel ist die Bestimmung einer Momenten-Rotationskurve. Die einzelnen Betonkomponenten sind im Kapitel 3 detailliert beschrieben. Mit diesen kann das Rotationsverhalten des gelenkigen Anschlusses dargestellt werden, der durch eine Schubkraft V_{Ed} belastet ist. Es kann vorausgesetzt werden, dass im Falle eines gelenkigen Anschlusses die Rotation die globale Bestimmung der Schnittgrößen oder die Ermittlung der Momententragfähigkeit beeinflusst (siehe Abbildung 6.6 (links)).

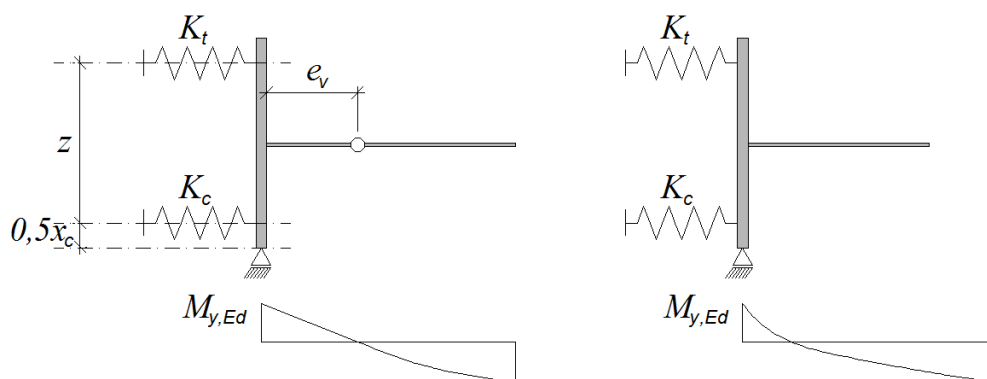


Abbildung 6.6: Modell für die Globale Schnittgrößenermittlung eines gelenkigen Anschlusses (links); Modell für die Globale Schnittgrößenermittlung eines starren/nachgiebigen Anschlusses (rechts)

Wenn der Anschluss zwischen Träger und der Ankerplatte nicht gelenkig angenommen werden kann, treten höhere Biegemomente im Anschluss auf. Im folgenden Kapitel wird ein Anschluss mit einer gelenkigen Verbindung mit einer exzentrisch angreifenden Querkraft beschrieben. Muss ein Moment vom Anschluss übertragen werden, kann dies mit Hilfe der Exzentrizität e_v und einer Querkraft V_{Ed} nach Gleichung (6.8) berücksichtigt werden.

$$e_v = \frac{M_{y,Ed}}{V_{Ed}} \quad (6.8)$$

In diesem Falle ist es wichtig, die Rotationssteifigkeit des Anschlusses zu bestimmen, da diese einen Einfluss auf die globale Schnittgrößenermittlung hat (siehe Abbildung 6.6 (rechts)).

6.2.2 Zusammenbau des Modells hinsichtlich der Rotationssteifigkeit

Um das Rotationsverhalten des Querkraftanschlusses modellieren zu können, sind die zwei Komponenten notwendig – eine Zugkomponente und eine Druckkomponente. Die Zugkomponente entspricht der lastabgewandten Kopfbolzenreihe auf der lastabgewandten Seite nach Kapitel 3 und die Druckkomponente der Betonpressung unter der Ankerplatte. Mit den beiden Komponenten und dem Hebelarm z kann die Steifigkeit wiedergegeben werden.

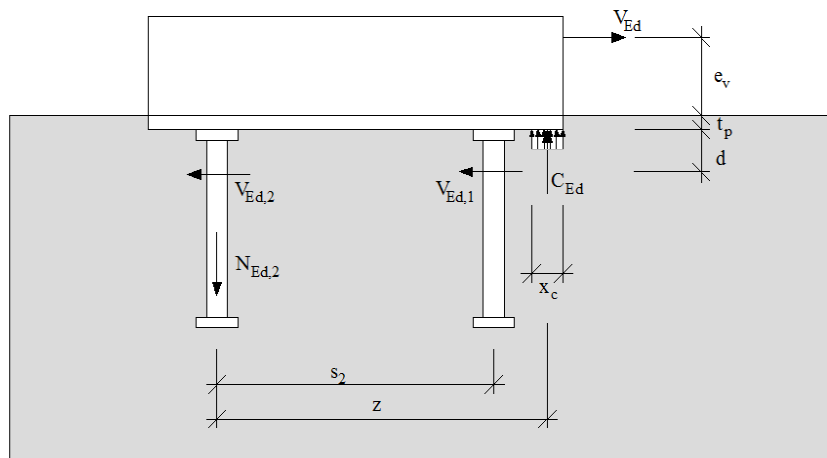


Abbildung 6.7: Kräfte im Bereich der Ankerplatte durch eine exemplarische Schubbeanspruchung [37]

Die einwirkende Schubkraft V_{Ed} führt zu einer Zugbeanspruchung $N_{Ed,2}$ in der lastabgewandten Kopfbolzenreihe der Ankerplatte. Diese steht im horizontalen Gleichgewicht mit der resultierenden Druckkraft C_{Ed} . Die Kräftegleichgewichte des Querkraftanschlusses sind in Kapitel 5 beschrieben. Diese resultierenden Kräfte führen zu Verformungen δ_T auf der zugbeanspruchten Seite und zu Verformungen δ_C auf der druckbeanspruchten Seite (siehe Abbildung 6.8). Mit Hilfe dieser beiden Verformungswerte und dem inneren Hebelarm z kann die Rotationssteifigkeit einer steifen Ankerplatte mit der Gleichung (6.9) berechnet werden.

$$\varphi = \frac{\delta_T + \delta_C}{z} \quad (6.9)$$

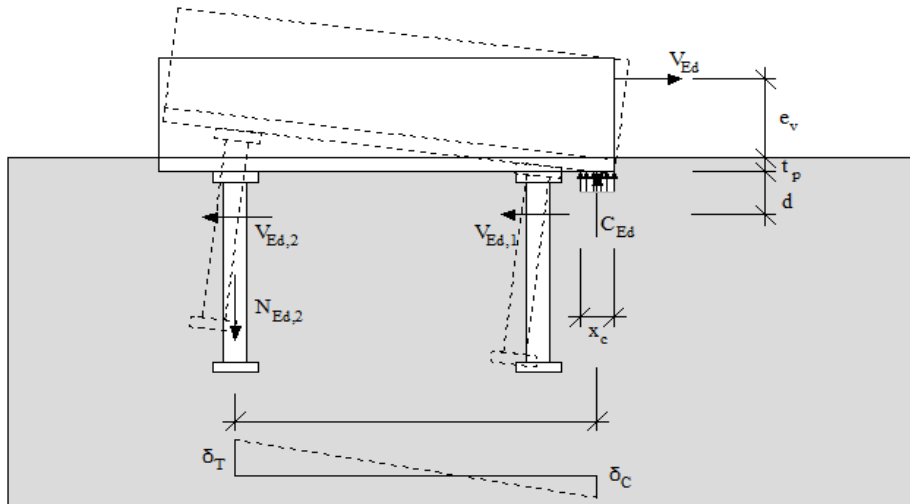


Abbildung 6.8: Durch Schubkraft verursachte Rotation der Ankerplatte [37]

Im folgenden Abschnitt wird ein kurzer Überblick über die Zug- und die Druckkomponenten gegeben.

6.2.3 Zugkomponenten

Die Zugkomponente ist im Detail in Kapitel 3 beschrieben. Es existieren die beiden Alternativen dieser Komponenten "Kopfbolzen auf Zug" und "Kopfbolzen mit Rückhängebewehrung auf Zug". Für jede Komponente wurde ein entsprechendes Federmodell entwickelt.

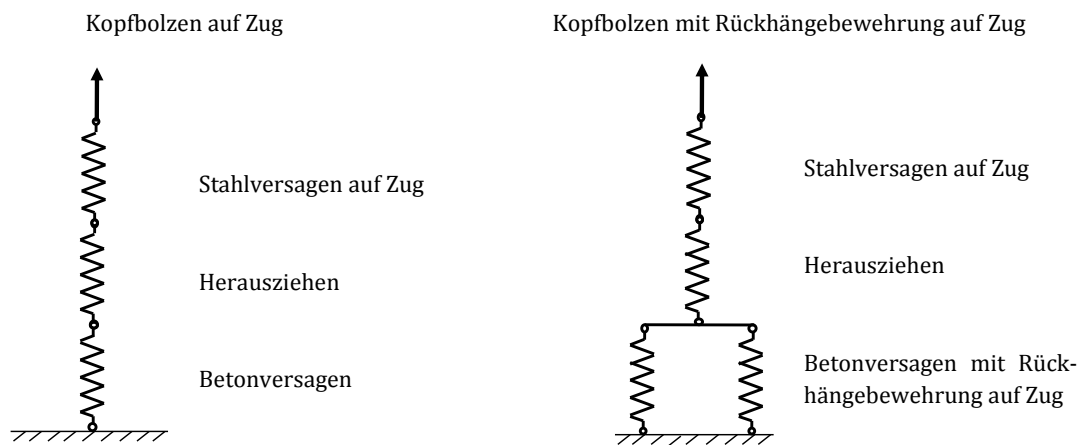


Abbildung 6.9: Komponentenmodelle für Kopfbolzen mit und ohne Rückhängebewehrung [37]

In Abhängigkeit davon, ob Rückhängebewehrung verwendet wird oder nicht, sind die Verformungen dieser Komponente mit den Gleichungen (6.10) bis (6.14) definiert.

Für Kopfbolzen auf Zug ohne Rückhängebewehrung gilt:

$$N_{\text{act}} = 0 \text{ bis } N_{\text{act}} = N_{\text{Rk,c}} : \quad \delta_1 = \delta_{\text{Rk,p,1}} + \delta_{\text{Rk,sy}} \quad (6.10)$$

$$N_{\text{act}} = N_{\text{Rk,c}} \text{ bis } N_{\text{act}} = 0 : \quad \delta_2 = \delta_1(N_{\text{Rk,c}}) + \frac{N_{\text{act}} - N_{\text{Rk,c}}}{k_{\text{c,de}}} \quad (6.11)$$

Für Kopfbolzen auf Zug mit Rückhängebewehrung gilt:

$$N_{\text{act}} = 0 \text{ bis } N_{\text{act}} = N_{\text{Rk,c}} : \quad \delta_1 = \delta_{\text{Rk,p,1}} + \delta_{\text{Rk,sy}} \quad (6.12)$$

$$N_{\text{act}} = N_{\text{Rk,c}} \text{ bis } N_{\text{act}} = N_{\text{u}} : \quad \delta_2 = \delta_{\text{Rk,p,2}} + \delta_{\text{Rk,sy}} + \delta_{\text{Rk,c+s}} \quad (6.13)$$

$$N_{\text{act}} = N_{\text{u}} \text{ bis } N_{\text{act}} = 0 : \quad \delta_3 = \delta_2(N_{\text{u}}) + \frac{N_{\text{act}} - N_{\text{u}}}{k_{\text{c,de}}} + \frac{N_{\text{u}} - N_{\text{act}}}{10000} \quad (6.14)$$

In beiden Fällen ist es wichtig, dass weder Stahlversagen noch das Herausziehen des Kopfbolzens der maßgebende Versagensfall wird. Diese sind als Versagensmechanismen nicht in den oben dargestellten Gleichungen berücksichtigt.

6.2.4 Druckkomponenten

Die Federsteifigkeit der Druckkomponente kann mit dem Ansatz aus EN 1993-1-8 [11] nach Gleichung (6.15) berechnet werden. Der Einfluss der Betonsteifigkeit auf die Rotationssteifigkeit des Anschlusses ist nicht sehr groß

$$K_c = \frac{E_c \cdot \sqrt{A_{\text{eff}}}}{1,275} \quad (6.15)$$

6.2.5 Innerer Hebelarm z und die Rotationssteifigkeit

Aus den Gleichgewichtsbedingungen muss in einem ersten Schritt für die angreifende Schubkraft V_{Ed} eine zugehörige Beanspruchung in der hinteren Dübelreihe $N_{\text{Ed,2}}$ ermittelt werden. Aus dem horizontalen Kräftegleichgewicht folgt die Größe der Druckkomponente C_{Ed} , die Höhe der Druckzone x_c und der innere Hebelarm z . Diese Werte müssen für die unterschiedlichen Beanspruchungsgrößen jeweils neu ermittelt werden. Ist eine kleine Schubbelastung V_{Ed} vorhanden, folgen daraus eine kleine Beanspruchung $N_{\text{Ed,2}}$ in der hinteren Dübelreihe $N_{\text{Ed,2}}$, eine geringere Druckzonenhöhe x_c und ein größerer innerer Hebelarm z . Die unterschiedlichen inneren Hebelarme können leicht in einer computerbasierten Berechnung berücksichtigt werden. Bei Handrechnungen sollte ein fixer Wert für den inneren Hebelarm angenommen werden. Für die meisten Anschlusskonfigurationen ist es am einfachsten, wenn zur Bestimmung des inneren Hebelarms die maximale Tragfähigkeit der Zugkomponente der hinteren Kopfbolzenreihe angenommen wird. Basierend auf diesem Wert wird die maximal resultierende Druckkraft und der minimale innere Hebelarm ermittelt. In Fällen, in denen die Ankerplatte sehr klein ist und die Zugtragfähigkeit sehr groß ist, sollte der innere Hebelarm mit einer anderen Methode errechnet werden.

Neben der Rotation des Anschlusses durch die Schubbeanspruchung kann auch die Rotationssteifigkeit bestimmt werden. Mit Hilfe der Rotationssteifigkeit kann das globale Tragverhalten des Systems realistisch abgebildet werden. Die Anfangssteifigkeit kann nach EN 1993-1-8, 6.3.1 [11] bestimmt werden (siehe Gleichung (6.16)).

$$S_{j,\text{ini}} = \frac{z^2}{\left(\frac{1}{K_T} + \frac{1}{K_C}\right)} \quad (6.16)$$

Mit:

K_T Steifigkeit der Zugkomponente [N/mm];
 K_C Steifigkeit der Druckkomponenten [N/mm].

Wird kein duktils Verhalten angenommen, kann die Anfangssteifigkeit $S_{j,ini}$ bis zur Maximallast angesetzt werden. Für duktils Verhalten kann die Steifigkeit S_j des Anschlusses hinsichtlich des Ausnutzungsgrades modifiziert werden. Die Charakteristik des Anschlusses kann über eine trilineare Kurve abgebildet werden (siehe Gleichung (6.17)). Der Faktor μ folgt aus EN 1993-1-8 [11]. Es sollte berücksichtigt werden, dass in diesem Fall große, unerwünschte Risse auftreten können.

$$S_j = S_{j,ini}/\mu \tag{6.17}$$

6.3 Steifigkeit von momententragfähigen Verbundanschlüssen

Für den Verbundanschluss mit einem negativen Stützmoment wurde der Zusammenbau nach dem mechanischen Modell in Abbildung 5.8 (rechts) ausgeführt. Das Zusammensetzen der einzelnen Komponenten wird im Folgenden auf Grundlage zweier unterschiedlicher Ansätze beschrieben. Diese sind:

- Optimierter Ansatz;
- Normungsbasierter Ansatz.

In dem optimierten mechanischen Modell nach Abbildung 5.8 ist für die Druck- und die Zugkomponente nur jeweils eine Reihe von Federn vorhanden. Die Verformungen $\Delta_{eq,t}$ und $\Delta_{eq,c}$ der parallelgeschalteten Federn lassen sich mit Gleichung (6.18) bestimmen.

$$\Delta_{eq} = \sum_{i=1}^n \Delta_i \tag{6.18}$$

Mit:

i und n Anzahl der Komponenten in der Druck- oder der Zugzone [-].

Zur Bestimmung der Anschlussrotation ist der innere Hebelarm h_r notwendig. Die Rotation ergibt sich mit der Gleichung (6.19).

$$\phi_j = \frac{\Delta_{eq,t} + \Delta_{eq,c} + \Delta_{JL}}{h_r} \tag{6.19}$$

Mit:

$\Delta_{eq,t}$ und $\Delta_{eq,c}$ Äquivalente Verformungen der Zug- und Druckkomponenten [mm].

Der grundlegende Unterschied im normenbasierten Modell liegt in der Bestimmung der Anfangssteifigkeit des Anschlusses. Die Anfangssteifigkeit kann mit Gleichung (6.20) unter Verwendung der Einzelsteifigkeiten bestimmt werden. Der Schlupf der Verdübelung des Verbundträgers wird dadurch berücksichtigt, dass der Koeffizient k_{slip} mit dem Steifigkeitskoeffizient der Längsbewehrung multipliziert wird. Für die Druckstrebe ist keine Steifigkeit beschrieben, allerdings ist deren Verformungsanteil an der Gesamtverformung gering. Daher wird diese wie die beiden Druckkomponenten als unendlich starr angenommen.

$$S_{j,ini} = \frac{Eh_r^2}{\left(\frac{1}{k_{eq,t}} + \frac{1}{k_{eq,c}}\right)} \tag{6.20}$$

Mit:

$k_{eq,t}$ und $k_{eq,c}$ Äquivalente Steifigkeit der Zug- und Druckkomponenten [N/mm].

7 Ganzheitliche Berechnung unter Berücksichtigung der Anschlusssteifigkeit

7.1 Statische Berechnung unter Berücksichtigung der Anschlusssteifigkeit

Für die herkömmliche statische Berechnung von Systemen werden die Stahl- und Verbundanschlüsse entweder als starr mit unendlich großer Rotationssteifigkeit oder als gelenkig ohne jegliche Rotationssteifigkeit modelliert. Das tatsächliche Tragverhalten dieser Anschlüsse liegt allerdings dazwischen [33] und es ist realistischer, wenn die Anschlüsse nachgiebig modelliert werden. Für diese Anschlüsse wird eine teilweise freie Rotation zwischen den angeschlossenen Bauteilen angenommen. Dies steht im Gegensatz zur Annahme von keiner oder unbeschränkter Rotation.

Daraus folgt, dass die Knotencharakteristik einen nicht zu vernachlässigenden Einfluss auf die statische Berechnung des Systems hat [34] und [40]. Dies betrifft die inneren Schnittgrößen und die Verformungen. Für die Tragfähigkeit ist der Einfluss der Anschlusseigenschaften eindeutig und die Tragfähigkeit des Gesamtsystems muss reduziert werden, wenn der Anschluss die inneren Schnittgrößen nicht aufnehmen kann. Für diese Anwendungsfälle ist das Rotationsvermögen ebenfalls von Bedeutung, da dies die Versagensart und die Lastumlagerung beeinflusst. Für die reinen Betonverbindungen bleibt die Unterteilung in starre und gelenkige Anschlüsse erhalten [9]. Das Verhalten der Verbundanschlüsse ist ähnlich wie das der Stahlan-schlüsse und diese sollten nach den gleichen Kriterien untersucht werden.

Mit der Komponentenmethode kann das tatsächliche Tragverhalten Stahl- und Stahlverbundknoten effizient ausgewertet und hinsichtlich der Rotationssteifigkeit, der Biegetragfähigkeit und der Rotationskapazität bewertet werden [32]. Mit der Komponentenmethode lässt sich das Tragverhalten des Knotens in die globale baustatische Berechnung des Systems einordnen. Diese Berechnungsmethoden sind durch die EN 1993-1-8 [11] und die EN 1994-1-1 [12] in den Normen verankert und sollten in folgenden Schritten durchgeführt werden.

1. Darstellung der Anschlusscharakteristik durch die Rotationssteifigkeit, Biegetragfähigkeit und die Rotationskapazität;
2. Klassifizierung des Anschlusses;
3. Modellierung des Anschlusses;
4. Idealisierung des Anschlusses.

Die Klassifizierung des Anschlusses wird in Kapitel 2 ausführlich beschrieben. Für herkömmliche Anschlüsse werden die Grenzwerte für die Steifigkeit (siehe Abbildung 2.6) und die Tragfähigkeit (siehe Abbildung 2.7) beschrieben. Über die Klassifizierung wird die Art und Weise festgelegt wie der Anschluss in der statischen Berechnung berücksichtigt werden soll. In Tabelle 7.1 werden diese Grenzwerte für Rahmentragwerke wiedergegeben, bei denen zusätzliche Aussteifungen die Horizontalverschiebung um mindestens 80 % verringern.

Für die Klassifizierung der Steifigkeit wird die Steifigkeit des angeschlossenen Trägers zur Bestimmung der Grenzwerte verwendet. Die Klassifizierung der Tragfähigkeit basiert auf der minimalen Tragfähigkeit der angeschlossenen Bauteile. Hinsichtlich einer Klassifizierung der Rotationskapazität sind die Informationen begrenzt. In der EN 1993-1-8 [11] ist lediglich folgende qualitative Einstufung gegeben:

- duktile Anschlüsse (für die plastische Berechnung) – duktile Komponenten bestimmen das Tragverhalten;
- teilweise duktile Anschlüsse deren Komponenten ein begrenztes Verformungsvermögen aufweisen;
- spröde Anschlüsse (Lastumlagerungen nicht möglich) – spröde Komponenten bestimmen das Tragverhalten.

Tabelle 7.1: Kriterien für die Grenzwerte der Klassifizierung von Träger-Stützen-Anschlüssen in Stahl- oder Stahlverbundbauweisen.

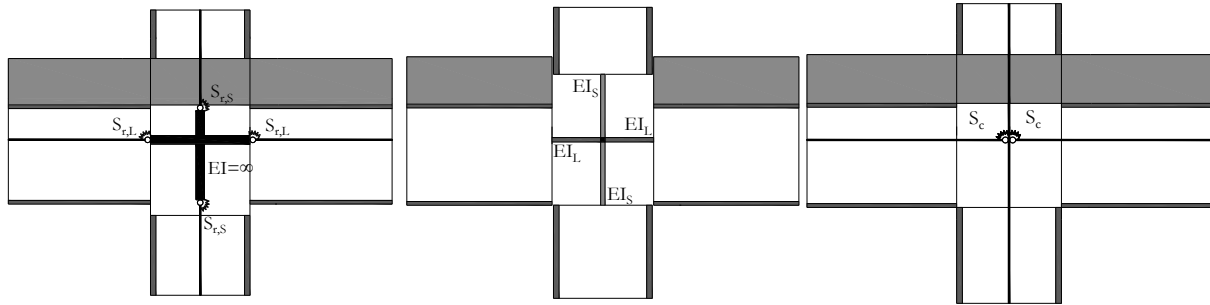
Steifigkeit	
Starr / nachgiebig	$S_{j,ini} = \frac{8 \cdot EI_b}{L_b}$
Nachgiebig / gelenkig	$S_{j,ini} = \frac{0,5 \cdot EI_b}{L_b}$
Tragfähigkeit	
Volltragfähig / teiltragfähig	Am Stützenkopf: $\min\{M_{c,pl,Rd}; M_{b,pl,Rd}\}$ Zwischen zwei Geschossen: $\min\{2 \cdot M_{c,pl,Rd}; M_{b,pl,Rd}\}$
Teiltragfähig / gelenkig	25 % der Volltragfähigkeit / Teiltragfähigkeit

In der statischen Berechnung sind übereinstimmend mit der Klassifizierung der Steifigkeiten und der Tragfähigkeiten drei unterschiedliche Anschlussmodellierungen möglich (siehe Tabelle 7.2). Für biegesteife Anschlüsse muss eine ausreichende Rotationskapazität zwischen den angeschlossenen Bauteilen vorhanden sein. Bei gelenkigen Anschlüssen ist die Rotation frei möglich.

Zwischen diesen beiden Grenzfällen kann der Anschluss als nachgiebig eingestuft werden. Um einen nachgiebigen Anschluss im statischen Modell zu modellieren, können unterschiedliche Ansätze gewählt werden. In Abbildung 7.1 a) wird das tatsächliche Verhalten des Anschlusses modelliert. L-Federn $S_{r,L}$ repräsentieren die Anschlussplatte und S-Federn $S_{r,L}$ die Deckenplatte. Die unendlich starren Verbindungsstücke verhindern, dass die Nachgiebigkeit des Anschlusses doppelt in Betracht gezogen wird. Das Modell nach Abbildung 7.1 b) stellt ein Modell dar, welches in Softwarelösungen umgesetzt werden kann. Für dieses Modell werden keine nachgiebigen Federn verwendet. Es werden Verbindungsstücke verwendet, die über die Biegesteifigkeit EI und die Momenten Tragfähigkeit M die Anschlusscharakteristik abbilden. Eine klare Trennung hinsichtlich der Einflüsse durch Momente und Schubkräfte ist somit möglich und die Rotationsfedern können ersetzt werden. Im komprimierten Modell nach Abbildung 7.1 c) werden die L-Federn und die S-Federn in einer einzelnen Feder S_c vereint und zur Stützenachse verschoben. Das Tragverhalten des Anschlusses kann somit über eine einzelne Rotationsfeder für einseitige und zwei Rotationsfedern für zweiseitige Anschlüsse abgebildet werden. Die vereinfachten Modellierungen sind in [11] beschrieben und werden über Transformationen des Anschlusses berücksichtigt. Darin werden u.a. Schubkräfte in den Stützen und die Tragwirkung des Schubfeldes und der Verbindungen am Träger-Stützenanschlusspunkt berücksichtigt [32].

Tabelle 7.2: Kriterien für die Grenzwerte der Klassifizierung von Träger-Stützen-Anschlüssen in Stahl- oder Stahlverbundbauweisen.

Modellierung des Anschlusses	Klassifizierung des Anschlusses
biegesteif	volltragfähig und starr
nachgiebig	volltragfähig und nachgiebig teiltragfähig und starr teiltragfähig und nachgiebig
gelenkig	gelenkig und gelenkig



a) Anschlussmodellierung Typ I b) Anschlussmodellierung Typ II c) Anschlussmodellierung Typ III

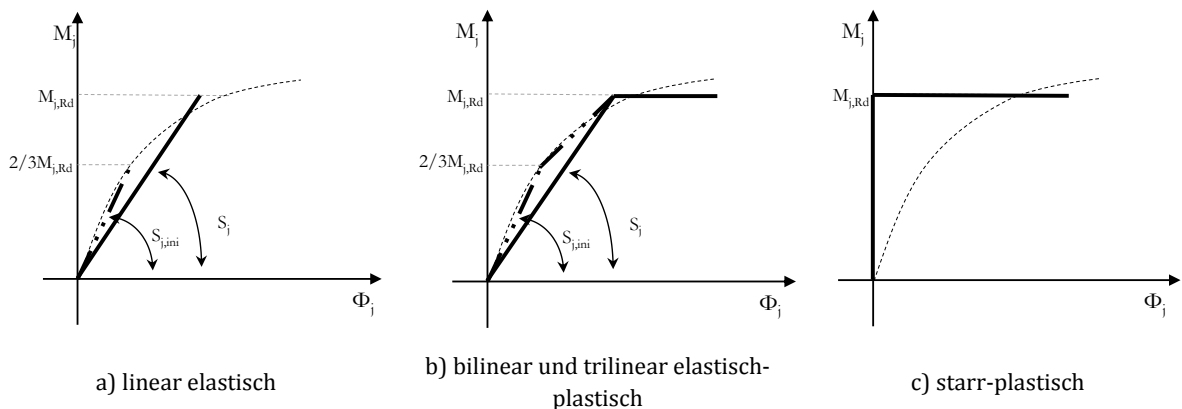
Abbildung 7.1: Diskretisierung des momententragfähigen Verbundanschlusses im statischen Modell

Maßgeblicher Teil der Idealisierung des Anschlusses besteht aus der Definition der Kraft-Verformungskurve die der Dehnfeder zugeordnet wird. Da jedoch das Tragverhalten des Anschlusses nichtlinear ist, kann dieses für die Praxis nicht leicht angewendet werden. Aus diesem Grund sollte das Tragverhalten des Anschlusses nach dem Schema in Abbildung 7.2 vereinfacht werden. Die Auswahl einer passenden Kurve hängt von der Art der statischen Berechnung ab: Elastisch, elastisch-plastisch oder starr-plastisch. Dementsprechend können folgende Kraft-Verformungskurven der Anschlüsse gewählt werden:

- linear elastisch nach Abbildung 7.2 a): Rotationssteifigkeit erforderlich;
- bilinear und trilinear elastisch-plastisch nach Abbildung 7.2 b): Rotationssteifigkeit, Tragfähigkeit und Verformungsvermögen erforderlich;
- starr-plastisch nach Abbildung 7.2 c): Tragfähigkeit und Rotationskapazität erforderlich.

Im Fall von nachgiebigen Knoten hängt die Rotationssteifigkeit des Anschlusses von der angenommenen Beanspruchung ab. Folgende Annahmen werden daher berücksichtigt:

- Ist die angenommene Momentenbelastung um 2/3 kleiner als die Biegetragfähigkeit des Anschlusses $M_{j,Rd}$ kann die Anfangssteifigkeit $S_{j,ini}$ des Anschlusses angesetzt werden.
- In allen anderen Fällen sollte die Sekantensteifigkeit S_j für die Knotensteifigkeit angenommen werden. Diese berechnet sich indem die Anfangssteifigkeit $S_{j,ini}$ durch den Anpassungsbeiwert η geteilt wird. Der Anpassungsbeiwert kann hinsichtlich der unterschiedlichen Anschlüsse aus der EN 1993-1-8 [11] und der EN 1994-1-1 [12] entnommen werden.



a) linear elastisch b) bilinear und trilinear elastisch-plastisch c) starr-plastisch

Abbildung 7.2: Unterschiedliche Momenten-Rotationskurven zur Modellierung des Tragverhalten des Anschlusses

Die Steifigkeit eines Knotens hat Auswirkungen auf die Verformungen in der Struktur, die über die Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit berücksichtigt sind. Es ist schwieriger, den Einfluss des nichtlinearen Verhaltens eines Knotens hinsichtlich des Grenzzustand der Tragfähigkeit zu berücksichtigen, da dies eine nichtlineare Berechnung erfordert. Das folgende Beispiel veranschaulicht vereinfachend den Einfluss des Anschlusses auf das Gesamttragwerk. Für den Träger in Abbildung 7.3 wird eine konstante Streckenlast q angenommen. Ein starrer Anschluss des Trägers führt zu einem Biegemoment $M_{j,\infty}$ an beiden

Auflagern. Der Schnittkraftverlauf ist in Abbildung 7.3 durch die gepunktete Linie dargestellt. Die durchgängige Linie stellt den Momentenverlauf dar, wenn die Anschlusssteifigkeit an beiden Enden des Trägers zu S_j angenommen wird. Somit wird die Momentenumlagerung ΔM möglich, die zwischen 0 und $qL^2/12$ variiert. Diese Umlagerung wird auch in den Vertikalverformungen des Trägers deutlich, die zwischen $qL^4/(384EI)$ bis $5qL^4/(384EI)$ variieren können.

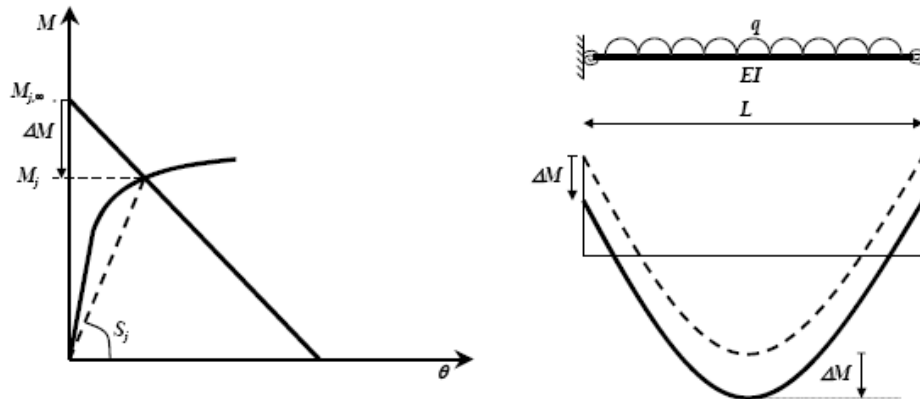


Abbildung 7.3: Einfluss eines nachgiebigen Anschlusses auf den Träger

Die Verwendung von nachgiebigen Anschlüssen kann speziell bei Momentenanschlüssen wirtschaftliche Vorteile haben. Das Einsparpotential liegt bei unausgesteiften Rahmen bei 20-25% und bei ausgesteiften Rahmen bei 5-9% [3].

7.2 Beispiel zum Einfluss des Tragverhalten des Anschlusses

7.2.1 Allgemeines

Um den Einfluss des Anschlusses auf die statische Berechnung des Systems darzustellen, ist in den folgenden Abschnitten ein Beispiel ausgeführt. Weitere Berechnungsdetails sind in [29] zu finden.

7.2.2 Beschreibung der Gebäudestruktur des Referenzmodells

Die Gebäudestruktur, die für die statische Berechnung gewählt wurde, beinhaltet zwei unterschiedliche Anwendungsfälle: Bürogebäude und Parkhaus. Für den ersten Typ wurde ein Tragwerk gewählt, welches in Cardington gebaut wurde und Brandversuchen ausgesetzt wurde [17]. Um die Struktur anzupassen, wurden soweit erforderlich Abänderungen durchgeführt. Des Weiteren wurde die Berechnung nicht im dreidimensionalen durchgeführt, sondern zweidimensionale Unterstrukturen berücksichtigt. In dem Bürogebäude konnten unterschiedliche Teilsysteme des Gesamtsystems vorgefunden werden. Daher wurden zwei repräsentative Teilsysteme gewählt, die diesen Tragwerktyp wiedergeben sollen. Für den Gebäudetyp des Parkhauses wurde lediglich ein Teilsystem gewählt.

Die grundlegenden Eigenschaften und die angenommenen Abänderungen des Bürogebäudes sind in den folgenden Abschnitten und in [25] und [37] aufgeführt.

7.2.2.1 Struktur des Bürogebäudes

Die geometrischen und technischen Eigenschaften des Bürogebäudes sind in Tabelle 7.3 mit den Abänderungen zusammengefasst. Der Grundriss ist in Abbildung 7.4 dargestellt.

Tabelle 7.3: Geometrische und technische Eigenschaften des Bürogebäudes

Referenzstruktur	Abänderungen
Anzahl an Stockwerken und entsprechende Höhen: 1 x 4,34 m und 7 x 4,14 m Anzahl an Trägern und Spannweiten in Längsrichtung: 5 x 9,00 m Anzahl an Trägern und Spannweiten in Querrichtung: 2 x 6,00 m und 1 x 9,00 m	Ohne Abänderungen
Stützen: Britische Stahlprofile mit der Zugfestigkeit S355 Variation des Querschnitts über die Gebäudehöhe Träger: Verbundträger (Britische Stahlprofile + Verbundplatte) Zugfestigkeit S355 und S275, Leichtbeton Aussteifungssystem: Flachstahl	
Stützen-Träger-Anschlüsse: Gelenkige Anschlüsse Stützenfüße: Biegesteife Anschlüsse	Alle britischen Stahlprofile wurden durch gebräuchliche europäische Stahlprofile mit äquivalenten Eigenschaften ersetzt. Das Aussteifungssystem wurde durch Wandscheiben ausgetauscht, um Verbundanschlüsse verwenden zu können. Der Anschlussstyp zwischen den horizontalen und den vertikalen Bauteilen war ein entscheidender Punkt der Untersuchungen. Die Knotenmodellierung wurde zwischen biegesteif und gelenkig variiert. Stützenfüße wurden als gelenkig angenommen.

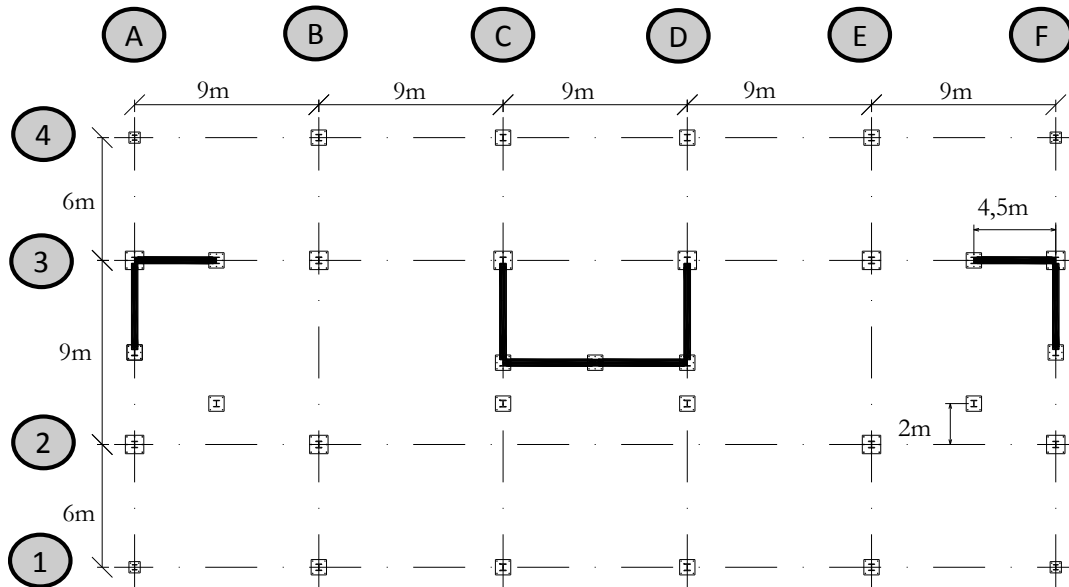


Abbildung 7.4: Grundriss der Referenzstruktur des Bürogebäudes

7.2.2.2 Struktur des Parkhauses

Dieser Gebäudetyp stellt einen Standardaufbau von Parkhäusern in Europa dar. Die geometrischen und technischen Eigenschaften des Bürogebäudes sind in Tabelle 7.4 mit den Abänderungen zusammengefasst. Der Grundriss ist in Abbildung 7.5 dargestellt.

Tabelle 7.4: Geometrische und technische Eigenschaften des Parkhauses

Referenzstruktur	Abänderungen
Anzahl an Stockwerken und entsprechende Höhen: 8 x 3,00 m Anzahl an Trägern und Spannweiten in Längsrichtung: 6 x 10,00 m Anzahl an Trägern und Spannweiten in Querrichtung: 2 x 16,00 m	Ohne Abänderungen
Stützen: Stahlprofile mit der Zugfestigkeit S460 Variation des Querschnitts über die Gebäudehöhe Träger: Verbundträger (Stahlprofile + Verbundplatte) Zugfestigkeit S355, Normalbeton Aussteifungssystem: Betonkern (angenommen aber nicht explizit definiert)	Annahmen geometrischer Abmessungen für den Betonkern.
Stützen-Träger-Anschlüsse: nachgiebige Anschlüsse Stützenfüße: gelenkige Anschlüsse	Ohne Abänderungen

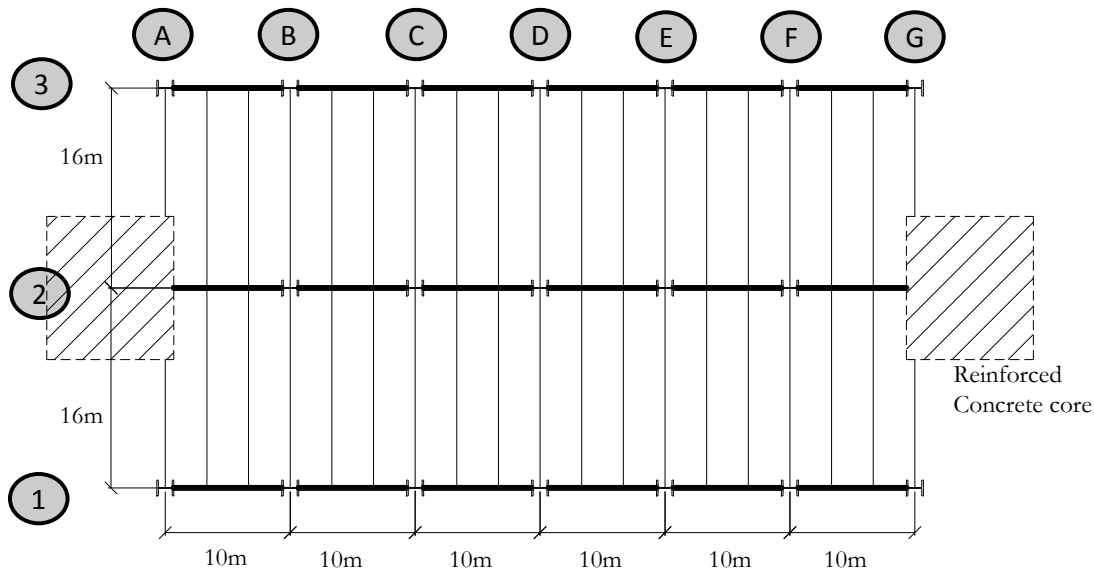


Abbildung 7.5: Grundriss der Referenzstruktur des Parkhauses

7.2.3 Durchgeführte Berechnungen

Die statischen Berechnungen wurden elastisch-plastisch durchgeführt. In allen Bauteilen und Anschlüssen, ausgenommen den Betonwänden, waren plastische Verformungen möglich. Vereinfachend wurde das Verhalten der Wände ohne Begrenzung der Tragfähigkeit als elastisch angenommen. Der Anteil der Wand, die den Verbundanschluss umgibt, wurde allerdings berücksichtigt. Im Hinblick auf die einwirkenden Lasten wurden zwei unterschiedliche Einwirkungskombinationen für den Grenzzustand der Tragfähigkeit und den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit berücksichtigt.

In Verbindung mit den Berechnungen wurden unterschiedliche numerische Simulationen durchgeführt, in denen Parameter der Träger-Stützen-Anschlüsse und der Verbundanschlüsse innerhalb der Grenzen der

Knotenklassifizierung verändert wurden. Zusätzlich wurden zwei Untersuchungen der beiden Grenzfälle durchgeführt. Alle Knoten sind als gelenkig oder als biegesteif angenommen. In Tabelle 7.5 sind die numerischen Simulationen und die Knoteneigenschaften in den jeweiligen Untersuchungen aufgelistet. Obwohl der Fokus auf den Verbundanschluss lag, wurden die Stahlknoten als teiltragfähig angenommen, um einheitliche Ergebnisse zu erhalten. Die unterschiedlichen Variationen in Tabelle 7.5 berücksichtigten die Kombination unterschiedlicher Anfangssteifigkeiten und Tragfähigkeiten. Hinsichtlich der Rotationskapazität wurde angenommen, dass diese unbegrenzt möglich war. Für jede Lastkombination wurden 10 unterschiedliche Fälle untersucht.

Tabelle 7.5: Variationen der Knotencharakteristik für jede Lastkombination und Teilsystem

Variation	Anfangssteifigkeit			Momententragfähigkeit		
	Verbundknoten	Stahlknoten	Stützenfuß	Verbundknoten	Stahlknoten	Stützenfuß
1	S	S	G	V	V	G
2	S	N: 0,5 (S/N+N/G)	G	V	V	G
3	N: 2/3 (S/N+N/G)	N: 0,5 (S/N+N/G)	G	V	V	G
4	N: 1/3 (S/N+N/G)	N: 0,5 (S/N+N/G)	G	V	V	G
5	N: 2/3 (S/N+N/G)	N: 0,5 (S/N+N/G)	G	T: 2/3 (V/T+T/G)	T: 2/3 (V/T+T/G)	G
6	N: 1/3 (S/N+N/G)	N: 0,5 (S/N+N/G)	G	T: 2/3 (V/T+T/G)	T: 2/3 (V/T+T/G)	G
7	N: 2/3 (S/N+N/G)	N: 0,5 (S/N+N/G)	G	T: 1/3 (V/T+T/G)	T: 1/3 (V/T+T/G)	G
8	N: 1/3 (S/N+N/G)	N: 0,5 (S/N+N/G)	G	T: 1/3 (V/T+T/G)	T: 1/3 (V/T+T/G)	G
9	G	N: 0,5 (S/N+N/G)	G	G	T: 0,5 (V/T+T/G)	G
10	G	G	G	G	G	G

S-Starr; N-Nachgiebig; G-Gelenkig; V-Volltragfähig; T-Teiltragfähig

7.2.4 Beschreibung des statischen Modells

7.2.4.1 Geometrische und technische Eigenschaften der Teile

Die drei Teilsysteme, die für die statischen Berechnungen ausgewählt wurden, sind in Abbildung 7.6 bis Abbildung 7.8 dargestellt. Die geometrischen Abmessungen und die Materialeigenschaften sind Tabelle 7.6 aufgelistet. Die Stahlquerschnitte wurden bilinear, elastisch plastisch in der Berechnung berücksichtigt.

Tabelle 7.6: Geometrische und technische Eigenschaften des Bürogebäudes

Teilsystem	Bauteile	Profile	Werkstoffe
I	Stützen: Achse-1 und 4	Bis zum zweiten Stockwerk: HEB320	S355
		Ab dem zweiten Stockwerk: HEB260	S355
	Achse-2	Bis zum zweiten Stockwerk: HEB340	S355
		Ab dem zweiten Stockwerk: HEB320	S355
Träger	IPE360+Verbunddecke ($h_{platte}=130mm$) # $\Phi 6//200mm$	S355 LC35/38	
Wände	$t_w=300mm$ Vertikale Bewehrung $\Phi 20//30cm$ Horizontale Bewehrung $\Phi 10//30cm$	C30/37 S500	
II	Stützen	Bis zum zweiten Stockwerk: HEB 340 Ab dem zweiten Stockwerk: HEB 320	S355 S355
	Träger	IPE360+ Verbunddecke ($h_{platte} =130mm$) # $\Phi 6//200mm$	S355 LC35/38
	Wände	$t_w=300mm$ Vertikale Bewehrung $\Phi 20//30cm$ horizontal $\Phi 10//30cm$	C30/37 S500
III	Stützen	Bis zum zweiten Stockwerk: HEB 550	S460
		Zweites bis viertes Stockwerk: HEB 400	S460
		Viertes bis sechstes Stockwerk: HEB 300	S460
Sechstes bis achttes Stockwerk: HEB 220		S460	
Träger	IPE450+ Verbunddecke ($h_{slab}=120mm$) # $\Phi 8//200mm$	S355 C25/30	
Wände	$t_w=400mm$ # $\Phi 20//20cm$	C30/37 S500	

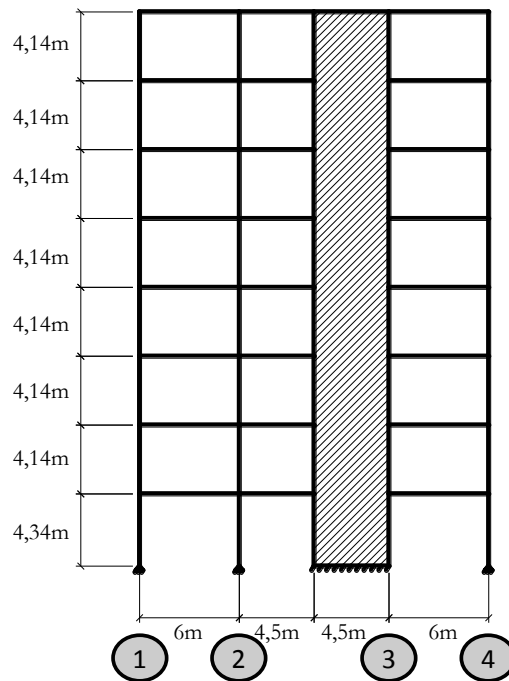


Abbildung 7.6: Geometrie des Teilsystems I – Bürogebäude Achse A

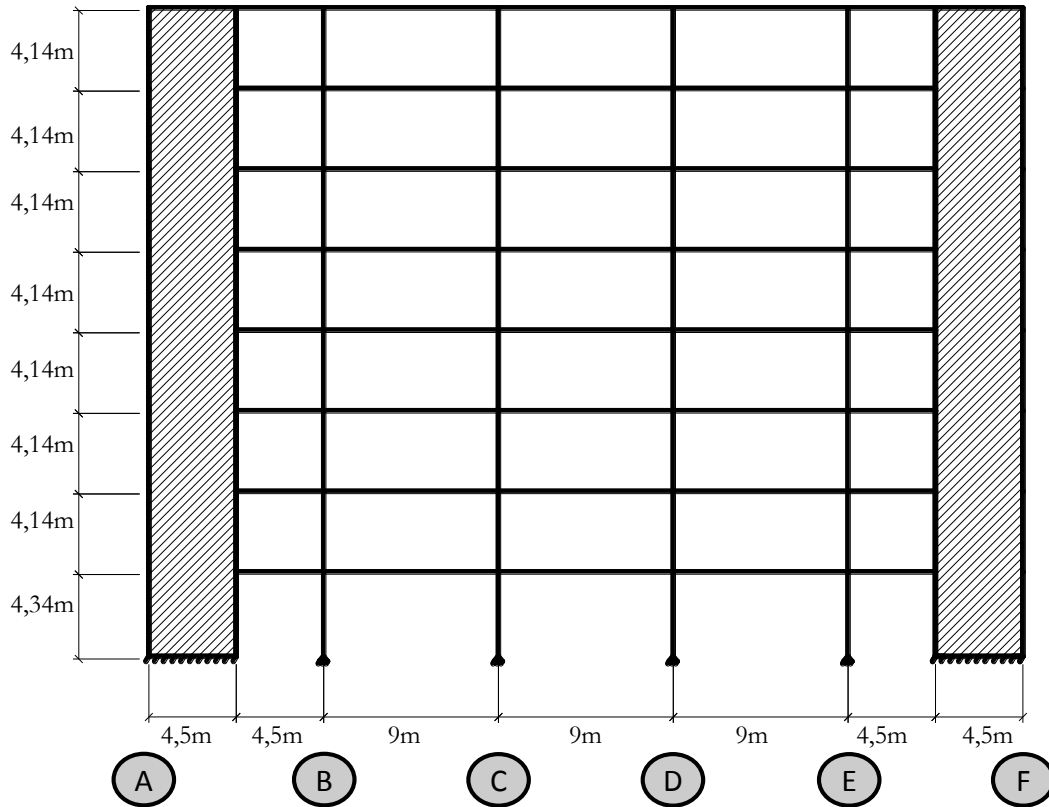


Abbildung 7.7: Geometrie des Teilsystems II – Bürogebäude Achse 3

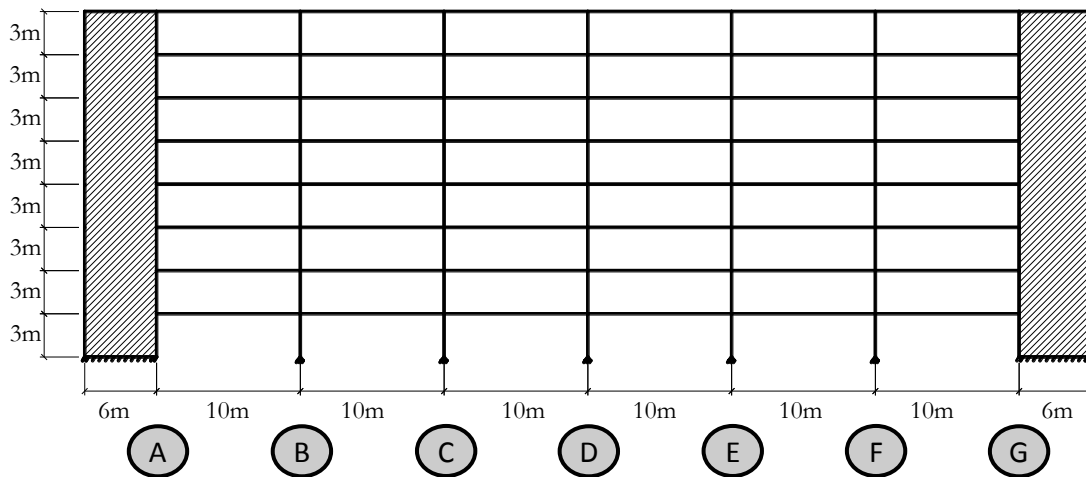


Abbildung 7.8: Geometrie des Teilsystems II – Bürogebäude Achse 2

Um die Modellierung zu vereinfachen wurde der Querschnitt des Verbundträgers durch einen äquivalenten rechteckigen Betonquerschnitt (äQS) ersetzt (siehe Tabelle 7.7). Auf Grund des unterschiedlichen Tragverhaltens der Verbundquerschnitte unter Stütz- und Feldmomenten variiert die äquivalente Querschnittsfläche innerhalb der Trägerlänge (siehe Tabelle 7.7). Hinsichtlich der Materialeigenschaften wurden modifizierte Streckgrenzen bestimmt, um für die äquivalenten Querschnittsflächen die gleichen Tragfähigkeiten wie für die tatsächlich vorhandenen Querschnitte zu erhalten.

Tabelle 7.7: Geometrische und technische Eigenschaften des Parkhauses

Teilsystem I				
ÄQ-1	ÄQ-2	ÄQ-3	ÄQ-4	ÄQ-5
$I=1,59 \times 10^8 \text{mm}^4$ $A=7034 \text{mm}^2$	$I=3,88 \times 10^8 \text{mm}^4$ $A=14512 \text{mm}^2$	$I=1,63 \times 10^8 \text{mm}^4$ $A=7087 \text{mm}^2$	$I=5,49 \times 10^8 \text{mm}^4$ $A=12633 \text{mm}^2$	$I=1,58 \times 10^8 \text{mm}^4$ $A=7024 \text{mm}^2$
<i>Abmessungen der äquivalenten Querschnittsflächen</i>				
$h=520,0 \text{mm}$ $b=13,5 \text{mm}$	$h=566,7 \text{mm}$ $b=25,6 \text{mm}$	$h=525,2 \text{mm}$ $b=13,4 \text{mm}$	$h=580,6 \text{mm}$ $b=21,7 \text{mm}$	$h=519,0 \text{mm}$ $b=13,5 \text{mm}$
<i>Streckgrenze (f_y) des äquivalenten Rechteckquerschnitts, um die maximale Momententragfähigkeit ($M_{cb,max}$) des Verbundquerschnitts zu erhalten.</i>				
$M_{cb,max}=351,4 \text{kNm}$ $f_y=576,30 \text{N/mm}^2$	$M_{cb,max}=605,0 \text{kNm}$ $f_y=441,3 \text{N/mm}^2$	$M_{cb,max}=358,9 \text{kNm}$ $f_y=578,5 \text{N/mm}^2$	$M_{cb,max}=565,0 \text{kNm}$ $f_y=462,1 \text{N/mm}^2$	$M_{cb,max}=349,9 \text{kNm}$ $f_y=575,8 \text{N/mm}^2$
Teilsystem II				
ÄQ-1	ÄQ-2	ÄQ-3	ÄQ-4	ÄQ-5
$I=1,14 \times 10^8 \text{mm}^4$ $A=6012,3 \text{mm}^2$	$I=2,74 \times 10^8 \text{mm}^4$ $A=11207,2 \text{mm}^2$	$I=1,20 \times 10^8 \text{mm}^4$ $A=6101,7 \text{mm}^2$	$I=3,38 \times 10^8 \text{mm}^4$ $A=16431,9 \text{mm}^2$	$I=1,23 \times 10^8 \text{mm}^4$ $A=6141,5 \text{mm}^2$
<i>Abmessungen der äquivalenten Querschnittsflächen</i>				
$h=476,3 \text{mm}$ $b=12,6 \text{mm}$	$h=541,4 \text{mm}$ $b=20,7 \text{mm}$	$h=486,3 \text{mm}$ $b=12,5 \text{mm}$	$h=496,7 \text{mm}$ $b=33,0 \text{mm}$	$h=490,5 \text{mm}$ $b=12,5 \text{mm}$
<i>Streckgrenze (f_y) des äquivalenten Rechteckquerschnitts um die maximale Momententragfähigkeit ($M_{cb,max}$) des Verbundquerschnitts zu erhalten.</i>				
$M_{max}=274,8 \text{kNm}$ $f_y=575,8 \text{N/mm}^2$	$M_{max}=470 \text{kNm}$ $f_y=464,7 \text{N/mm}^2$	$M_{max}=286,85 \text{kNm}$ $f_y=579,9 \text{N/mm}^2$	$M_{max}=631 \text{kNm}$ $f_y=463,8 \text{N/mm}^2$	$M_{max}=292,05 \text{kNm}$ $f_y=581,6 \text{N/mm}^2$
Teilsystem III				
ÄQ-1	ÄQ-2	ÄQ-3		
$I=6,72 \times 10^8 \text{mm}^4$ $A=13192,3 \text{mm}^2$	$I=1,42 \times 10^9 \text{mm}^4$ $A=27012,6 \text{mm}^2$	$I=7,23 \times 10^8 \text{mm}^4$ $A=13600,9 \text{mm}^2$		
<i>Abmessungen der äquivalenten Querschnittsflächen</i>				
$h=781,6 \text{mm}$ $b=16,8 \text{mm}$	$h=794,2 \text{mm}$ $b=34,0 \text{mm}$	$h=798,4 \text{mm}$ $b=17,0 \text{mm}$		
<i>Streckgrenze (f_y) des äquivalenten Rechteckquerschnitts, um die maximale Momententragfähigkeit ($M_{cb,max}$) des Verbundquerschnitts zu erhalten.</i>				
$M_{max}=988,8 \text{kNm}$ $f_y=575,3 \text{N/mm}^2$	$M_{max}=1338,0 \text{kNm}$ $f_y=374,2 \text{N/mm}^2$	$M_{max}=1057,6 \text{kNm}$ $f_y=584,0 \text{N/mm}^2$		

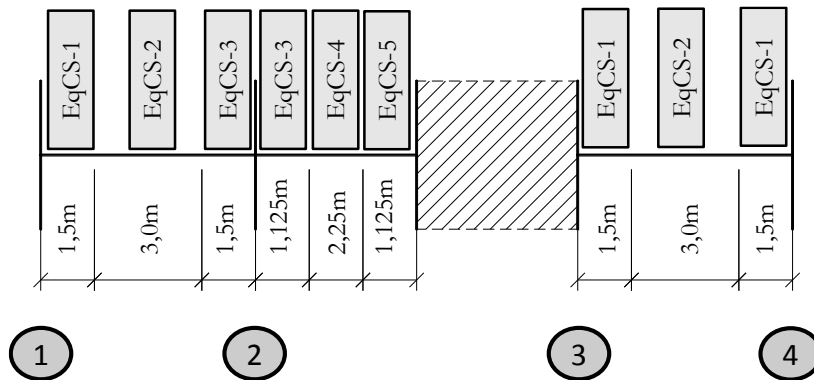


Abbildung 7.9: Lage der äquivalenten Querschnittsflächen der Träger im Teilsystem I

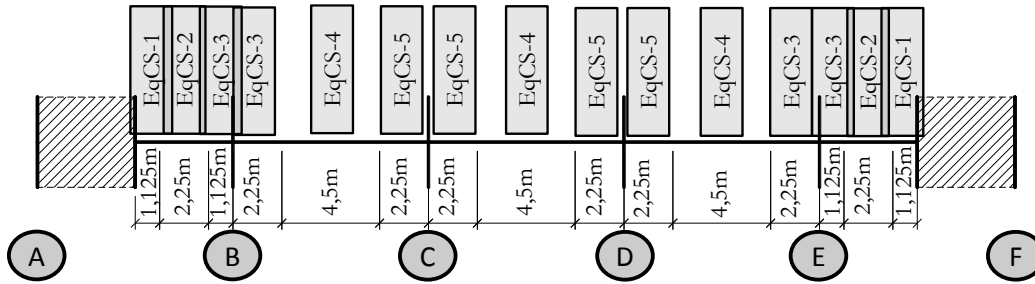


Abbildung 7.10: Lage der äquivalenten Querschnittsflächen der Träger im Teilsystem II

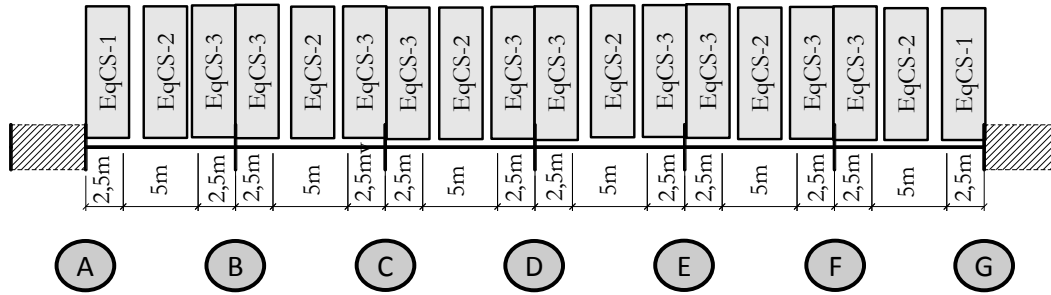


Abbildung 7.11: Lage der äquivalenten Querschnittsflächen der Träger im Teilsystem III

7.2.4.2 Anschlusseigenschaften

Die Grenzwerte zur Klassifizierung der Anschlüsse hinsichtlich der Rotationssteifigkeit und der Tragfähigkeit sind in Tabelle 7.8 für die drei Teilsysteme aufgelistet. Die Anschlüsse wurden in das statische System mit eingebunden, indem Drehfedern verwendet wurden. Den teiltragfähigen Anschlüssen wurde ein trilineares Verhalten nach Abbildung 7.12 unterstellt. Die Anfangssteifigkeit wurde zu 2/3 der Momententragfähigkeit des Anschlusses und die Anschlussrotation wurde durch die Sekantensteifigkeit bestimmt. Letztere wurde bestimmt, indem der Anpassungsbeiwert η zu 2 angenommen wurde.

Tabelle 7.8: Variationen der Knotencharakteristik für jede Lastkombination im jeweiligen Teilsystem

	Anschlüsse	Rotationssteifigkeit		Momententragfähigkeit	
		S-N [kNm/rad]	N-G [kNm/rad]	V-T [kNm]	T-G [kNm]
Teilsystem I	Achse-1-rechts	108780,0	2782,5	351,4	87,9
	Achse -2-links	108780,0	2782,5	358,9	89,7
	Achse -2- rechts	205340,0	3710,0	358,9	89,7
	Achse -3-links	205240,0	3710,0	345,0	87,5
	Achse -3- rechts	108780,0	2782,5	351,4	85,9
	Achse -4- links	108780,0	2782,5	351,4	87,9
Teilsystem II	Achse -A-rechts	102293,3	2660,0	274,9	68,7
	Achse -B- links	102293,3	2660,0	286,9	71,7
	Achse -B-rechts	94640,0	2100,0	286,9	71,7
	Achse -C- links bis	94640,0	2100,0	292,1	73,0
	Achse -D-rechts				
	Achse -E-links	94640,0	2100,0	286,9	71,7
	Achse -E-rechts	102293,3	2660,0	286,9	71,7
	Achse -F-links	102293,3	2660,0	274,9	68,7
Teilsystem III	Achse -A-rechts	238560,0	7056,0	988,9	247,2
	Achse -B-links	238560,0	7056,0	wie unten	Wie unten
	Achse -B-rechts bis	238560,0	7591,5	b-6.: 1058,1 6.-T:380,4	b-6.: 264,3 6.-T: 95,1
	Achse -F- links				
	Achse -F-rechts	238560,0	7056,0	wie oben	wie oben
	Achse -G- links	238560,0	7056,0	988,9	247,2

S-Starr; N-Nachgiebig; G-Gelenkig; V-Volltragfähig; T-Teiltragfähig

7.2.4.3 Lastbedingungen

Die Beanspruchung in den jeweiligen Teilsystemen wird für jede Lastkombination bestimmt und variiert mit der unterschiedlichen Ausnutzung und der Beanspruchungsart. Die Lasten und Lastkombinationen werden nach [6] und [8] definiert. Zu berücksichtigen ist, dass im Teilsystem I und II Windlasten berücksichtigt sind. Im Teilsystem III sind keine Horizontallast wie in [21] angesetzt. Es wird die Annahme getroffen, dass diese Lasten direkt von den Betonscheiben mit wesentlich höherer Steifigkeit aufgenommen werden. Die Deckenplatten des Bürogebäudes spannen in orthogonaler Richtung zu den Trägern. Diese Lasten werden im ebenen System durch Linienlasten auf die Träger aufgebracht. In den anderen Teilsystemen sind die Jochträger die Haupttragsysteme. Deren Belastung wird in Form von punktuellen Einzellasten am Auflagepunkt der Querträger aufgebracht. In allen Systemen ist das Eigen-gewicht berücksichtigt.

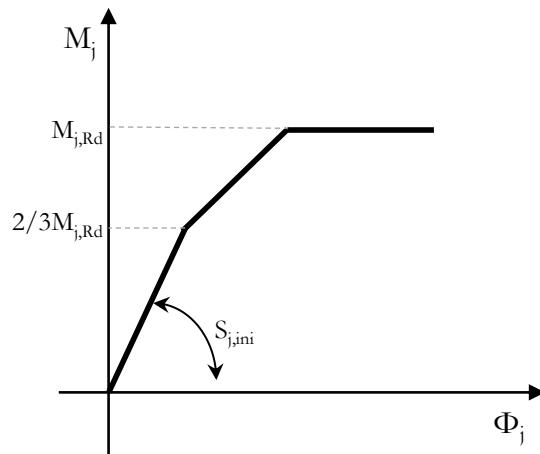


Abbildung 7.12: Teiltragfähiges Anschlussverhalten

7.2.4.4 FE-Modell der Teilsysteme

Die statischen Berechnungen werden mit Hilfe von FE-Programmen durchgeführt [58]. In Tabelle 7.9 sind die Elementtypen der einzelnen Komponenten des statischen Systems aufgelistet. Dies sind:

- Balkenelemente für die Träger und die Stützen;
- Schalen- und Plattenelemente für die Betonwände;
- Federelemente zur Modellierung der Anschlüsse zwischen den Bauteilen.

Tabelle 7.9: Elementtypen der Tragwerksbauteile

Bauteil	Elementtyp	Beschreibung
Träger und Stützen	Balkenelement	Zweiknotiges lineares Balkenelement B31
Wandscheiben	Schalenelement	Vierknotiges Schalenelement S4R (allgemeine Verwendung) mit reduzierter Integration und Hourglass-Stabilisierung
Träger-Stützen-Anschlüsse und Träger-Wand-Anschlüsse	Federelement	Nichtlineare Federelemente mit einem Freiheitsgrad

An Stellen, an denen die Feder verwendet wird, um den Anschluss auf beiden Seiten der Stütze abzubilden, wird das Modell des konzentrierten Knotens verwendet. In der Parameterstudie werden die Federeigenschaften variiert und es wird vorausgesetzt, dass die Verformungen des Stützenstegfeldes bereits aufgebracht sind. Diese Verformungen sind über den Übertragungsparameter β in der Berechnung berücksichtigt und würden bei genauerer Betrachtung eine iterative Berechnung erforderlich machen. Da es das Hauptziel ist, die Auswirkungen der Knotenmodellierung auf das Gesamttragwerk zu untersuchen und Rückschlüsse auf die Modellierung von Anschlüssen zwischen Stahl und Beton zu ziehen, werden die Federelemente in der Stützenachse angeordnet und die Exzentrizität der Anschlüsse vernachlässigt. Es wird von linienförmigen Federelementen Gebrauch gemacht, da hauptsächlich Axial- und Schubkräfte in der Berechnung berücksichtigt werden. Zwischen den einzelnen Bauteilen sind daher in die jeweiligen drei Lastrichtungen drei Federn angeordnet.

Die Verwendung der in Tabelle 7.9 beschriebenen Elementtypen basiert auf wissenschaftlichen Untersuchungen [50]. Im Zuge der Modellierungen wird eine Kalibrierung anhand der erforderlichen Netzverfeinerung durchgeführt. In Tabelle 7.10 sind die Netzverfeinerungen zusammengefasst, die in den einzelnen Bauteilen berücksichtigt und im nächsten Abschnitt diskutiert werden.

Tabelle 7.10: Zusammenfassung der Ergebnisse der Netzverfeinerung.

Bauteil	Anzahl der Elemente oder Netzgröße
Balken	40
Stützen	10
Wandscheiben	400mm x 400mm

Die numerischen Berechnungen sind zweidimensional und aus diesem Grund treten keine Verformungen aus der Ebene auf. Sowohl materielle, als auch strukturelle Nichtlinearitäten werden berücksichtigt. Des Weiteren sind jegliche Beulphänomene vernachlässigt, die in dieser Ebene auftreten können. Die Tragfähigkeit ist aus diesem Grund lediglich durch Tragfähigkeiten der Einzelbauteile und der Knotenquerschnitte begrenzt. Um den Stützensausfall zu simulieren wird in der Berechnung das Auflager der entsprechenden Stütze durch eine Reaktionskraft ersetzt, die in einem vorangegangenen Lastschritt erhalten wird. In diesem Lastschritt wird die tatsächliche Beanspruchung aufgebracht und es ist das Ziel im weiteren Berechnungsverlauf die Reaktionskraft zu Null zu setzen.

7.3 Berechnung und Diskussion der Ergebnisse

7.3.1 Lastkombinationen für den Lastzustand der Gebrauchstauglichkeit

Im Lastzustand der Gebrauchstauglichkeit wird unter anderem die Nutzbarkeit des Gebäudes sichergestellt. Obwohl dies hinsichtlich der Tragfähigkeit des Gebäudes zunächst zweitrangig erscheint, sind die Begrenzungen für die Verformungen in den meisten Fällen der ausschlaggebende Faktor. Für diesen Lastfall wird die Berechnung des momententragfähigen Verbundanschlusses anhand von zwei Parametern durchgeführt:

- Verformungen des Trägers;
- horizontale Verformungen des Systems.

Letztere wurden nur für die Teilsysteme I und II untersucht, da im Teilsystem III keine Horizontallasten in Form von Windbelastungen untersucht wurden. In Abbildung 7.13 sind die Verformungen des Trägers dargestellt. Die Maximalwerte in jeder Variation sind in Tabelle 7.11 aufgelistet. Die Werte für einen an einer Betonwand befestigten Träger sind grau hinterlegt, die Werte der mit Stützen verbundenen Träger sind mit weißem Hintergrund dargestellt. Die maximalen Verformungen $\delta_{\max}=L/300$ nach [10] sind in der Tabelle 7.11 mit angegeben. Zu beobachten ist, dass in den Teilsystemen I und II die maximalen Verformungswerte weit entfernt von den errechneten Verformungen der Variationen liegen. Die maximale Verformung von 20 mm liegt beispielsweise noch 30 % unter der Grenzverformung. Die Verformungen im Teilsystem III liegen näher an den Grenzwerten, überschreiten diese aber nicht. In Abbildung 7.14 sind die maximalen und minimalen Verformungen in Abhängigkeit der maximalen und minimalen Durchbiegungen für die Träger mit Verbundanschluss dargestellt. Die Hüllkurve der Trägerverformung berücksichtigt zwei unterschiedliche Knotencharakteristiken als Grenzwerte:

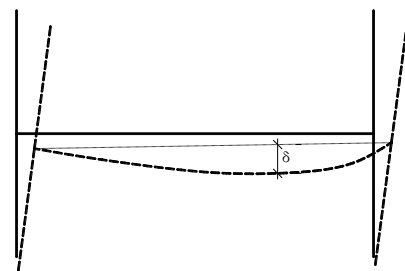


Abbildung 7.13: Darstellung der berücksichtigten Trägerverformungen

- biegesteif (starr und volltragfähig)
- gelenkig (gelenkig)

Hinsichtlich der maximalen Trägerverformungen und Durchbiegungen wurden die maximalen Trägerverformungen extrapoliert und gleichfalls in Abbildung 7.14 eingetragen. Abbildung 7.14 bestätigt die Erkenntnis, dass das Teilsystem III näher an den Grenzwerten liegt.

Tabelle 7.11: Maximale Trägerverformungen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

Variation	Teilsystem I		Teilsystem II		Teilsystem III		Knoteneigenschaften	
	Träger 1-2	Träger 3-4	Träger C-D	Träger A-B	Träger C-D	Träger F-G	S	V
1	2,62	3,00	5,58	0,33	21,79	7,69	↓	↓
2	3,32	3,27	7,80	0,37	22,93	12,65		
3	3,31	3,51	7,80	0,40	23,39	12,62		
4	3,31	3,67	7,80	0,43	23,75	12,60		
5	3,31	3,51	7,80	0,40	23,73	14,07		
6	3,31	3,67	7,80	0,43	24,11	14,06		
7	3,31	3,51	7,80	0,40	24,79	18,78		
8	3,31	3,67	7,80	0,43	25,21	18,78		
9	3,28	4,63	7,80	0,66	28,10	15,11		
10	6,16	6,14	20,54	1,55	31,37	27,07		
δ_{max} [mm]	20	20	30	15	33,33	33,33		

S-Starr; G-Gelenkig; V-Volltragfähig

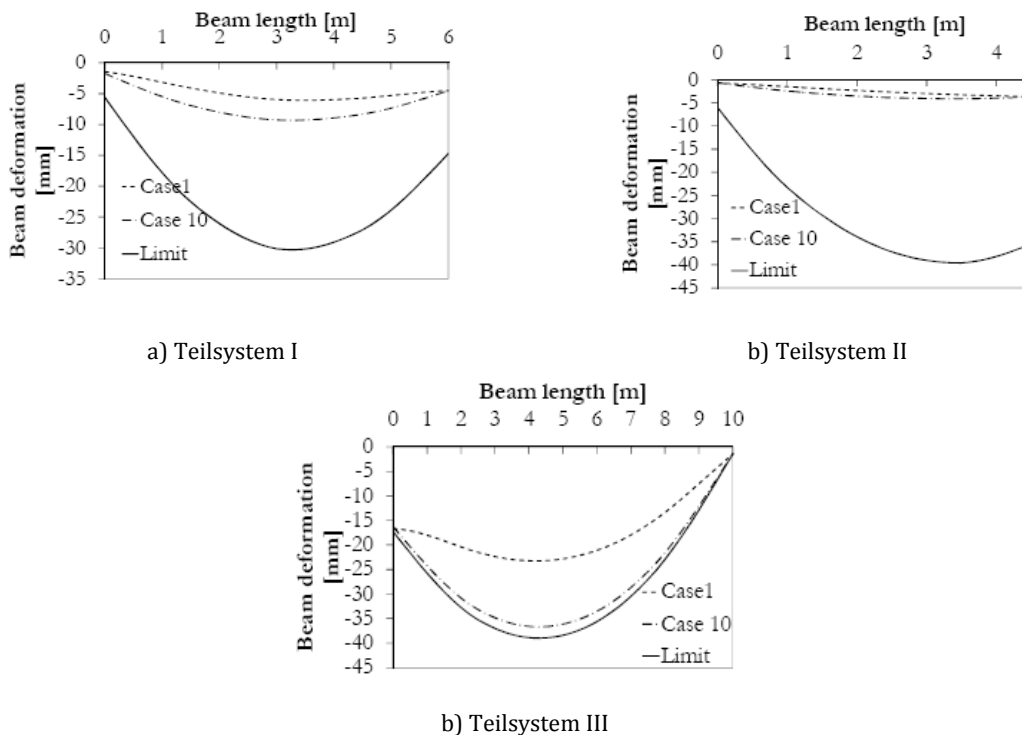


Abbildung 7.14: Verformungshüllkuve des Trägers mit Grenzwerten nach EN 1993-1-1 [10]

Neben den Trägerverformungen haben die Knoteneigenschaften ebenfalls einen Einfluss auf die Seitensteifigkeit des Teilsystems. In Tabelle 7.12 sind die maximalen Verformungen des oberen Stockwerks für jede Variation der Teilsysteme I und II dargestellt. Die Grenzwerte $d_{h,top,limit}$ nach EN 1993-1-1 [10] sind mit angegeben. Die Abstände zu den Grenzwerten sind groß. Werden die Anschlüsse als biegesteif oder nachgiebig modelliert variieren die Horizontalverschiebungen des obersten Stockwerks nur gering. Dies ist darin begründet, dass die Aussteifungswand einen großen Einfluss auf die Horizontalsteifigkeit hat. In Abbildung 7.15 sind die Verformungen des gesamten Gebäudes über die Stockwerke und die Grenzwerte aus der Norm dargestellt. Da im Teilsystem II zwei Betonwände zur Horizontalsteifigkeit beitragen, sind die Unterschiede zwischen den Maximal- und Minimalwerten gering.

Tabelle 7.12: Horizontalverschiebungen des obersten Stockwerkes der Teilsysteme I und II

Variation	Teilsystem I	Teilsystem II	Knoteneigenschaften	
			S	V
1	26,69	13,50	↓	↓
2	27,91	13,95		
3	28,29	14,09		
4	28,60	14,19		
5	28,29	14,09		
6	28,60	14,19		
7	28,29	14,09		
8	28,60	14,19		
9	31,43	14,81		
10	36,01	16,22		
$d_{h,top,limit}$ [mm]	94,29	94,29	G	G

S-Starr; G-Gelenkig; V-Volltragfähig

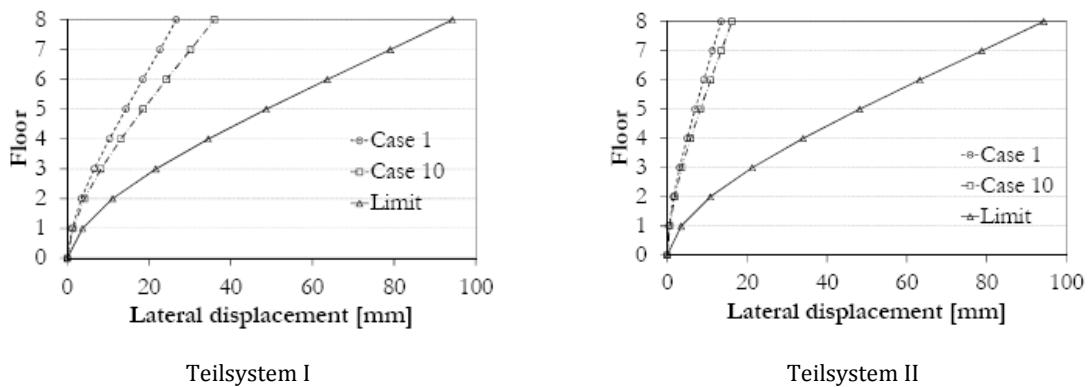
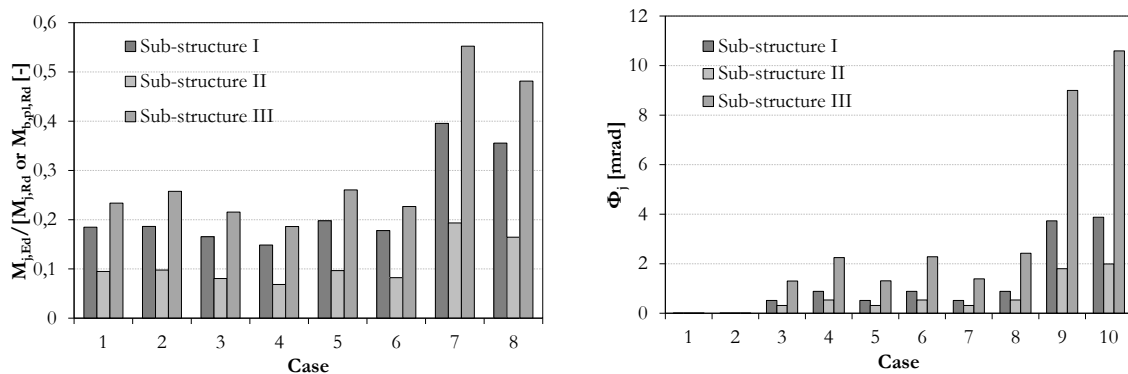


Abbildung 7.15: Horizontalverschiebungen der Teilsysteme I und II

Der Ausnutzungsgrad der Anschlüsse und die zugehörigen Rotationen sind in Abbildung 7.16 dargestellt. In Abbildung 7.16 a) ist das Verhältnis zwischen dem einwirkenden Biegemoment und der Momenten Tragfähigkeit eines Trägeranschlusses dargestellt. Für keinen der Anschlüsse wird eine volle Ausnutzung erreicht. Die Anschlüsse haben den größten Einfluss auf das Ergebnis des Teilsystems III. Dies wird deutlich in der siebten Variation der Lasten. Eine Ausnutzung von nahezu 70 % wird in diesem Fall möglich. Da die angenommene Traglast in den Variationen 7 und 8 geringer ist, fallen die Ausnutzungsgrade höher aus. In Abbildung 7.16 b) sind die Anschlussrotationen der unterschiedlichen Variationen des Teilsystems dargestellt. In den Fällen, in denen die Anschlüsse als gelenkig modelliert werden sind die Knotenrotationen höher. Jedoch sind diese nie größer als 11 mrad. In den anderen Fällen sind die Anschlussrotationen mit 3,2 mrad geringer und realistisch, da keine plastischen Verformungen in den Anschlüssen auftreten.



a) Verhältnis zwischen einwirkendem Biegemoment und Momenten Tragfähigkeit eines Trägeranschlusses

b) Anschlussrotation

Abbildung 7.16: Eigenschaften der Anschlüsse unter dem Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

7.3.2 Lastkombinationen für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

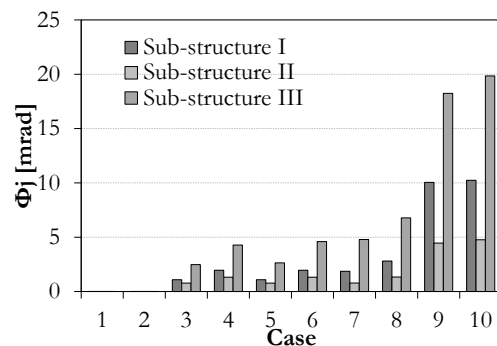
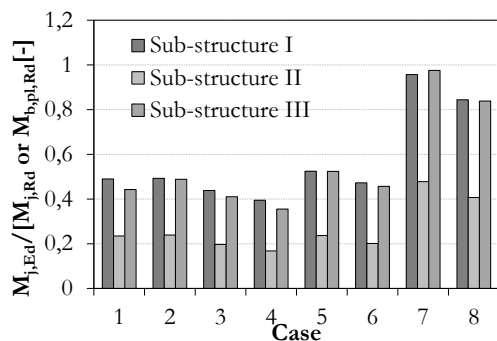
Im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit müssen die Anschlüsse in der Weise bemessen werden, dass das System an dieser Stelle auf Grund zu großer Verformungen nicht versagt. Dies stellt sowohl Anforderungen an die Tragfähigkeit als auch an das Verformungsvermögen der Anschlüsse. Eine Umlagerung der Lasten muss sichergestellt sein. Um diese strukturellen Anforderungen der Verbundanschlüsse zu erfassen, werden unterschiedliche Bemessungen unter Berücksichtigung der verschiedenen Lastkombinationen im Hinblick auf die Grenzlast durchgeführt. In Tabelle 7.13 sind die Maximallasten der Endknoten nach den Momenten M_j , Normalkräften N_j und Querkräften V_j aufgelistet. Für alle Variationen sind die Stütz- und Feldmomente berücksichtigt. In den unteren Stockwerken können neben den in Tabelle 7.13 dargestellten Druckkräften auch Zugkräfte in den Teilsystemen beobachtet werden, jedoch sind diese Werte nie größer als 10 kN.

Tabelle 7.13: Endknotenlasten der Teilsysteme I bis III

Position	Teilsystem I			Teilsystem II			Teilsystem III			Anschluss-eigen-schaften			
	A-3-L	A-3-R	A-3-L	A-F-L	A-A-R	A-F-L	A-G-L	A-A-R	A-A-L				
Variation	M_j [kNm]	N_j [kN]	V_j [kN]	M_j [kNm]	N_j [kN]	V_j [kN]	M_j [kNm]	N_j [kN]	V_j [kN]	↓	↓		
1	169,02	68,52	181,11	64,56	31,77	72,88	441,06	387,58	345,80			S	V
2	170,00	61,66	183,25	65,67	33,40	73,85	539,46	406,36	371,42				
3	151,21	62,34	178,26	54,22	31,47	70,80	406,44	392,56	362,28				
4	136,23	62,83	174,30	46,16	30,07	68,65	350,42	382,13	355,60				
5	151,20	62,34	178,26	54,22	31,47	70,80	432,08	384,00	381,60				
6	136,25	62,83	174,30	46,16	30,07	68,65	376,06	372,48	376,12				
7	137,99	62,07	174,82	54,75	32,98	71,33	401,93	381,33	394,54				
8	121,74	62,35	170,51	46,62	31,58	69,17	344,744	371,89	388,89				
9	0	65,93	138,86	0	20,97	56,47	0	282,44	346,48				
10	0	43,28	133,95	0	51,71	59,39	0	346,66	370,90	G	G		

A-Ausrichtung; L - Links; R- Rechts; S-Starr; G-Gelenkig; V-Volltragfähig

Der Ausnutzungsgrad aus der einwirkenden Beanspruchung und der möglichen Momententragfähigkeit unter Annahme von volltragfähigen Knoten ist in Abbildung 7.17 a) dargestellt. Der Ausnutzungsgrad im Grenzzustand der Tragfähigkeit nimmt, verglichen mit dem Ausnutzungsgrad des Grenzzustandes der Gebrauchstauglichkeit zu. In keinem der Fälle wird die volle Tragfähigkeit erreicht. Die höheren Ausnutzungsgrade ergeben sich in den Teilsysteme I und III. In diesen Fällen ist eine geringere Momententragfähigkeit zu beobachten. In Abbildung 7.17 b) sind die Anschlussrotationen der unterschiedlichen Berechnungen dargestellt. In den Fällen, in denen die Verbundanschlüsse gelenkig modelliert werden, wird eine Anschlussrotation von maximal 20 mrad erreicht.



a) Verhältnis zwischen einwirkendem Biegemoment und Momententragfähigkeit eines Trägeranschlusses

b) Anschlussrotation

Abbildung 7.17: Eigenschaften der Anschlüsse unter dem Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

8 Toleranzen

8.1 Toleranzen in der EN 1090-2 [5]

Die europäische Norm EN 1090-2 [5] "Ausführung von Stahltragwerken und Aluminiumtragwerken – Teil 2: Technische Regeln für die Ausführung von Stahltragwerken" beschreibt in Kapitel 11 die geometrischen Toleranzen. Die Grenzwerte der geometrischen Abweichungen sind unabhängig von der Ausführungsklasse und lassen sich in zwei unterschiedliche Gruppen einteilen.

- **Grundlegende Toleranzen**, die für die mechanische Beanspruchbarkeit und die Standsicherheit des Tragwerks unverzichtbar sind.
- **Ergänzende Toleranzen**, die für die Erfüllung anderer Merkmale erforderlich sind, wie z. B. Passgenauigkeit und Aussehen.

Sowohl die grundlegenden Toleranzen als auch die ergänzenden Toleranzen sind normativ festgelegt. Die Grundlegenden Toleranzen für die in diesem Handbuch behandelten Stahlverbundkonstruktionen sind in EN 1090-2 11.3.2 [5] für die Ankerschrauben und andere Abstützungen und in EN 1090-2 11.3.3 [5] für die Stützenfußpunkte gegeben. An dieser Stelle sind die zulässigen Abweichungen für Verankerungsgruppen und Angaben über das erforderliche Lochspiel gegeben. In EN 1090-2 Annex D 2.20 [5] sind ergänzende Montagetoleranzen für Betonfundamente und Abstützungen aufgelistet (siehe Abbildung 8.1 und Abbildung 8.2).

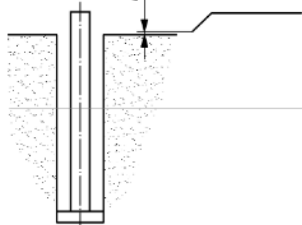
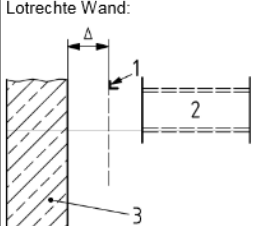
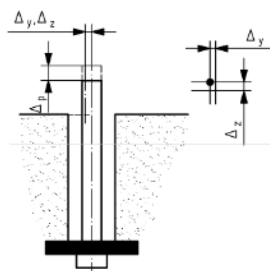
Nr	Merkmal	Parameter	Zulässige Abweichung Δ
1	Höhenlage des Fundaments: 	Abweichung Δ von der Solllage:	$-15 \text{ mm} \leq \Delta \leq +5 \text{ mm}$
2	Lotrechte Wand:  Legende 1 Solllage 2 Stahlbauteil 3 abstützende Wand	Abweichung Δ von der Solllage am Auflagerpunkt des Stahlbauteils:	$\Delta = \pm 25 \text{ mm}$
3	Voreingestellte Ankerschraube mit Reguliermöglichkeit: 	Abweichung Δ von der Solllage und dem Sollüberstand: — Lage der Spitze: — Überstand Δ_p : ANMERKUNG Die zulässige Abweichung für die Lage eines Schraubengruppenmittelpunkts ist 6 mm.	$\Delta_y, \Delta_z = \pm 10 \text{ mm}$ $-5 \text{ mm} \leq \Delta_p \leq +25 \text{ mm}$

Abbildung 8.1: Ergänzende Montagetoleranzen – Betonfundamente und Abstützungen [5]

Nr	Merkmal	Parameter	Zulässige Abweichung Δ
4	<p>Voreingestellte Ankerschraube ohne Reguliermöglichkeit:</p>	<p>Abweichung Δ von der Solllage, Sollhöhenlage und dem Sollüberstand:</p> <ul style="list-style-type: none"> — Lage bzw. Höhenlage der Spitze: — vertikaler Überstand Δ_p: — horizontaler Überstand Δ_x: <p>ANMERKUNG Die zulässige Abweichung gilt auch für die Lage eines Schraubengruppenmittelpunkts</p>	<p>$\Delta_y, \Delta_z = \pm 3 \text{ mm}$</p> <p>$-5 \text{ mm} \leq \Delta_p \leq 45 \text{ mm}$</p> <p>$-5 \text{ mm} \leq \Delta_x \leq 45 \text{ mm}$</p>
5	<p>Eingebettete Stahlankerplatte:</p>	<p>Abweichungen $\Delta_x, \Delta_y, \Delta_z$ von der Solllage und der Sollhöhenlage:</p>	<p>$\Delta_x, \Delta_y, \Delta_z = \pm 10 \text{ mm}$</p>

Abbildung 8.2: Fortsetzung Abbildung 8.1[5]

Auch die europäische Norm “EN 13670 – Ausführung von Tragwerken aus Beton [6]“ enthält in Kapitel 10 Informationen über geometrische Toleranzen, die für Bauwerke wichtig sind z. B. für die Tragsicherheit. Es sind zwei Toleranzklassen definiert, von denen im Allgemeinen die Toleranzklasse 1 mit den normalen Anforderungen Anwendung findet. Die Toleranzklasse 2 wird in erster Linie zur Anwendung mit den in EN 1992-1-1 Anhang A [9] festgelegten verminderten Teilsicherheitsbeiwerten für Baustoffe vorgesehen. Die Abbildung 2 in EN 13670 [6] listet die Grenzwerte der zulässigen Abweichungen von Wänden und Stützen in der Vertikalen auf. Diese Abweichungen können einen entscheidenden Einfluss auf die Stahlkonstruktion haben, die an diese Bauteile angeschlossen werden soll (siehe Abbildung 8.3).

In der EN 13670 [6] sind des Weiteren die geometrischen Toleranzen für die Gebrauchstauglichkeit gegeben. In diesem Fall handelt es sich um Abweichungen in Bezug auf die Passgenauigkeit. Es gilt die Annahme, dass diese nur einen geringen Einfluss auf die Tragfähigkeit haben. Die zulässigen Toleranzen in EN 13670 Bild G.6 [6] in Abbildung 8.4 können direkt mit den gegebenen Toleranzen nach Abbildung 8.2 verglichen werden. Eine Bewertung der im vorangegangenen beschriebenen Toleranzen wird im folgenden Kapitel 8.2 in Bezug auf die im Forschungsprojekt INFASO entwickelten Verbundanschlüsse durchgeführt.

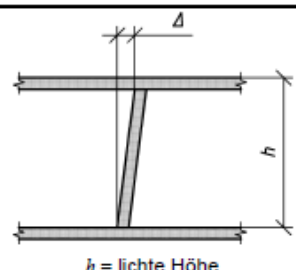
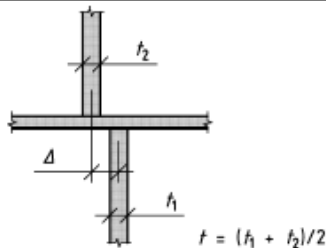
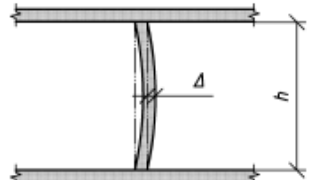
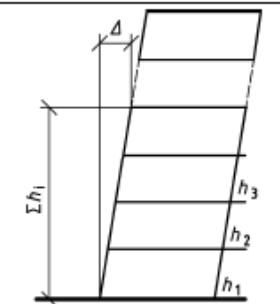
Nr.	Art der Abweichung	Beschreibung	Zulässige Abweichung Δ Toleranzklasse 1
a	 <p>$h = \text{lichte Höhe}$</p>	Schiefstellung einer Stütze oder Wand in einem beliebigen Geschoss eines ein- oder mehrgeschossigen Gebäudes $h \leq 10 \text{ m}$ $h > 10 \text{ m}$	Größerer Wert von 15 mm oder $h / 400$ 25 mm oder $h / 600$
b	 <p>$t = (h_1 + h_2)/2$</p>	Versatz zwischen den Achsen	Größerer Wert von $t / 30$ oder 15 mm aber nicht größer als 30 mm
c		Auslenkung einer Stütze oder einer Wand zwischen benachbarten Geschossebenen	Größerer Wert von $h / 300$ oder 15 mm aber nicht größer als 30 mm
d	 <p>Σh_i — Summe der Höhen der betrachteten Geschosse</p>	Abweichung von Stützen oder Wänden in jeder Geschossebene von der Lotrechten (Schiefstellung) durch deren vorgesehenen Mittelpunkt in der Gründungsebene eines mehrgeschossigen Gebäudes n ist die Anzahl der Geschosse, dabei ist $n > 1$	Kleinerer Wert von 50 mm oder $\Sigma h_i / (200 n^{1/2})$

Abbildung 8.3: Zulässige Abweichungen von der Lotrechten bei Stützen und Wänden EN 13670 [6]

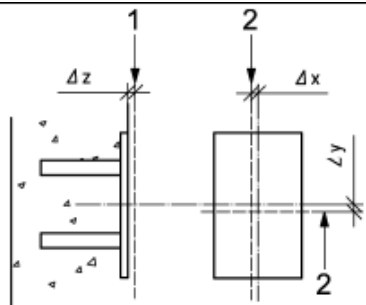
d	 <p>1 Nennlage in der Tiefe 2 Nennlage in der Ebene</p>	Verankerungsplatten und ähnliche Einbauteile Abweichung in der Ebene Abweichung in der Tiefe	$\Delta_x, \Delta_y = \pm 20 \text{ mm}$ $\Delta_z = \pm 10 \text{ mm}$ Sofern in den bautechnischen Unterlagen nicht anders angegeben
---	--	--	--

Abbildung 8.4: Zulässige Abweichungen bei Einbauteilen EN 13670 Bild G.6 [6]

8.2 Empfohlene Toleranzen

Die im vorangegangenen Abschnitt beschriebenen Toleranzen für Befestigungen lassen für die Abstände zu den Oberflächen nur sehr geringe Toleranzen zu. Es sind Abweichungen von ± 10 mm in jede Richtung nach EN 1090-2 [5] oder Abweichungen von ± 20 mm in der Ebene und ± 10 mm rechtwinklig zur Oberfläche nach EN 13670 [6] zulässig. Toleranzen über den winkeltreuen Einbau der Ankerplatten sind nicht verfügbar. Viel größere Abweichungen sind in EN 13670 [6] für mehrgeschossige Bauwerke für die Abweichung der oberen Stockwerke von der Lotrechten zulässig (siehe Abbildung 8.3). Beispielsweise kann diese Abweichung für ein siebenstöckiges Gebäude mit einer Stockwerkshöhe von 3,50 Metern mit Gleichung (8.1) errechnet werden.

$$\sum h_i / (200 n^{1/2}) = 4,6 \text{ cm} \quad (8.1)$$

Wird das Gebäude aus vorgefertigten Betonfertigteilen hergestellt kann die Ankerplatte – auch bei exaktem Einbau – den gleichen Versatz wie in Gleichung (8.1) von der gewünschten Einbaustelle einnehmen. Aus diesem Grund scheint es, dass die Abweichungen von ± 10 mm der Ankerplatte schwer eingehalten werden können. Es müssen höhere Abweichungen angesetzt werden. Sofern es erforderlich ist, sind spezielle Toleranzen für die Einbauteile hilfreich. Die EN 13670 [6] beschreibt eine weitere Herangehensweise der Definition von Toleranzen. Dabei sind die zulässigen Abweichungen jedes Konstruktionspunktes im Vergleich zu einem theoretischen Fixpunkt über einen festen Wert definiert (siehe EN 13670 10.1 [6]). Ein empfehlener Wert ist eine Abweichung von ± 20 mm.

Grundsätzlich müssen Anschlüsse zwischen Stahl- und Betonbauteilen die Toleranzen kompensieren können. Werden die oben beschriebenen Ausführungen in Betracht gezogen, ist es empfehlenswert, Anschlüsse mit einer Toleranz von ± 20 mm bis 25 mm zu entwickeln. Im Folgenden ist jeweils ein Beispiel dargestellt, indem auftretende Toleranzen vernachlässigt (siehe Abbildung 8.6) und berücksichtigt (siehe Abbildung 8.5) werden.

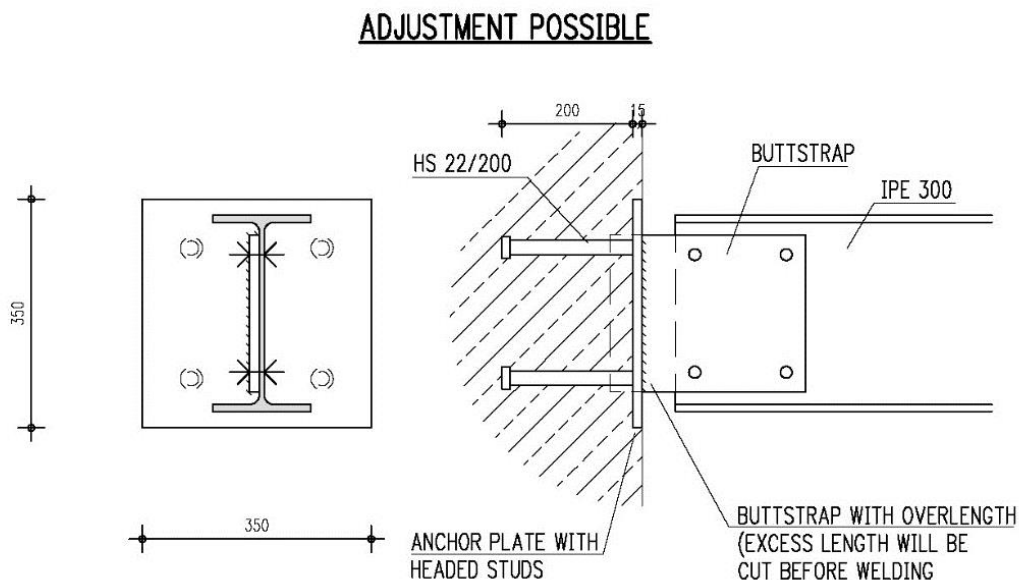


Abbildung 8.5: Anschluss mit der Möglichkeit auf nachträgliche Justierung

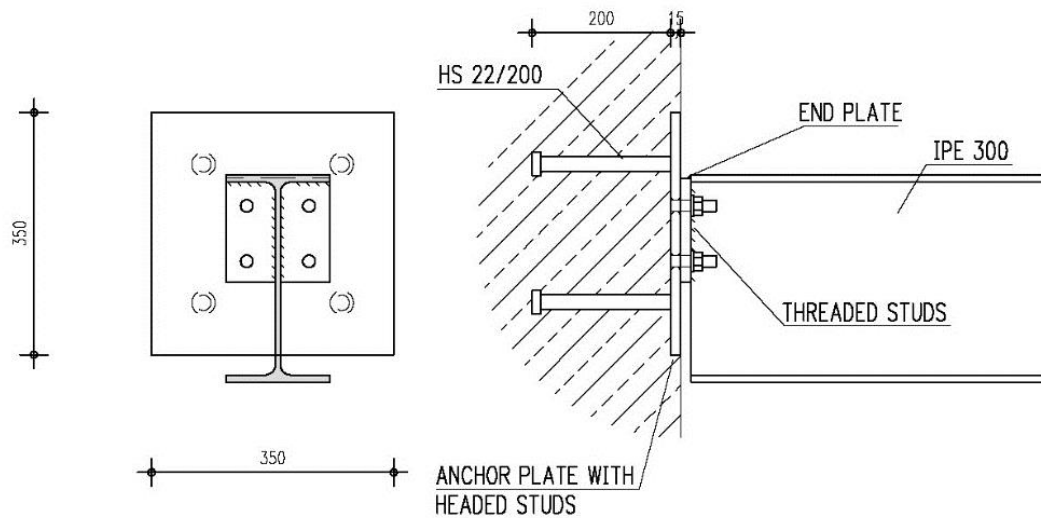
ADJUSTMENT NOT POSSIBLE

Abbildung 8.6: Anschluss ohne die Möglichkeit auf nachträgliche Justierung

Folgende Methoden können zur Vermeidung von Versätzen zwischen den Einbauteilen und der gewünschten Positionierung angewendet werden. In Abhängigkeit der Beanspruchung werden die Lösungsansätze aufgeführt.

Kompensierung von Toleranzen in die Längsrichtung der Profile:

- Bolzenverbindungen mit Kopfplatten und planmäßig vorgesehenen Ausgleichsblechen;
- Bolzenverbindungen mit Fußplatten und Mörtelausgleichsschicht;
- Knaggen und Konsolen;
- Träger und Stützen mit planmäßiger Überlänge und Anpassung und Schweißung auf der Baustelle;
- Befestigungslasche mit Überlänge und Anpassung und Schweißung auf der Baustelle;
- Befestigungslasche mit Langlöchern.

Kompensierung von Toleranzen rechtwinklig zur Längsachse der Profile:

- Zusätzliche Stahlplatte mit Gewindebolzen – auf der Baustelle verschweißt, Träger und Stütze mit Endplatte;
- Ankerplatte mit Gewindebolzen, Kopfplatte mit größerem Lochspiel;
- Befestigungslasche auf der Baustelle verschweißt.

9 Praxisbeispiele

9.1 Gelenkiger Stützenfußanschluss

In dem folgenden Beispiel soll die Tragfähigkeit des Stützenfußanschlusses bestimmt werden. Die Stütze besteht aus einem HE 200 B Profil und das Fundament hat die Abmessungen von 850 x 850 x 900 mm. Die Fußplatte hat eine Dicke von 18 mm und ist aus Stahl der Güte S 235 gefertigt. Die Betonfestigkeitsklasse ist C 12/15 und es werden die Teilsicherheitsbeiwerte $\gamma_c=1,50$ für Beton und $\gamma_{M0}=1,0$ für Stahl berücksichtigt. In der Abbildung 9.1 ist der gelenkige Stützenfußanschluss mit den Abmessungen dargestellt.

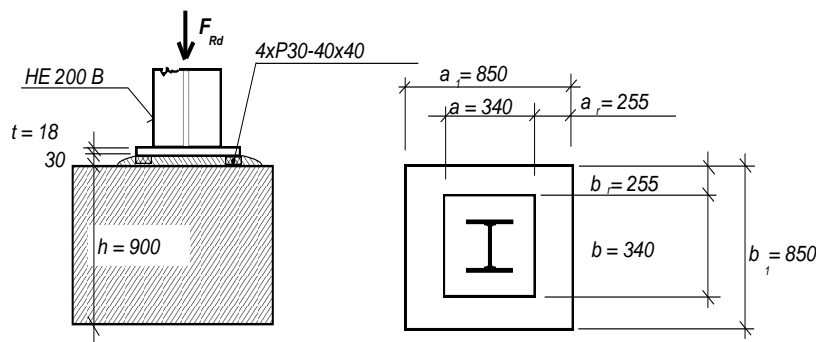


Abbildung 9.1: Geometrische Abmessungen des gelenkigen Stützenfußanschlusses

Der Lastverteilungsfaktor wird nach Kapitel 3.6.1 errechnet. Mit diesem Faktor werden die minimalen Werte für a_1 und b_1 berücksichtigt.

$$a_1 = b_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} a + 2a_r = 340 + 2 \cdot 255 = 850 \\ 5a = 5 \cdot 340 = 1700 \\ a + h = 340 + 900 = 1240 \\ 5b_1 = 5 \cdot 850 = 4250 \end{array} \right\} = 850 \text{ mm}$$

Da die Bedingung $a_1 = b_1 = 850 \text{ mm} > a = 340 \text{ mm}$ erfüllt ist folgt für den Lastverteilungsfaktor k_j :

$$k_j = \sqrt{\frac{a_1 \cdot b_1}{a \cdot b}} = \sqrt{\frac{850 \cdot 850}{340 \cdot 340}} = 2,5$$

Die erforderliche Betondruckfestigkeit bestimmt sich mit der folgenden Formel:

$$f_{jd} = \frac{\beta_j F_{Rd,u}}{b_{eff} l_{ef}} = \frac{\beta_j A_{c0} f_{cd} \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}}}{A_{c0}} = \beta_j f_{cd} k_j = 0,67 \cdot \frac{12,0}{1,5} \cdot 2,5 = 13,4 \text{ MPa}$$

Die flexible Stützenfußplatte wird in der weiteren Berechnung durch eine fiktive starre Platte ersetzt (siehe Abbildung 9.2). Die Ausbreitungsbreite dieses Streifens ist:

$$c = t \sqrt{\frac{f_y}{3 \cdot f_{jd} \cdot \gamma_{M0}}} = 18 \cdot \sqrt{\frac{235}{3 \cdot 13,4 \cdot 1,00}} = 43,5 \text{ mm}$$

Für den Aufbau der Stütze sind im Bereich des Stützenfußes Ausgleichsbleche und Nivellierschrauben notwendig. Diese sollten planerisch vorgesehen werden.

EN 1993-1-8, 6.2.5 [11] und
EN 1992-1-1, 6.7 [9]

EN 1993-1-8, 6.2.5 [11]

EN 1993-1-8, 6.2.5 [11]

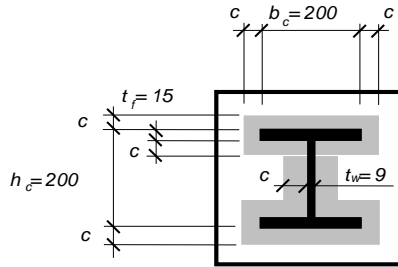


Abbildung 9.2: Wirksame Fläche unter der Stützenfußplatte

Die wirksame Fläche der Fußplatte hat die Form eines I und wird errechnet indem von der rechteckigen Hüllfläche die beiden inneren Rechteckflächen abgezogen werden.

$$A_{\text{eff}} = \min(b; b_c + 2c) \cdot \min(a; h_{\text{ef}} + 2c) - \max[\min(b; b_c + 2c) - t_f - 2c; 0] \cdot \max(h_c - 2t_f - 2c; 0)$$

$$A_{\text{eff}} = (200 + 2 \cdot 43,5) \cdot (200 + 2 \cdot 43,5) - (200 + 2 \cdot 43,5 - 9 - 2 \cdot 43,5) \cdot (200 - 2 \cdot 15 - 2 \cdot 43,5)$$

$$A_{\text{eff}} = 82.369 - 15.853 = 66.51 \text{ mm}^2$$

Daraus folgt für die Tragfähigkeit der Stützenfußplatte auf Druck:

$$N_{\text{Rd}} = A_{\text{eff}} \cdot f_{\text{jd}} = 66.516 \cdot 13,4 = 891 \cdot 10^3 \text{ N}$$

EN 1993-1-8, 6.2.5 [11]

Kommentare:

- Die Tragfähigkeit der Fußplatte ist höher als die des Stützenfundaments:

$$N_{\text{pl,Rd}} = \frac{A_c \cdot f_y}{\gamma_{\text{M0}}} = \frac{7808 \cdot 235}{1,00} = 1\,835 \cdot 10^3 \text{ N} > N_{\text{Rd}}$$

EN 1993-1-1, 6.2.4 [10]

Dabei entspricht A_c der Grundfläche der Stütze. Der Stützenfuß wird in den meisten Fällen auf Grundlage der Bemessungslasten dimensioniert, die aus den Stabilitätsberechnungen folgen.

- Es wird angenommen, dass die Mörtelschicht keinen Einfluss auf die Tragfähigkeit des Stützenfußes hat. Dazu muss die Mörtelschicht aus einer höheren Festigkeitsklasse gewählt werden oder es müssen die folgenden geometrischen Mindestabmessungen für die Dicke der Mörtelschicht eingehalten werden:

$$0,2 \min(a; b) = 0,2 \cdot 340 = 68 \text{ mm}$$

EN 1993-1-8, 6.2.5 [11]

9.2 Momententragfähiger Stützenfußanschluss

Im folgenden Beispiel wird die Berechnung der Momententragfähigkeit und der Biegesteifigkeit des Stützenfußanschlusses aus Abbildung 9.3 ausgeführt. Das Betonfundament mit der Betondruckfestigkeitsklasse C25/30 hat die Abmessungen von 1600 x 1600 x 1000 mm und ist im Hinblick auf die Baugrundverhältnisse dimensioniert. Als Teilsicherheitsbeiwerte sind $\gamma_c=1,50$ für Beton, $\gamma_{M0}=1,0$ für Stahl, für den Kopfbolzen $\gamma_{Ms}=1,5$, $\gamma_{Ms, re}=1,15$ für Bewehrungsstahl und $\gamma_{M2}=1,25$ für die Schubbeanspruchung der Bolzen unter Stahlversagen berücksichtigt. Die Verbindung zwischen der Fußplatte und dem Beton wird über vier Kopfbolzen mit einem Durchmesser von 22 mm und einer wirksamen Einbindelänge von 200 mm bewerkstelligt. Der Kopfdurchmesser des Kopfbolzens beträgt 40 mm und die zusätzliche Rückhängebewehrung, die für jeden einzelnen Kopfbolzen berücksichtigt wird besteht aus zwei Bewehrungsbügeln auf jeder Seite des Kopfbolzens mit einem Durchmesser von 12 mm. Der charakteristische Wert der Zugfestigkeit des Kopfbolzens ist $f_{uk} = 470$ MPa. Der Bemessungswert der Streckgrenze der zusätzlichen Rückhängebewehrung berechnet sich wie folgt:

$$f_{yd, re} = \frac{f_{yk, re}}{\gamma_s} = \frac{360}{1,15} = 313 \text{ MPa}$$

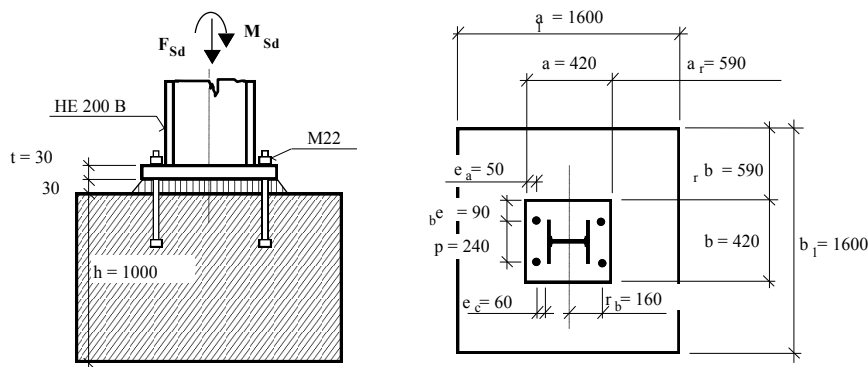


Abbildung 9.3: Geometrische Abmessungen des biegetragfähigen Stützenfußanschlusses

Im ersten Schritt wird die Tragfähigkeit der Fußplatte auf Biegung und der Ankerbolzen auf Zug bestimmt. Der Hebelarm der Ankerplatte bestimmt sich unter Berücksichtigung der Kehlnaht mit $a_{wf} = 6,00$ mm zu:

$$m = 60 - 0,8 \cdot a_{wf} \cdot \sqrt{2} = 60 - 0,8 \cdot 6 \cdot \sqrt{2} = 53,2 \text{ mm}$$

Die minimale T-Stummellänge bei Fußplatten, für die keine Abstützkräfte berücksichtigt werden müssen, bestimmt sich mit:

$$l_{eff,1} = \min \left\{ \begin{array}{l} 4m + 1,25 e_a = 4 \cdot 53,2 + 1,25 \cdot 50 = 275,3 \\ 2\pi m = 2\pi \cdot 53,2 = 334,3 \\ b \cdot 0,5 = 420 \cdot 0,5 = 210 \\ 2m + 0,625 e_b + 0,5 p = 2 \cdot 53,2 + 0,625 \cdot 50 + 0,5 \cdot 240 = 257,7 \\ 2m + 0,625 e_b + e_a = 2 \cdot 53,2 + 0,625 \cdot 90 + 50 = 222,7 \\ 2\pi m + 4 e_b = 2\pi \cdot 53,2 + 4 \cdot 90 = 649,3 \\ 2\pi m + 2 p = 2\pi \cdot 53,2 + 2 \cdot 240 = 814,3 \\ l_{eff,1} = 210 \text{ mm} \end{array} \right.$$

Die wirksame Länge des Ankerbolzens L_b kann wie folgt angenommen werden:

$$L_b = 8 \cdot d + t_g + t + \frac{t_n}{2} = 8 \cdot 22 + 30 + 30 + \frac{19}{2} = 245,5 \text{ mm}$$

Die Einflüsse der Toleranzen EN 1090-2 [5] und die Größe der Schweißnähte sind in den Berechnungen nicht berücksichtigt.

Für die Stütze wird ein HE 200 B Profil gewählt, welches durch eine Normkraft von $F_{Sd} = 500$ kN belastet ist.

INFASO+ Handbuch I Abbildung 4.3 (links)

EN 1993-1-8, 6.2.6.4 [11] / Wald et al, 2008 [54] / INFASO+ Handbuch I Tabelle 4.2

INFASO+ Handbuch I Abbildung 4.1 (links)

Die Tragfähigkeit eines T-Stummels mit zwei Ankerbolzen bestimmt sich zu:

EN 1993-1-8, 6.2.4.1 [11]
$$F_{T,1,Rd}^* = \frac{2 L_{eff,1} t^2 f_y}{4 m \gamma_{M0}} = \frac{2 \cdot 210 \cdot 30^2 \cdot 235}{4 \cdot 53,2 \cdot 1,00} = 417,4 \text{ kN}$$

Diese Tragfähigkeit ist durch die Zugtragfähigkeit der beiden Kopfbolzen mit 22 mm Durchmesser mit einem Spannungsquerschnitt von $A_s = 303 \text{ mm}^2$ begrenzt.

EN 1993-1-8, 6.2.4.1 [11]
$$F_{T,3,Rd} = 2 \cdot B_{t,Rd} = 2 \frac{0,9 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} = 2 \frac{0,9 \cdot 470 \cdot 303}{1,5} = 170,9 \text{ kN}$$

Zur Bestimmung der Tragfähigkeit auf der Druckseite des Stützenfußes wird der Lastverteilungsfaktor k_j bestimmt:

EN 1993-1-8, 6.2.5 [11]
$$a_1 = b_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} a + 2a_r = 420 + 2 \cdot 590 = 1\ 600 \\ 3a = 3 \cdot 420 = 1\ 260 \\ a + h = 420 + 1\ 000 = 1\ 420 \end{array} \right\} = 1\ 260 \text{ mm}$$

und $a_1 = b_1 = 1\ 260 > a = b = 420 \text{ mm}$

Da die oben aufgeführten Randbedingungen eingehalten sind, folgt für den Lastverteilungsfaktor:

INFASO+ Handbuch I Abbildung 3.5 (links)
$$k_j = \sqrt{\frac{a_1 \cdot b_1}{a \cdot b}} = \sqrt{\frac{1\ 260 \cdot 1\ 260}{420 \cdot 420}} = 3,00$$

Die Mörtelschicht hat keinen Einfluss auf die Betontragfähigkeit, da folgende Bedingungen eingehalten sind:

$$0,2 \min(a; b) = 0,2 \cdot (420; 420) = 84 \text{ mm} > 30 \text{ mm} = t$$

Die Betontragfähigkeit bestimmt sich zu:

EN 1993-1-8, 6.2.5 [11]
$$f_{jd} = \frac{2}{3} \cdot \frac{k_j \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{2}{3} \cdot \frac{3,00 \cdot 25}{1,5} = 33,3 \text{ MPa}$$

Aus dem Kräftegleichgewicht in vertikaler Richtung $F_{Sd} = A_{eff} \cdot f_{jd} - F_{t,Rd}$ kann die wirksame Betonfläche A_{eff} bei einer vollen Tragfähigkeit der Zugkomponenten berechnet werden:

EN 1993-1-8, 6.2.5 [11]
$$A_{eff} = \frac{F_{Sd} + F_{Rd,3}}{f_{jd}} = \frac{500 \cdot 10^3 + 170,9 \cdot 10^3}{33,3} = 20\ 147 \text{ mm}^2$$

Die nachgiebige Fußplatte wird in eine starre Fußplatte mit äquivalenter Fläche überführt. Mit der folgenden Gleichung wird die Ausbreitungsbreite c im Bereich der Fußplatte bestimmt. Diese ist in Abbildung 9.4 dargestellt.

EN 1993-1-8, 6.2.5 [11]
$$c = t \sqrt{\frac{f_y}{3 \cdot f_{jd} \cdot \gamma_{M0}}} = 30 \cdot \sqrt{\frac{235}{3 \cdot 33,3 \cdot 1,00}} = 46,0 \text{ mm}$$

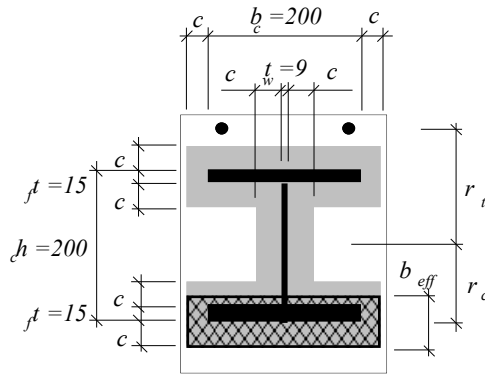


Abbildung 9.4: Wirksame Fläche unter der Stützenfußplatte

Unter Berücksichtigung der Ausbreitungsbreite c kann die Höhe der Druckzone bestimmt werden.

$$b_{\text{eff}} = \frac{A_{\text{eff}}}{b_c + 2c} = \frac{20\,147}{200 + 2 \cdot 46,0} = 69,0 \text{ mm}$$

$$69,0 \text{ mm} < t_f + 2c = 15 + 2 \cdot 46,0 = 107 \text{ mm}$$

EN 1993-1-8, 6.2.5 [11]

Mit dem inneren Hebelarm r_c folgt für die Momenten Tragfähigkeit M_{Rd} der Stützenfußplatte.

$$r_c = \frac{h_c}{2} + c - \frac{b_{\text{eff}}}{2} = \frac{200}{2} + 46,0 - \frac{69,0}{2} = 111,5 \text{ mm}$$

$$M_{\text{Rd}} = 170,9 \cdot 10^3 \cdot 160 + 20\,147 \cdot 33,3 \cdot 111,5 = 102,1 \text{ kNm}$$

EN 1993-1-1, 6.2.5 [10]

Unter der Berücksichtigung einer Normalkraftbelastung von $N_{\text{Sd}} = 500 \text{ kN}$ beträgt die Momenten Tragfähigkeit $M_{\text{Rd}} = 102,1 \text{ kNm}$. Des Weiteren muss die Normalkrafttragfähigkeit und die Momenten Tragfähigkeit des Profils überprüft werden.

EN 1993-1-1, 6.2.4 [10]

$$N_{\text{pl,Rd}} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{\text{M0}}} = \frac{7808 \cdot 235}{1,00} = 1\,835 \cdot 10^3 \text{ N} > N_{\text{Rd}}$$

$$M_{\text{pl,Rd}} = \frac{W_{\text{pl}} \cdot f_{\text{yk}}}{\gamma_{\text{M0}}} = \frac{624,5 \cdot 10^3 \cdot 235}{1,00} = 151,0 \text{ kNm}$$

EN 1993-1-1, 6.2.5 [10]

Durch die Interaktion aus Normalkraft und Momentenbeanspruchung muss die Momenten Tragfähigkeit reduziert werden.

$$M_{\text{Ny,Rd}} = M_{\text{pl,Rd}} \frac{1 - \frac{N_{\text{Sd}}}{N_{\text{pl,Rd}}}}{1 - 0,5 \frac{A - 2bt_f}{A}} = 151,0 \frac{1 - \frac{500}{1\,835}}{1 - 0,5 \frac{7\,808 - 2 \cdot 200 \cdot 15}{7\,808}} = 124,2 \text{ kNm}$$

EN 1993-1-1, 6.2.9 [10]

Die Fußplatte wird hinsichtlich der einwirkenden Lasten und nicht hinsichtlich der Tragfähigkeit des Stützenprofils dimensioniert. Die jeweiligen Komponentensteifigkeiten werden für die Berechnung der Biegesteifigkeit des Profils im Folgenden errechnet.

$$k_b = 2,0 \cdot \frac{A_s}{L_b} = 2,0 \cdot \frac{303}{245,5} = 2,5 \text{ mm}$$

$$k_p = \frac{0,425 \cdot L_{\text{beff}} \cdot t^3}{m^3} = \frac{0,425 \cdot 210 \cdot 30^3}{53,2^3} = 16,0 \text{ mm}$$

EN 1993-1-8, 6.3 [10]

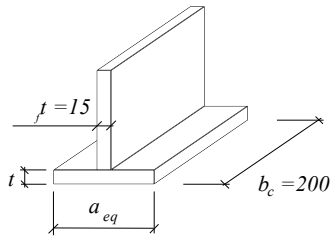


Abbildung 9.5: T-Stummel auf Druckbeanspruchung

Die Steifigkeit des Betons kann basierend auf den Berechnungen zur Komponente "T-Stummel auf Druck" bestimmt werden.

EN 1993-1-8, 6.3 [11]

$$a_{eq} = t_f + 2,5 t = 15 + 2,5 \cdot 30 = 90 \text{ mm}$$

$$k_c = \frac{E_c}{1,275 \cdot E_s} \cdot \sqrt{a_{eq} \cdot b_c} = \frac{29\,000}{1,275 \cdot 210\,000} \cdot \sqrt{90 \cdot 200} = 14,5 \text{ mm}$$

Der Hebelarm der Zugkomponente und der Druckkomponente zur neutralen Faser wird mit den folgenden Gleichungen bestimmt:

EN 1993-1-8, 6.3 [11]

$$z_t = \frac{h_c}{2} + e_c = \frac{200}{2} + 60 = 160 \text{ mm}$$

$$z_c = \frac{h_c}{2} - \frac{t_f}{2} = \frac{200}{2} - \frac{15}{2} = 92,5 \text{ mm}$$

Die Steifigkeit der Zugkomponente, die aus den Komponenten der Bolzen und des T-Stummels besteht, ist:

EN 1993-1-1, 6.2.9 [10]

$$k_t = \frac{1}{\frac{1}{k_b} + \frac{1}{k_p}} = \frac{1}{\frac{1}{2,5} + \frac{1}{16,0}} = 2,2 \text{ mm}$$

Zur Bestimmung der Anfangssteifigkeit der Fußplatte wird der Hebelarm r und a berechnet.

EN 1993-1-8, 6.3 [11]

$$z = z_t + z_c = 160 + 92,5 = 252,5 \text{ mm}$$

$$a = \frac{k_c \cdot z_c - k_t \cdot z_t}{k_c + k_t} = \frac{14,5 \cdot 92,5 - 2,2 \cdot 160}{14,5 + 2,2} = 59,2 \text{ mm}$$

Die Anfangssteifigkeit $S_{j,ini}$ wird unter Annahme einer konstanten Exzentrizität e bestimmt.

EN 1993-1-1, 6.2.9 [10]

$$e = \frac{M_{Rd}}{F_{Sd}} = \frac{97,9 \cdot 10^6}{500 \cdot 10^3} = 195,8 \text{ mm}$$

EN 1993-1-8, 6.3 [11]

$$S_{j,ini} = \frac{e}{e + a} \cdot \frac{E_s \cdot r^2}{\mu \sum_i \frac{1}{k_i}} = \frac{195,8}{195,8 + 59,2} \cdot \frac{210\,000 \cdot 252,5^2}{1 \cdot \left(\frac{1}{2,2} + \frac{1}{14,5}\right)} = 19,638 \cdot 10^9 \frac{\text{Nmm}}{\text{rad}}$$

$$= 20814 \text{ kNm/rad}$$

Die Steifigkeit der Verankerung wird im Folgenden bestimmt.

Kommentare:

- Die Klassifizierung des Stützenfußes folgt Anhand der Biegesteifigkeit des Anschlusses im Vergleich zur Steifigkeit der angeschlossenen Stütze. Für eine Stützenlänge von $L_c = 4 \text{ m}$ und einen HE 200 B Querschnitt folgt für die relative Biegesteifigkeit:

EN 1993-1-8, 6.3 [11]

$$\bar{S}_{j,ini} = S_{j,ini} \cdot \frac{L_c}{E_s \cdot I_c} = 20,814 \cdot 10^9 \cdot \frac{4000}{210\,000 \cdot 56,96 \cdot 10^6} = 6,57$$

Die bezogene Anfangssteifigkeit liegt für ausgesteifte, als auch für ausgereifte Systeme innerhalb folgender den Grenzen.

$$\bar{S}_{j,ini} = 6,57 < 12 = \bar{S}_{j,ini,EN3,n}$$

$$\bar{S}_{j,ini} = 6,57 < 30 = \bar{S}_{j,ini,EN3,s}$$

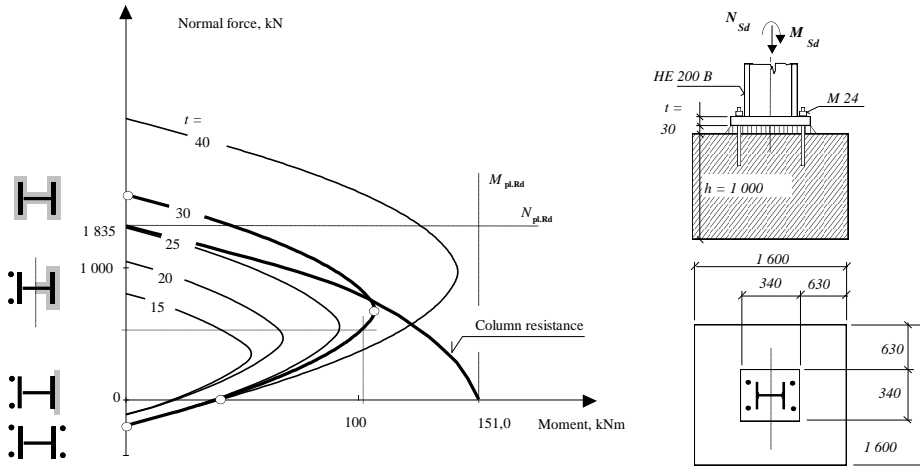


Abbildung 9.6: Stützenfußtragfähigkeit für unterschiedliche Plattenstärken

Die Stützentragsfähigkeit ist unter Berücksichtigung unterschiedlicher Fußplattenstärken in Abbildung 9.6 dargestellt.

Für die Plattenstärke von 30 mm sind die markanten Punkte der reinen Druckbeanspruchung, der höchsten Biegebeanspruchung (bei Zusammenfallen der neutralen Faser mit der Symmetrieachse des Querschnittes) und der reinen Momenten- und Zugbeanspruchung eingezeichnet

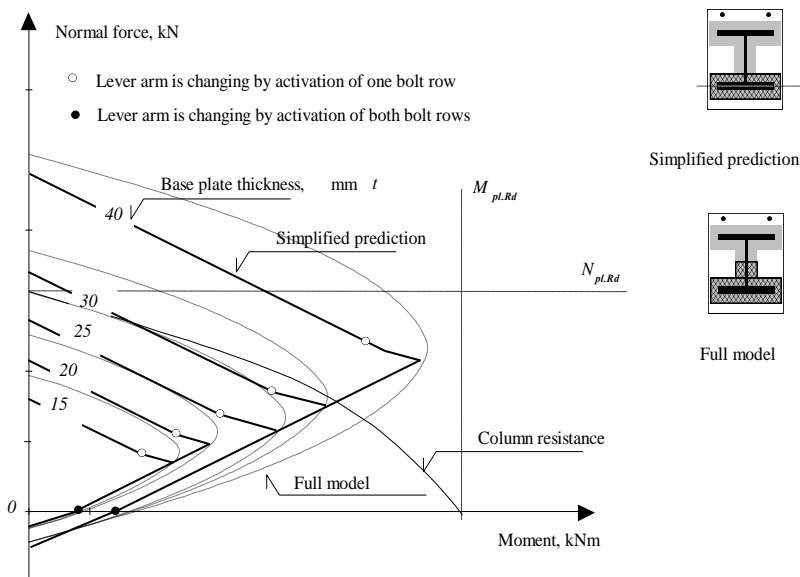


Abbildung 9.7: Vereinfachte Annahme über die Lage der Betondruckkraft

In einer konservativen Annahme kann die Reaktionskraft der Betonkomponente in der Achse des Stützenflansches angeordnet werden (siehe Abbildung 9.7)

Wie in Kapitel 3 ausgeführt wird, muss die Steifigkeit der Verankerung für die einzelnen Komponenten und deren unterschiedlichen Versagensmodi bestimmt und miteinander kombiniert werden. In diesem Fall wird eine Verankerungsgruppe von vier Kopfbolzen berücksichtigt. Diese sind unter Berücksichtigung von zusätzlicher Rückhängebewehrung nach Abbildung 9.8 angeordnet.

Aus der Momentenbeanspruchung der Ankerplatte folgt eine Zugbeanspruchung in der hinteren Kopfbolzenreihe. In der folgenden Berechnung werden die beiden Kopfbolzen auf der lastabgewandten Seite zur Auswertung des Tragverhaltens berücksichtigt. Wie im vorangegangenen Beispiel wird hier eine zusätzliche Rückhängebewehrung mit einem Durchmesser von 12 mm und Kopfbolzendurchmesser mit einem Durchmesser von 22 mm und einer Einbindelänge von 150 mm berücksichtigt. Die effektive Höhe der Kopfbolzen bestimmt sich in diesem Anwendungsbeispiel als der Abstand von der Oberkante der Fundamentplatte zur Pressungsfläche des Kopfbolzens.

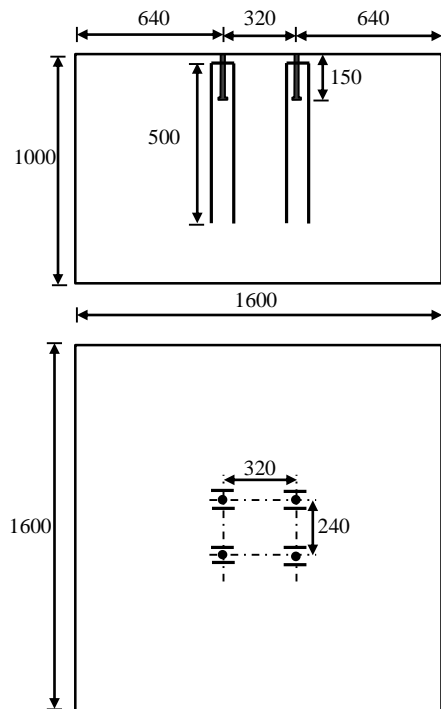


Abbildung 9.8: Anordnung der Kopfbolzen und der zusätzlichen Rückhängebewehrung

Komponente S

Die Komponente S umfasst die Auswertung der Lastverschiebungsantwort der Kopfbolzen unter Zugbeanspruchung bei der Berücksichtigung von Stahlversagen. Lediglich die beiden lastabgewandten Kopfbolzen werden in diesem Anwendungsbeispiel innerhalb diese Komponente berücksichtigt.

INFASO+ Handbuch I Gleichung (3.3)

$$N_{Rd,s} = \frac{n \cdot \pi \cdot d_{s,nom}^2 \cdot f_{uk}}{4 \cdot \gamma_{Ms}} = \frac{2 \cdot \pi \cdot 22^2 \cdot 470}{4 \cdot 1,50} = 238\,216 \text{ N} = 238,22 \text{ kN}$$

INFASO+ Handbuch I Gleichung (3.4)

$$k_{s1} = \frac{2 \cdot \pi \cdot 22^2 \cdot 200000}{4 \cdot 150} = 1013686 \frac{\text{N}}{\text{mm}} = 1013,69 \frac{\text{kN}}{\text{mm}} \text{ bei } N_{act} < 238,22 \text{ kN}$$

$$k_{s2} = 0; N_{act} < 238,22 \text{ kN}$$

Die Last-Verschiebungskurve dieser Komponente ist in Abbildung 9.7 dargestellt.

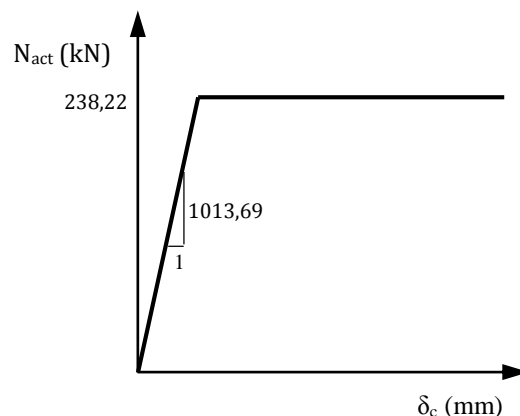


Abbildung 9.9: Kraft-Verformungskurve der Komponente S

Komponente CC

Die Komponente CC umfasst die Auswertung des Lastverformungsverhaltens der Kopfbolzen unter Zugbeanspruchung bei der Berücksichtigung von Betonversagen. Für die Komponente des Betonversagens gilt (siehe Abbildung 9.10):

$$N_{Rd,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \psi_{A,N} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} / \gamma_{Mc}$$

$$N_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot h_{ef}^{1,5} \cdot f_{ck}^{0,5} = 12,7 \cdot 150^{1,5} \cdot 25^{0,5} = 116,66 \text{ kN}$$

$$\psi_{A,N} = \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} = \frac{(1,5 \cdot 150 + 240 + 1,5 \cdot 150) \cdot (1,5 \cdot 150 + 1,5 \cdot 150)}{9 \cdot 150^2} = \frac{690 \cdot 450}{9 \cdot 150^2} = 1,53$$

Da der minimale Randabstand $c_{min} > c_{cr} = 1,5 \cdot h_{ef} = 225 \text{ mm}$ der Verbindungsmittel eingehalten ist, kann $\psi_{s,N} = 1,0$ angenommen werden. Eine engmaschige Bewehrungsführung ist nicht vorhanden und es gilt für den Beiwert $\psi_{re,N} = 1,0$. Die Zugtragfähigkeit der Betonkomponente bestimmt sich zu:

$$N_{Rd,c} = 116,66 \cdot 1,53 \cdot 1,0 \cdot \frac{1,0}{1,5} = 118,99 \text{ kN}$$

Da die vorhandene Last kleiner als die Betonausbruchlast der Verbindungsmittelgruppe ist $N_{act} < N_{Rd,c}$, wird die Steifigkeit k_c als unendlich angenommen.

$$k_{c,de} = \alpha_c [f_{ck} \cdot h_{ef}]^{0,5} \cdot \psi_{A,N} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N}$$

$$= -537 \cdot [25 \cdot 150]^{0,5} \cdot 1,53 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \text{ N/mm} = -50,31 \text{ kN/mm}$$

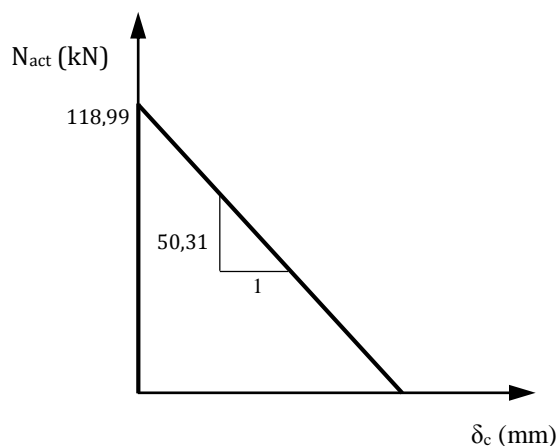


Abbildung 9.11: Kraft-Verformungskurve des Betonausbruchkegels

Komponente RS

Die Komponente RS umfasst die Auswertung der Lastverschiebungsantwort der Bügelbewehrung unter Zugbeanspruchung bei der Berücksichtigung von Stahlversagen. Die Tragfähigkeit der zusätzlichen Rückhängebewehrung wird mit der folgenden Gleichung bestimmt:

$$N_{Rd,s,re} = A_{s,re} \cdot f_{yd,re} = n_{re} \cdot \pi \cdot (d_{s,re}^2 / 4) \cdot f_{yd,re}$$

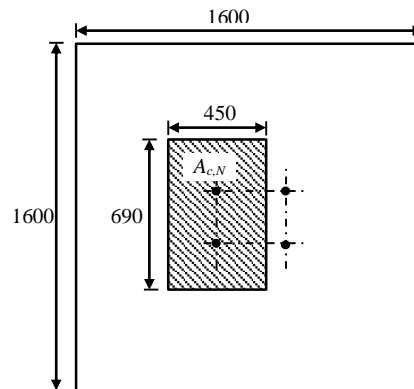


Abbildung 9.10: Betonausbruchkörper der Verbindungsmittelgruppe

INFASO+ Handbuch I Gleichungen (3.7) bis (3.9)

INFASO+ Handbuch I Gleichung (3.13)

Bei der Durchbildung eines vollständigen Ausbruchkegels sind die Verformungen $\frac{118,99}{50,31} = 2,37 \text{ mm}$ groß. Die Last-Verformungs-Kurve der reinen Betonkomponente ist in Abbildung 9.11 dargestellt

INFASO+ Handbuch I Gleichung (3.16)

INFASO+ Handbuch I Gleichung (3.16)

INFASO+ Handbuch I Gleichung (3.15)

INFASO+ Handbuch I Gleichungen (3.17) bis (3.18)

Es sind je zwei Bügelschenkel zu jeder Seite der zugbeanspruchten Kopfbolzens rechnerisch angesetzt. Daraus folgen insgesamt acht Bügelschenkel, die in der Berechnung berücksichtigt werden müssen. In Summe werden somit acht Bügelschenkel in der Berechnung berücksichtigt. Es folgt für die Tragfähigkeit und die Verformung:

$$N_{Rd,s,re} = 8 \cdot \left(\frac{\pi}{4} \cdot 12^2\right) \cdot 435 = 393,58 \text{ kN}$$

$$\delta_{Rd,s,re} = \frac{2 \cdot N_{Rd,s,re}^2}{\alpha_s \cdot f_{ck} \cdot d_{s,re}^4 \cdot n_{re}^2} = \frac{2 \cdot 393578^2}{12100 \cdot 25 \cdot 12^4 \cdot 8^2} = 0,77 \text{ mm}$$

Die Steifigkeit ist eine Funktion der Verschiebung und die Kraft-Verformungskurve ist in Abbildung 9.12 dargestellt.

$$k_{s,re1} = \frac{\sqrt{n_{re}^2 \cdot \alpha_s \cdot f_{ck} \cdot d_{s,re}^4}}{\sqrt{2 \cdot \delta}} = \frac{\sqrt{8^2 \cdot 12100 \cdot 25 \cdot 12^4}}{\sqrt{2 \cdot \delta}} = \frac{448023}{\sqrt{\delta}} \text{ N/mm}$$

for $\delta < \delta_{Rd,s,re}$

$$k_{s,re2} = 0 \text{ for } \delta \geq \delta_{Rd,s,re}$$

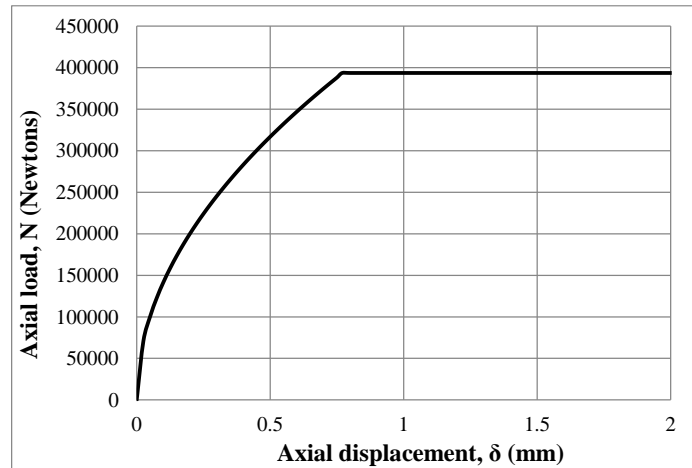


Abbildung 9.12: Kraft-Verformungskurve unter Berücksichtigung des Stahlversagens der Rückhängebewehrung.

Komponente RB

Die Tragfähigkeit der Rückhängebewehrung unter Berücksichtigung des Verankerungsversagens wird in einem weiteren Schritt bestimmt. Unter der Annahme einer Betondeckung der Bügelbewehrung von 25 mm und einem Abstand zwischen den Kopfbolzen und der Rückhängebewehrung von 50 mm, kann die Verankerungslänge l_1 bestimmt werden.

$$l_1 = 150 - 25 - 0.7 \cdot 50 = 90 \text{ mm}$$

f_{bd} nach EN 1992-1-1 [9]

Unter der Berücksichtigung einer Verbundfestigkeit von $f_{bd} = 2,7 \text{ MPa}$ für C25/30 folgt für die Tragfähigkeit und die Verschiebung bei Verbundversagen:

INFASO+ Handbuch I Gleichung (3.20)

$$N_{Rd,b,re} = \sum_{n_{re}} l_1 \cdot \pi \cdot d_{s,re} \cdot \frac{f_{bd}}{\alpha} = 8 \cdot 90 \cdot \pi \cdot 12 \cdot \frac{2,7}{0,49} = 149\,490 \text{ N} = 149,49 \text{ kN}$$

$$\delta_{Rd,b,re} = \frac{2 \cdot N_{Rd,b,re}^2}{\alpha_s \cdot f_{ck} \cdot d_{s,re}^4 \cdot n_{re}^2} = \frac{2 \cdot 149\,490}{12100 \cdot 25 \cdot 12^4 \cdot 8^2} = 0,11 \text{ mm}$$

Es ist zu bemerken, dass in diesem Fall ist Verbundversagen der maßgebende Versagensfall da:

$$N_{Rd,b,re} < N_{Rd,s,re}$$

Die Steifigkeit als Funktion der Verschiebung ist wie folgt definiert und in Abbildung 9.13 dargestellt:

$$k_{b, \text{re1}} = \frac{\sqrt{n_{\text{Fe}}^2 \cdot \alpha_s \cdot f_{\text{ck}} \cdot d_{\text{s, re}}^4}}{\sqrt{2\delta}} = \frac{\sqrt{8^2 \cdot 12100 \cdot 25 \cdot 12^4}}{\sqrt{2\delta}} = \frac{448023 \text{ N}}{\sqrt{2\delta} \text{ mm}} \text{ für } \delta < \delta_{\text{RD, b, re}}$$

$$k_{b, \text{re2}} = 0 \text{ for } \delta \geq \delta_{\text{RD, b, re}}$$

INFASO+ Handbuch I Gleichung (3.21)

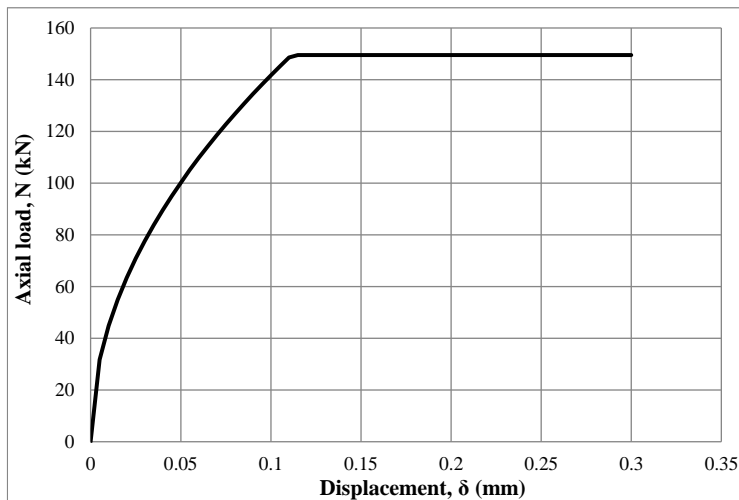


Abbildung 9.13: Kraft-Verformungskurve unter Berücksichtigung des Verbundversagens der Rückhängebewehrung.

Komponente P

Die Steifigkeitswerte aus der Komponente des Herausziehens des Kopfbolzens ergeben sich aus folgenden Gleichungen für den ersten Bereich $N > N_{\text{RD, c}}$.

$$k_p = \alpha_p \cdot \frac{k_a \cdot k_A}{k_2}$$

$$a = 0,5 \cdot (d_h - d_{\text{s, nom}}) = 0,5 \cdot (40 - 22) = 9 \text{ mm}$$

$$k_a = \sqrt{\frac{5}{a}} \geq 1,0; \text{ damit ist } k_a = 1,0$$

$$k_A = 0,5 \cdot \sqrt{d_{\text{s, nom}}^2 + m \cdot (d_h^2 - d_{\text{s, nom}}^2)} - 0,5 \cdot d_h$$

$$\rightarrow k_A = 0,5 \cdot \sqrt{22^2 + 9 \cdot (40^2 - 22^2)} - 0,5 \cdot 40 = 31,30$$

$$k_p = \alpha_p \cdot \frac{k_a \cdot k_A}{k_2} = 0,25 \cdot \frac{1,0 \cdot 31,30}{600} = 0,0130$$

$k_2 = 600$ (unter der Voraussetzung von ungerissem Beton)

INFASO+ Handbuch I Gleichungen (3.25) bis (3.27)

Es folgt für die Verschiebung:

$$\delta_{\text{RD, p, 1}} = k_p \cdot \left(\frac{N_{\text{RD, c}}}{A_h \cdot f_{\text{ck}} \cdot n} \right)^2 = 0,013 \left(\frac{118,99 \cdot 10^3}{\frac{\pi}{4} \cdot (40^2 - 20^2) \cdot 25 \cdot 2} \right)^2 = 0,096 \text{ mm}$$

INFASO+ Handbuch I Gleichung (3.21)

Im zweiten Bereich können die Verformungen $\delta_{\text{RD, p, 2}}$ folgendermaßen bestimmt werden:

$$\delta_{\text{RD, p, 2}} = 2k_p \cdot \left(\frac{N_{\text{RD, p}}}{A_h \cdot f_{\text{ck}} \cdot n} \right)^2 - \delta_{\text{RD, p, 1}}$$

$$N_{\text{RD, p}} = n \cdot p_{\text{uk}} \cdot A_h / \gamma_{\text{Mc}}$$

INFASO+ Handbuch I Gleichung (3.24)

Mit einem realistischen Wert für $p_{\text{uk}} = 12 \cdot f_{\text{ck}} = 300 \text{ MPa}$ folgt für die Tragfähigkeit beim Herausziehen des Kopfbolzens:

INFASO+ Handbuch I Gleichungen (3.33) bis (3.35)

$$N_{Rd,p} = 2 \cdot 300 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot \frac{(40^2 - 22^2)}{1,5} = 350,60 \text{ kN}$$

$$\delta_{Rd,p,2} = 2 \cdot 0,0130 \cdot \left(\frac{350\,600}{\frac{\pi}{4} \cdot (40^2 - 22^2) \cdot 25 \cdot 2} \right)^2 - 0,096 = 1,57 \text{ mm}$$

Die Steifigkeit als Funktion der Verschiebungen und die Last-Verschiebungskurve nach Abbildung 9.14:

$$k_{p,1} = \sqrt{\frac{\left(\frac{\pi}{4} \cdot (40^2 - 22^2) \cdot 25 \cdot 2\right)^2}{0,0130 \cdot \delta_{act}}} = \frac{384\,178}{\sqrt{\delta_{act}}}$$

$$k_{p,2} = \sqrt{\frac{\left(\frac{\pi}{4} \cdot (40^2 - 22^2) \cdot 25 \cdot 2\right)^2}{2 \cdot 0,0130 \cdot \delta_{act}^2}} \cdot (\delta_{act} + 0,096) = \frac{271\,792}{\delta_{act}} \cdot \sqrt{\delta_{act} + 0,096}$$

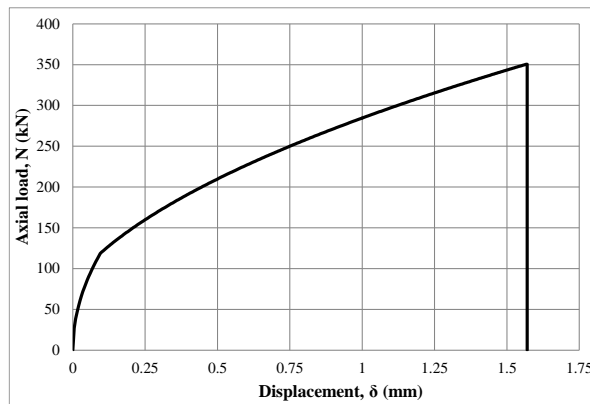


Abbildung 9.14: Kraft-Verformungskurve der Komponente "Herausziehen der Kopfbolzens".

INFASO+ Handbuch I Gleichung (3.61)

Zusammenbau der Komponenten

$$N_{act} = N_{Rd,c} + k_{c,de} \cdot \delta + \min(n_{re} \cdot d_{s,nom}^2 \sqrt{\frac{\alpha_s \cdot f_{ck} \cdot \delta}{2}}; N_{Rd,s,re}; N_{Rd,b,re})$$

Die Traglast der beiden Kopfbolzen und die Kraft-Verformungskurve ist Folgenden dargestellt (siehe Abbildung 9.15).

$$N_{act} = 118,99 - 50,31 \cdot \delta + \min(448.023\sqrt{\delta}; 393,58; 149,49)$$

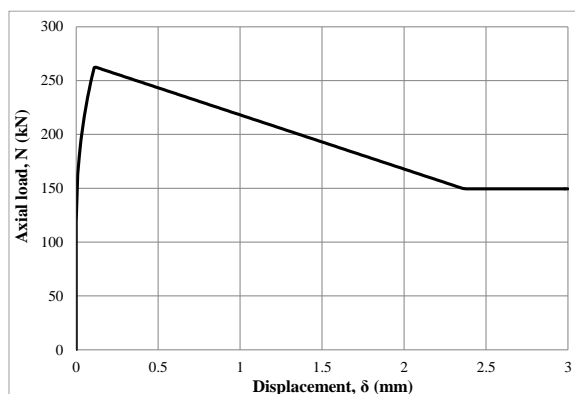


Abbildung 9.15: Kraft-Verformungskurve unter Berücksichtigung des Betonausbruchkegels und der Rückhängebewehrung

Sind die Einzelkomponenten wie oben beschrieben bestimmt, können die Komponenten zusammengeführt werden. Das Modell sieht vor, dass die Lasten auf die Bewehrungsbügel übertragen werden, wenn sich der Betonausbruchkegel bildet. Mit zunehmenden Verformungen nimmt der Traglastanteil des Betons ab. Die Traglast, die sowohl den Betonausbruchkegel, als auch die Rückhängebewehrung bestimmt sich in Abhängigkeit der gegebenen Verformung.

9.3 Stützenfußplatte mit Steifen

Im Folgenden wird die Berechnung einer Stützenfußplatte und die Biegesteifigkeit eines Stützenfundaments mit Steifen ausgeführt. Die Stütze ist aus einem HE200B-Profil gefertigt und durch eine Normalkraft $F_{Sd} = 1200 \text{ kN}$ belastet. Das Betonfundament mit den Abmessungen $1600 \times 1600 \times 1000 \text{ mm}$ ist aus C16/20 Beton gefertigt. Die Dicke der Stahlplatte ist 30 mm und die Stahlgüte ist S235. Als Teilsicherheitsbeiwerte sind $\gamma_c = 1,50$ für Beton, $\gamma_{M0} = 1,0$ für Stahl, $\gamma_{M0} = 1,15$ für Bewehrungsstahl und $\gamma_{M2} = 1,25$ für die Schubbeanspruchung der Bolzen berücksichtigt.

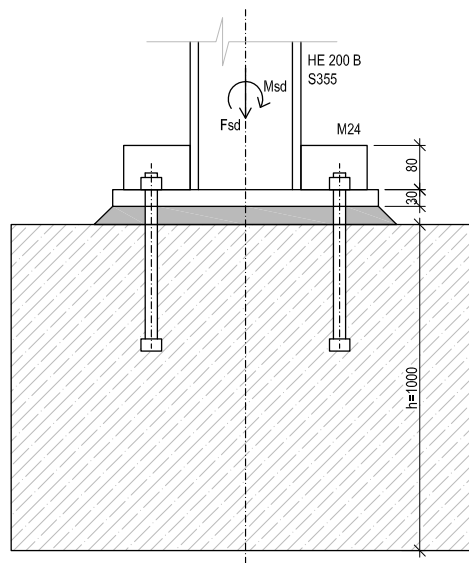


Abbildung 9.16: Stützenfußplatte mit Steifen

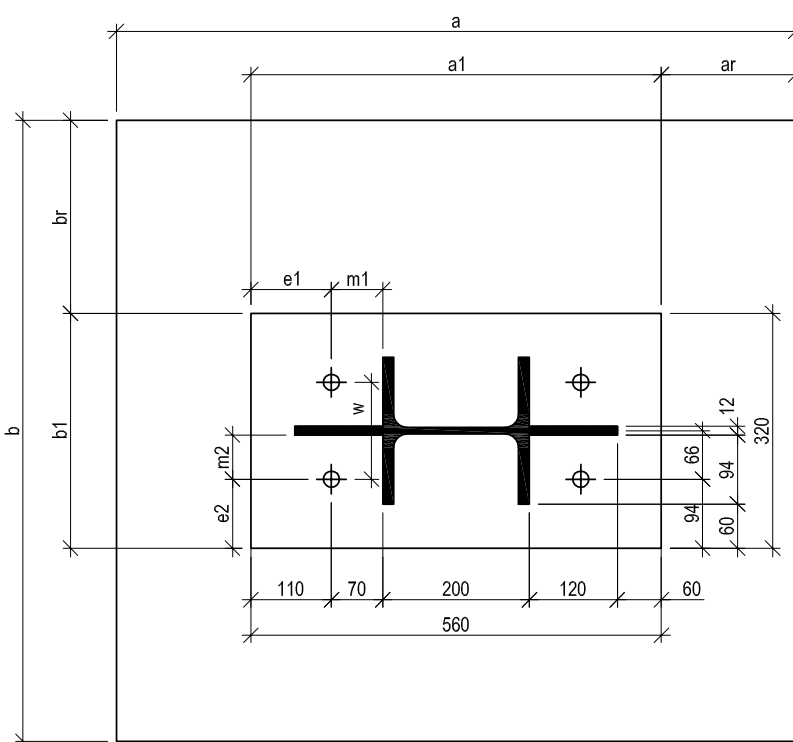


Abbildung 9.17: Stützenfußplatte mit Steifen

Im ersten Schritt wird die Tragfähigkeit der Fußplatte auf Biegung und der Ankerbolzen auf Zug bestimmt. Der Hebelarm der Ankerplatte bestimmt sich unter Berücksichtigung der Kehlnaht mit $a_{wf} = 6,00 \text{ mm}$ zu:

$$m = 70 - 0,8 \cdot a_{wf} \cdot \sqrt{2} = 70 - 0,8 \cdot 6 \cdot \sqrt{2} = 63,2 \text{ mm}$$

Die minimale effektive Länge in Fußplatten, für die keine Abstützkräfte berücksichtigt werden müssen, wird mit den folgenden Gleichungen ermittelt:

EN 1993-1-8, 6.2.6.4 [11]

$$l_{\text{eff},1} = \min \left\{ \begin{array}{l} 4 \text{ m} + 1,25 e_a = 4 \cdot 63,2 + 1,25 \cdot 110 = 390,3 \\ 4 \pi \text{ m} = 4 \pi \cdot 63,2 = 794,2 \\ b \cdot 0,5 = 320 \cdot 0,5 = 160 \\ 2 \text{ m} + 0,625 e_1 + 0,5 w = 2 \cdot 63,2 + 0,625 \cdot 110 + 0,5 \cdot 132 = 261,2 \\ 2 \text{ m} + 0,625 e_1 + e_2 = 2 \cdot 63,2 + 0,625 \cdot 110 + 94 = 289,2 \\ 2 \pi \text{ m} + 4 e_2 = 2 \pi \cdot 63,2 + 4 \cdot 94 = 773,1 \\ 2 \pi \text{ m} + 2w = 2 \pi \cdot 63,2 + 2 \cdot 132 = 661,1 \end{array} \right.$$

$$l_{\text{eff},1} = 160 \text{ mm}$$

Die wirksame Länge des Ankerbolzens L_b kann wie folgt angenommen werden:

INFASO+ Handbuch I Abbildung 4.1

$$L_b = 8 \cdot d + t_g + t + \frac{t_n}{2} = 8 \cdot 24 + 30 + 30 + \frac{19}{2} = 261,5 \text{ mm}$$

Die Tragfähigkeit eines T-Stummels mit zwei Ankerbolzen bestimmt sich zu:

EN 1993-1-8 6.2.4.1 [11]

$$F_{T,1,Rd}^* = \frac{2 L_{\text{eff},1} t^2 f_y}{4 \text{ m } \gamma_{M0}} = \frac{2 \cdot 160 \cdot 30^2 \cdot 235}{4 \cdot 70 \cdot 1,00} = 267,7 \text{ kN}$$

Diese Tragfähigkeit ist durch die Zugtragfähigkeit der beiden M24 Ankerbolzen mit einem Spannungsquerschnitt von $A_s = 353 \text{ mm}^2$ begrenzt.

EN 1993-1-8, 6.2.4.1 [11]

$$F_{T,3,Rd} = 2 \cdot B_{t,Rd} = 2 \cdot \frac{0,9 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} = 2 \cdot \frac{0,9 \cdot 360 \cdot 353}{1,25} = 183 \text{ kN}$$

Zur Bestimmung der Tragfähigkeit auf der Druckseite des Stützenfußes wird der Lastverteilungsfaktor k_j bestimmt:

EN 1993-1-8, 6.2.5 [11]

$$a_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} a_1 + 2a_r = 560 + 2 \cdot 520 = 1\ 600 \\ 3a_1 = 3 \cdot 560 = 1\ 680 \\ a_1 + h = 480 + 1\ 000 = 1\ 560 \end{array} \right\} = 1\ 560 \text{ mm}$$

$$b_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} a_1 + 2b_r = 320 + 2 \cdot 640 = 1\ 600 \\ 3b_1 = 3 \cdot 320 = 960 \\ b_1 + h = 320 + 1\ 000 = 1\ 320 \end{array} \right\} = 690 \text{ mm}$$

$$\text{und } a_1 = 1\ 560 > a = 560 \text{ mm und } b_1 = 960 > b = 320 \text{ mm}$$

Da die oben aufgeführten Randbedingungen eingehalten sind, folgt für den Lastverteilungsfaktor:

INFASO+ Handbuch I Gleichung (3.65)

$$k_j = \sqrt{\frac{a_1 \cdot b_1}{a \cdot b}} = \sqrt{\frac{1\ 560 \cdot 690}{560 \cdot 320}} = 2,89$$

Die Mörtelschicht hat keinen Einfluss auf die Betontragfähigkeit, da folgende Bedingungen eingehalten sind:

$$0,2 \min(a; b) = 0,2 \cdot (560; 320) = 64 \text{ mm} > 30 \text{ mm} = t$$

Die Betontragfähigkeit bestimmt sich zu:

EN 1993-1-8, 6.2.5 [11]

$$f_{jd} = \frac{2}{3} \cdot \frac{k_j \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{2}{3} \cdot \frac{2,89 \cdot 16}{1,5} = 20,6 \text{ MPa}$$

Aus dem Kräftegleichgewicht in vertikaler Richtung $F_{Sd} = A_{\text{eff}} \cdot f_{jd} - F_{t,Rd}$ kann die wirksame Betonfläche A_{eff} bei einer vollen Tragfähigkeit der Zugkomponenten berechnet werden:

$$A_{\text{eff}} = \frac{F_{\text{Sd}} + F_{\text{Rd},3}}{f_{\text{jd}}} = \frac{1100 \cdot 10^3 + 183 \cdot 10^3}{20,6} = 62\,282 \text{ mm}^2$$

EN 1993-1-8, 6.2.5 [11]

Die nachgiebige Fußplatte wird in eine starre Fußplatte mit äquivalenter Fläche überführt. Mit der folgenden Gleichung wird die Ausbreitungsbreite c im Bereich der Fußplatte bestimmt. Diese ist in Abbildung 9.18 dargestellt.

$$c = t \sqrt{\frac{f_y}{3 \cdot f_{\text{jd}} \cdot \gamma_{\text{M0}}}} = 30 \cdot \sqrt{\frac{235}{3 \cdot 20,6 \cdot 1,00}} = 58,5 \text{ mm}$$

EN 1993-1-8, 6.2.5 [11]

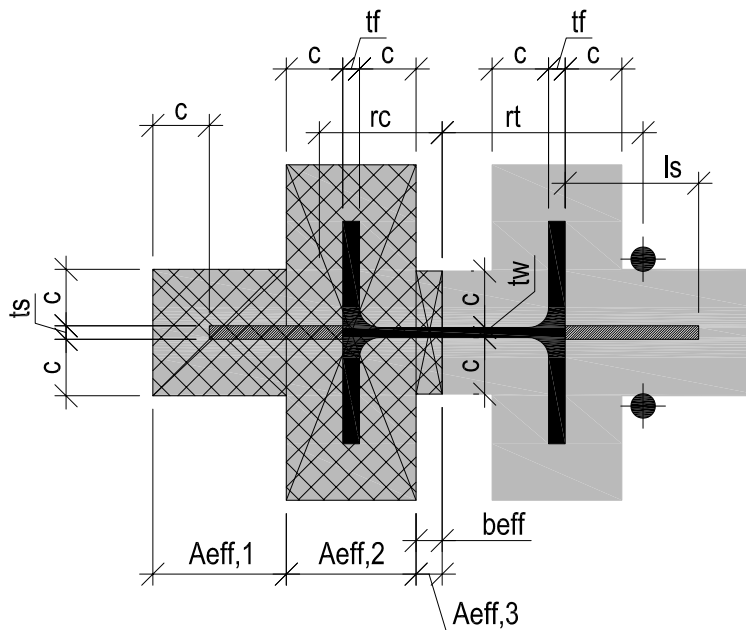


Abbildung 9.18: Wirksame Fläche bei einem Stützenfundament mit Steifen

Die wirksame Fläche setzt sich aus folgenden Teilflächen zusammen.

$$\begin{aligned} A_{\text{eff},1} &= l_s \cdot (2c + t_s) = 120 \cdot (2 \cdot 58,5 + 12) = 15\,480 \text{ mm}^2 \\ A_{\text{eff},2} &= (2c + 200) \cdot (2c + t_f) = (2 \cdot 58,5 + 200) \cdot (2 \cdot 58,5 + 15) = 41\,844 \text{ mm}^2 \\ A_{\text{eff},3} &= A_{\text{eff}} - (A_{\text{eff},1} + A_{\text{eff},2}) = 62\,282 - (15\,480 + 41\,844) = 4\,958 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

EN 1993-1-8, 6.2.5 [11]

Auf Grundlage der wirksamen Fläche kann die Druckzonenhöhe und der Schwerpunkt der wirksamen Druckfläche bestimmt werden.

$$\begin{aligned} b_{\text{eff}} &= \frac{A_{\text{eff},3}}{2c + t_w} = \frac{4\,958}{2 \cdot 58,5 + 9} = 39,3 \text{ mm} \\ x_t &= \frac{A_{\text{eff},1} \cdot x_{t1} + A_{\text{eff},2} \cdot x_{t2} + A_{\text{eff},3} \cdot x_{t3}}{A_{\text{eff}}} \\ &= \frac{15\,480 \cdot \frac{l_s}{2} + 41\,844 \cdot \left(l_s + \frac{2c + t_f}{2} \right) + 4\,958 \cdot \left(l_s + 2c + t_f + \frac{b_{\text{eff}}}{2} \right)}{50\,747} \\ &= \frac{15\,480 \cdot 60 + 41\,844 \cdot \left(120 + \frac{2 \cdot 58,5 + 15}{2} \right) + 4\,958 \cdot \left(120 + 2 \cdot 58,5 + 15 + \frac{39,3}{2} \right)}{50\,747} \\ &= 161,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

EN 1993-1-8, 6.2.5 [11]

Der Hebelarm zwischen der Betonkomponente und der Symmetrieachse wird im Folgenden bestimmt und zur Berechnung der Momententragfähigkeit benötigt.

$$r_c = \frac{h_c}{2} + 120 + c + \left(b_{\text{eff}} - \frac{53}{2} \right) - x_t = \frac{200}{2} + 120 + 58,5 + (39,3 - 26,5) - 161,5 = 129,8 \text{ mm}$$

$$r_t = \frac{h_c}{2} + 70 + c + \left(\frac{53}{2} - b_{\text{eff}} \right) = 170 + (26,5 - 39,3) = 157,2 \text{ mm}$$

Die Momententragfähigkeit des Stützenfußes ergibt sich damit zu:

$$M_{\text{Rd}} = F_{\text{T},3,\text{Rd}} \cdot r_t + A_{\text{eff}} \cdot f_{\text{jd}} \cdot r_c$$

$$M_{\text{Rd}} = 183 \cdot 10^3 \cdot 157,2 + 62 \cdot 282 \cdot 20,6 \cdot 129,8 = 195,3 \text{ kNm}$$

EN 1993-1-8, 6.2.5 [11]

Die Momententragfähigkeit unter einer einwirkenden Normalkraft $N_{\text{Sd}} = 1\,100 \text{ kN}$

beträgt $M_{\text{Rd}} = 195,3 \text{ kNm}$. In einem weiteren Schritt wird die Normalkrafttragfähigkeit

des Profils überprüft. Unter einer reinen Normalkraftbeanspruchung $N_{\text{pl,Rd}}$ und

die Momententragfähigkeit $M_{\text{pl,Rd}}$ des Profils bestimmen sich zu:

EN 1993-1-1, 6.2.3 [8]

$$N_{\text{pl,Rd}} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{\text{M0}}} = \frac{(A_{\text{HE200B}} + 2 \cdot l_s \cdot t_s) \cdot 235}{1,00} = \frac{(7808 + 2 \cdot 120 \cdot 12) \cdot 235}{1,00} = 2511,68 \text{ kN} > N_{\text{Rd}}$$

$$M_{\text{pl,Rd}} = \frac{W_{\text{pl}} \cdot f_{\text{yk}}}{\gamma_{\text{M0}}}$$

$$W_{\text{pl}} = W_{\text{pl,s}} + W_{\text{pl,HEB}} = 2 \cdot l_s \cdot t_s \cdot z_s + 642,5 \cdot 10^3$$

$$= 2 \cdot 12 \cdot 120 \cdot 160 + 642,5 \cdot 10^3 = 1\,103,3 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

$$M_{\text{pl,Rd}} = \frac{W_{\text{pl}} \cdot f_{\text{yk}}}{\gamma_{\text{M0}}} = \frac{1\,103,3 \cdot 10^3 \cdot 235}{1,00} = 259,3 \text{ kNm}$$

Durch die Interaktion aus Normalkraft und Momentenbeanspruchung muss die Momententragfähigkeit reduziert werden.

EN 1993-1-1, 6.2.9 [8]

$$M_{\text{Ny,Rd}} = M_{\text{pl,Rd}} \frac{1 - \frac{N_{\text{Sd}}}{N_{\text{pl,Rd}}}}{1 - 0,5 \frac{A - 2 b t_f}{A}} = 151,0 \cdot \frac{1 - \frac{1100}{2511,7}}{1 - 0,5 \frac{7808 - 2 \cdot 200 \cdot 15}{7808}} = 164,8 \text{ kNm}$$

9.4 Stützenfußplatte mit einbetonierter Ankerplatte

In diesem Beispiel wird die Tragfähigkeit einer Stützenfußplatte mit einbetonierter Ankerplatte bestimmt (siehe Abbildung 9.19). Die Stütze ist aus einem HE 200 B Profil gefertigt und durch eine Normalkraft $F_{Sd} = 45 \text{ kN}$ und ein Biegemoment von $M_{Ed} = 20 \text{ kNm}$ belastet. Das Betonfundament mit den Abmessungen $1600 \times 1600 \times 1000 \text{ mm}$ ist aus C30/37 Beton gefertigt.

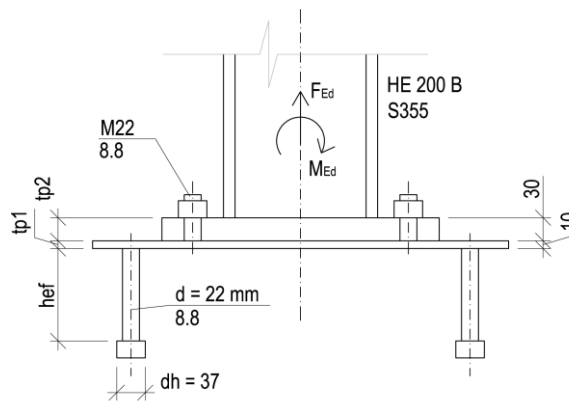


Abbildung 9.19: Stützenfußplatte mit Ankerplatte

Die Dicke der Stahlplatte beträgt 30 mm und die der Ankerplatte 10 mm. Die Stahlgüte ist S355. Als Teilsicherheitsbeiwerte sind $\gamma_{Mc} = 1,50$ für Beton, $\gamma_{M0} = 1,0$ für Stahl, $\gamma_{M0} = 1,15$ für Bewehrungsstahl und $\gamma_{M2} = 1,25$ für die Schubbeanspruchung der Bolzen berücksichtigt.

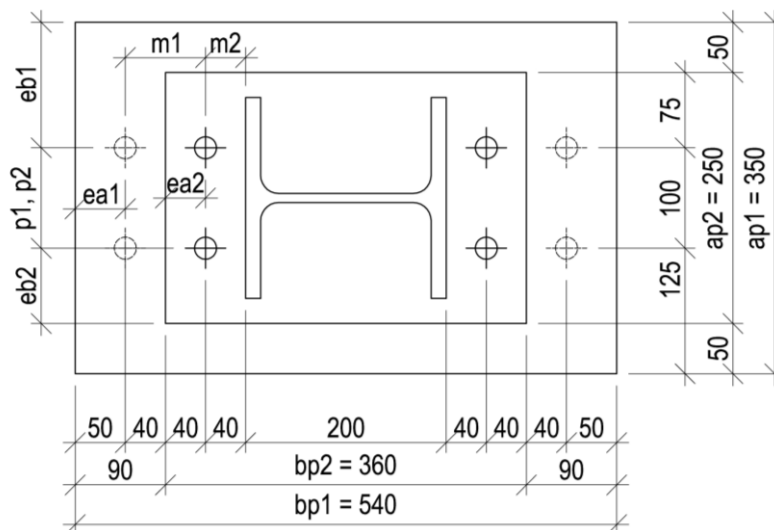


Abbildung 9.20: Grundriss der Stützenfußplatte mit Ankerplatte

Der Nachweis des Stützenfußes erfolgt nach der Komponentenmethode:

Schritt 1: Zug- und Schubkomponenten

1. Gewindebolzen auf Zug
2. Durchstanzen der Ankerplatte unterhalb der Gewindebolzen
3. Fußplatte auf Biegung
4. Gewindebolzen auf Schub und Biegung
5. Kopfbolzen auf Zug
6. Durchstanzen der Ankerplatte oberhalb der Kopfbolzen
7. Betonversagen ohne Rückhängebewehrung
8. Betonversagen mit Rückhängebewehrung
9. Herausziehen der Kopfbolzen
10. T-Stummel der Ankerplatte
11. Ankerplatte auf Zug

- 12. Kopfbolzen auf Schub
- 13. Rückwärtiger Betonausbruch der Kopfbolzen
- 14. Reduktion der vertikalen Tragfähigkeit des Gewindebolzens (Zugtragfähigkeit und Durchstanzen) und der Kopfbolzen (Zugtragfähigkeit, Betonversagen, Versagen der Rückhängebewehrung, Verbundversagen)
Reduktion der horizontalen Tragfähigkeit des Gewindebolzens (Schubtragfähigkeit) und der Kopfbolzen (Schubtragfähigkeit bei Stahlversagen und bei Bildung eines rückwärtigen Betonausbruchs)
- 15. Interaktion zwischen Zug- und Schub für die Gewindebolzen und die Kopfbolzen.

Schritt 2: Druckkomponenten

Schritt 3: Zusammenbau hinsichtlich der Tragfähigkeit

- 1. Tragfähigkeit der Fußplatte
- 2. Tragfähigkeit des Stützenfußes
- 3. Elastische Tragfähigkeit hinsichtlich des Grenzzustandes der Gebrauchstauglichkeit

Schritt 4: Steifigkeit der Verbindung

- 1. Komponentensteifigkeit
- 2. Zusammenbau der Steifigkeiten

Schritt 1: Tragfähigkeiten der Zug- und Schubkomponenten

Schritt 1.1: Gewindebolzen unter Zugbeanspruchung

Die Tragfähigkeit des M 8.8-Gewindebolzens auf Zug mit einem Durchmesser von $d = 22 \text{ mm}$, einer Zugfestigkeit von $f_{ub} = 800 \text{ MPa}$ kann wie folgt für die beiden Kopfbolzen mit einer Spannungsfläche von $A_s = 303 \text{ mm}^2$ und einem Koeffizienten $k_2 = 0,9$ bestimmt werden:

EN 1993-1-8 Tab. 3.41 [11]

$$F_{t,Rd} = \frac{n \cdot k_2 \cdot A_s \cdot f_{ub}}{\gamma_{M2}} = \frac{2 \cdot 0,9 \cdot 303 \cdot 800}{1,25} = 349 \text{ kN}$$

Die Tragfähigkeit eines Gewindebolzens ist 174,5 kN.

Schritt 1.2: Durchstanzen der Ankerplatte unter einem Gewindebolzen

Für die Tragfähigkeit beim Durchstanzen der Ankerplatte folgt mit $f_{uk} = 510 \text{ MPa}$ und der mittragenden Breite unter Berücksichtigung des Wurzelmaßes von $a_w = 1 \text{ mm}$:

INFASO+ Handbuch I Kapitel 4.3

$$F_{p,Rd,v} = \frac{A_v \cdot f_{uk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M2}} = \frac{t_{p1} \cdot l_{v,eff,1} \cdot f_{uk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M2}} = \frac{t_{p1} \cdot 2 \pi \cdot \left(a_{wt} + \frac{d_{bolt}}{2} \right) \cdot f_{uk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M2}} =$$

$$= \frac{10 \cdot 2\pi \cdot \left(1 + \frac{22}{2} \right) \cdot 510}{\sqrt{3} \cdot 1,25} = 177,6 \text{ kN}$$

Schritt 1.3: T-Stummel der Fußplatte unter Biegebeanspruchung

Die geometrischen Abmessungen des T-Stummels sind $t_{p2} = 30 \text{ mm}$ und $a_{p2} = 250 \text{ mm}$ $e_a = 40 \text{ mm}$, $e_b = 75 \text{ mm}$ und $p = 100 \text{ mm}$ (siehe Abbildung 9.20). Die Fließgrenze beträgt $f_{yk} = 355 \text{ MPa}$ und die Dicke der Schweißnaht $a_{wf} = 6 \text{ mm}$. Daraus folgt für die Abmessung m:

INFASO+ Handbuch I Abbildung 4.3

$$m = 40 - 0,8 \cdot a_{wf} \cdot \sqrt{2} = 40 - 0,8 \cdot 6 \cdot \sqrt{2} = 33,2 \text{ mm}$$

Es folgt für die T-Stummel-Länge in der Fußplatte:

$$l_{\text{eff},2} = \min \left\{ \begin{array}{l} m + 1,25 e_a = 4 \cdot 33,2 + 1,25 \cdot 40 = 183 \\ b \cdot 0,5 = 250 \cdot 0,5 = 125 \\ 2m + 0,625 e_b + e_a = 2 \cdot 33,2 + 0,625 \cdot 40 + 75 = 166 \end{array} \right\}$$

$$l_{\text{eff},2} = 125 \text{ mm}$$

EN 1993-1-8, 6.2.6.5 [11]

Die Tragfähigkeit des T-Stummels auf Zug wird für die drei möglichen Versagensfälle nachgewiesen.

Modus 1:

$$F_{T,1,Rd,2} = \frac{4 \cdot l_{\text{eff},2} \cdot m_{pl,1,Rd,2}}{m} = \frac{4 \cdot l_{\text{eff},2} \cdot \frac{t_{p,2}^2 \cdot f_{yk}}{4 \cdot \gamma_{M0}}}{m} = \frac{4 \cdot 125 \cdot \frac{30^2 \cdot 355}{4 \cdot 1,0}}{33,2} = 1\,202,9 \text{ kN}$$

EN 1993-1-8, 6.2.4.1 [11]

Modus 2:

$$F_{T,2,Rd,2} = \frac{2 \cdot l_{\text{eff},2} \cdot m_{pl,2,Rd,2} + n \cdot \sum F_{t,Rd}}{m + n} = \frac{2 \cdot l_{\text{eff},2} \cdot \frac{t_{p,2}^2 \cdot f_{yk}}{4 \cdot \gamma_{M0}} + n \cdot \sum F_{t,Rd}}{m + n} =$$

$$= \frac{2 \cdot 125 \cdot \frac{30^2 \cdot 355}{4 \cdot 1,0} + 40 \cdot 349}{33,2 + 40} = 463,5 \text{ kN}$$

EN 1993-1-8, 6.2.4.1 [11]

Modus 3:

$$F_{T,3,Rd,2} = \sum F_{t,Rd} = 349 \text{ kN}$$

EN 1993-1-8, 6.2.4.1 [11]

Maßgebend wird der Versagensmodus 3 mit dem Versagen in den Gewindebolzen von $F_{t,Rd} = 349 \text{ kN}$

Schritt 1.4: Gewindebolzen auf Schub- und Biegebeanspruchung

Die Fußplatte hat eine Dicke von $t_{p2} = 30 \text{ mm}$, die Gewindebolzen einen Durchmesser von $d = 22 \text{ mm}$, $d_0 = 24 \text{ mm}$, die Randabstände betragen $e_1 = 40 \text{ mm}$ und $e_2 = 75 \text{ mm}$ und die Zugtragfähigkeit der Fußplatte beträgt $f_u = 510 \text{ MPa}$ und die der Gewindebolzen $f_{ub} = 800 \text{ MPa}$.

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} = \frac{2,5 \cdot 0,56 \cdot 510 \cdot 22 \cdot 30}{1,25} = 377,0$$

EN 1993-1-Tab. 3.41 [11]

$$k_1 = \min \left\{ 2,8 \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 2,5 \right\} = \min \left\{ 2,8 \frac{75}{24} - 1,7; 2,5 \right\} = \min \{7,05; 2,5\} = 2,5$$

$$\alpha_b = \min \left\{ \frac{f_{ub}}{f_u}; 1,0; \frac{e_1}{3d_0} \right\} = \min \left\{ \frac{800}{510}; 1,0; \frac{40}{3 \cdot 24} \right\} = \min \{1,57; 1,0; 0,56\} = 0,56$$

Schritt 1.5: Kopfbolzen auf Zug

Die Tragfähigkeit eines Kopfbolzens auf Zug mit einem Durchmesser von 22 mm und einer Streckgrenze von $f_{ub} = 800 \text{ MPa}$ unter Berücksichtigung von zwei Kopfbolzen pro Reihe und einem Koeffizienten von $k_2 = 0,9$ beträgt:

$$F_{t,Rd} = \frac{n \cdot k_2 \cdot A_s \cdot f_{ub}}{\gamma_{M2}} = \frac{2 \cdot 0,9 \cdot \pi \cdot \left(\frac{22}{2}\right)^2 \cdot 800}{1,25} = 437,9 \text{ kN}$$

EN 1993-1-8, 3.6.1 [11]

Die Tragfähigkeit beträgt für einen Kopfbolzen $218,9 \text{ kN}$.

INFASO+ Handbuch I Kapitel 4.3

Schritt 1.6: Durchstanzen der Ankerplatte oberhalb der Kopfbolzen

Die Tragfähigkeit beim Versagensmechanismus des Durchstanzens der Ankerplatte für $f_u = 510 \text{ Mpa}$ und einem Wurzelmaß der Schweißnaht von $a_w = 1 \text{ mm}$ beträgt:

$$F_{p,Rd,V} = \frac{n \cdot A_v \cdot f_{uk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M2}} = \frac{n \cdot t_{p1} \cdot l_{v,eff,1} \cdot f_{uk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M2}} = \frac{n \cdot t_{p1} \cdot 2 \pi \cdot \left(a_{wt} + \frac{d_{bolt}}{2}\right) \cdot f_{uk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M2}} =$$

$$= \frac{2 \cdot 10 \cdot 2 \pi \cdot \left(1 + \frac{22}{2}\right) \cdot 510}{\sqrt{3} \cdot 1,25} = 355,2 \text{ kN}$$

Die Tragfähigkeit beim Durchstanzen eines Bolzens beträgt 177,6 kN

Schritt 1.7: Betonausbruch (Komponente CC)

Die Tragfähigkeit beim Versagen durch Bildung eines Betonausbruchkegels ohne Berücksichtigung von zusätzlicher Rückhängebewehrung beträgt für ein Betonfundament mit der Betondruckfestigkeitsklasse C30/37, $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$, $k_1 = 12,7$ und $h_{ef} = 200 \text{ mm}$:

$$N_{Rd} = N_{Rk,c}^0 \cdot \psi_{A,N} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} / \gamma_{Mc}$$

$$N_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot h_{ef}^{1,5} \cdot f_{ck}^{0,5} = 12,7 \cdot 200^{1,5} \cdot 30^{0,5} \text{ N} = 196,75 \text{ kN}$$

$$\psi_{A,N} = \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} = \frac{420\,000}{360\,000} = 1,17$$

INFASO+ Handbuch I Gleichungen (3.7) bis (3.11)

$$A_{c,N}^0 = s_{cr,N}^2 = (2 c_{cr,N})^2 = (2 (1,5 \cdot h_{ef}))^2 = (2(1,5 \cdot 200))^2 = 360\,000 \text{ mm}^2$$

$$A_{c,N} = ((1,5 \cdot h_{ef}) \cdot 2) \cdot (1,5 \cdot h_{ef} + p + 1,5 \cdot h_{ef}) =$$

$$= ((1,5 \cdot 200) \cdot 2) \cdot (1,5 \cdot 200 + 100 + 1,5 \cdot 200) = 420\,000 \text{ mm}^2$$

Der Einfluss der Bauteilränder muss nicht berücksichtigt werden da $c_{min} > c_{cr} = 1,5 h_{ef} = 300 \text{ mm}$ und es folgt für den Faktor, der die Störung des Spannungszustandes im Beton durch die Bauteilränder berücksichtigt: $\psi_{s,N} = 1,0$. Da die Bewehrung nicht dicht verlegt ist, gilt: $\psi_{re,N} = 1,0$

$$N_{Rk,c} = 196,75 \cdot 1,17 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 230,2 \text{ kN}$$

$$N_{Rd,c} = \frac{N_{Rk,c}}{\gamma_{Mc}} = \frac{229,5}{1,5} = 153 \text{ kN}$$

Schritt 1.8: Betonausbruch unter Berücksichtigung von Rückhängebewehrung

Für den Versagensmechanismus des Betonversagens unter Berücksichtigung von zusätzlicher Rückhängebewehrung mit Kopfbolzen mit einem Durchmesser von 22 mm werden Bewehrungsbügeln mit einem Durchmesser von $d_s = 8 \text{ mm}$ berücksichtigt. Mit Hilfe des Faktors ψ_{supp} , der die Abstützung der Druckstrebe auf die Rückhängebewehrung berücksichtigt, kann die Versagenslast bei der Bildung eines kleinen Betonausbruchkegels berechnet werden.

INFASO+ Handbuch I Gleichung (3.46)

$$\psi_{supp} = 2,5 - \frac{x}{h_{ef}} = 2,5 - \frac{\frac{d}{2} + d_{s,a} + \frac{d_{s,t}}{\tan 35^\circ}}{h_{ef}} = 2,5 - \frac{\frac{d}{2} + \left(5 \cdot \frac{d_s}{2} - \frac{d}{2}\right) + \frac{\left(\frac{d_s}{2} + 10\right)}{\tan 35^\circ}}{h_{ef}}$$

$$= 2,5 - \frac{\frac{22}{2} + \left(5 \cdot \frac{8}{2} - \frac{22}{2}\right) + \frac{\left(\frac{8}{2} + 10\right)}{\tan 35^\circ}}{200} = 2,3$$

$$N_{Rd,max} = \frac{\psi_{supp} \cdot N_{Rk,c}}{\gamma_{Mc}} = \frac{2,3 \cdot 230,2}{1,5} = 353 \text{ kN}$$

$$k_{c,de} = \alpha_c \cdot [f_{ck} \cdot h_{ef}]^{0,5} \cdot \psi_{A,N} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} = -537 \cdot [30 \cdot 200]^{0,5} \cdot 1,17 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \\ = -48,7 \text{ kN/mm}$$

Beim Versagen durch Fließen der Bewehrung gilt:

$$N_{Rd,1} = N_{Rd,s,re} + N_{Rd,c} + \delta_{Rd,s} \cdot k_{c,de} \\ = A_{s,re} \cdot \frac{f_{yk,s}}{\gamma_{Ms}} + N_{Rd,c} + \frac{2 \cdot N_{Rd,s,re}^2}{\alpha_s \cdot f_{ck} \cdot d_{s,re}^4 \cdot (n \cdot n_{re})^2} \cdot k_{c,de} \\ = n \cdot n_{re} \cdot \pi \cdot \left(\frac{d_{s,re}^2}{4}\right) \cdot \frac{f_{yk,s}}{\gamma_{Ms}} + N_{Rd,c} + \frac{2 \cdot \left(n \cdot n_{re} \cdot \pi \cdot \left(\frac{d_{s,re}^2}{4}\right) \cdot \frac{f_{yk,s}}{\gamma_{Ms}}\right)^2}{\alpha_s \cdot f_{ck} \cdot d_{s,re}^4 \cdot (n \cdot n_{re})^2} \cdot k_{c,de} \\ = 2 \cdot 4 \cdot \pi \cdot \left(\frac{8^2}{4}\right) \cdot \frac{500}{1,15} + 153 + \frac{2 \cdot \left(2 \cdot 4 \cdot \pi \cdot \left(\frac{8^2}{4}\right) \cdot \frac{500}{1,15}\right)^2}{12100 \cdot 30 \cdot 8^4 \cdot (2 \cdot 4)^2} \cdot (-48,7) \\ = 174,8 + 153 + 0,642 \cdot (-48,7) = 297,0 \text{ kN}$$

Für den Versagensmechanismus, der das Verankerungsversagen der Rückhängebewehrung berücksichtigt gilt:

$$N_{Rd,2} = N_{Rd,b,re} + N_{Rd,c} + \delta_{Rd,b} \cdot k_{c,de} \\ \sum n_{re} l_1 \pi \cdot d_{s,re} \cdot \frac{f_{bd}}{\alpha} + N_{Rd,c} + \delta_{Rd,b} \cdot k_{c,de} \\ = n \cdot n_{re} \cdot l_1 \cdot \pi \cdot d_s \cdot \frac{f_{bd}}{\alpha} + N_{Rd,c} + \frac{2 \cdot N_{Rd,b,re}^2}{\alpha_s \cdot f_{ck} \cdot d_{s,re}^4} \cdot k_{c,de} \\ = n \cdot n_{re} \cdot h_{ef} \cdot d_p \cdot d_{s,t} \cdot \frac{d_{s,a}}{1,5} \cdot \pi \cdot d_s \cdot \frac{2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctk;0,05}}{\alpha \cdot \gamma_{Mc}} + N_{Rd,c} + \frac{2 \cdot \left(n \cdot n_{re} \cdot l_1 \cdot \pi \cdot d_s \cdot \frac{f_{bd}}{\alpha}\right)^2}{\alpha_s \cdot f_{ck} \cdot d_{s,re}^4} \cdot k_{c,de} \\ = n \cdot n_{re} \cdot h_{ef} \cdot d_p \cdot \left(\frac{d_s}{2} + 10\right) \cdot \frac{\left(5 \cdot \frac{d_s}{2} - \frac{d}{2}\right)}{1,5} \cdot \pi \cdot d_s \cdot \frac{2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctk;0,05}}{\alpha \cdot \gamma_{Mc}} + N_{Rd,c} + \\ \frac{2 \cdot \left(n \cdot n_{re} \cdot h_{ef} \cdot d_p \cdot \left(\frac{d_s}{2} + 10\right) \cdot \frac{\left(5 \cdot \frac{d_s}{2} - \frac{d}{2}\right)}{1,5} \cdot \pi \cdot d_s \cdot \frac{2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctk;0,05}}{\alpha \cdot \gamma_{Mc}}\right)^2}{\alpha_s \cdot f_{ck} \cdot d_{s,re}^4} \cdot k_{c,de} \\ = 2 \cdot 4 \cdot 200 \cdot 25 \cdot \left(\frac{8}{2} + 10\right) \cdot \frac{\left(5 \cdot \frac{8}{2} - \frac{22}{2}\right)}{1,5} \cdot \pi \cdot 8 \cdot \frac{2,25 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 2,0}{0,49 \cdot 1,5} + 153 \\ + \frac{2 \cdot \left(2 \cdot 4 \cdot 200 \cdot 25 \cdot \left(\frac{8}{2} + 10\right) \cdot \frac{\left(5 \cdot \frac{8}{2} - \frac{22}{2}\right)}{1,5} \cdot \pi \cdot 8 \cdot \frac{2,25 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 2,0}{0,49 \cdot 1,5}\right)^2}{12100 \cdot 30 \cdot 8^4} \cdot (-48,7) \\ = 301,6 + 153 + 1,912 \cdot (-48,7) = 362,0 \text{ kN}$$

INFASO+ Handbuch I Gleichung (3.12)

INFASO+ Handbuch I Gleichung (3.47)

INFASO+ Handbuch I Gleichungen (3.15) bis (3.16)

INFASO+ Handbuch I Gleichungen (3.19) bis (3.20)

Die Tragfähigkeit der Komponente des Betonversagens unter Berücksichtigung der Rückhängebewehrung beträgt:

$$\min(N_{Rd,max}; N_{Rd,1}; N_{Rd,2}) = \min(353,0; 297,0; 362,0) = 297,0 \text{ kN}$$

Schritt 1.9: Herausziehen der Kopfbolzen

Die Tragfähigkeit beim Herausziehen des Kopfbolzens mit einem Durchmesser von 22 mm, einem Durchmesser des Kopfes von $d_h = 37 \text{ mm}$, einer Betongüte von C30/37 mit einer charakteristischen Zylinderdruckfestigkeit von $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$ und einer charakteristischen maximal möglichen Bolzenkopfpfession unter dem Kopf von $p_{uk} = 12 \cdot f_{ck}$ beträgt:

$$N_{Rk,p} = n \cdot p_{uk} \cdot A_h = n \cdot 12 \cdot f_{ck} \cdot \frac{\pi}{4} \cdot (d_h^2 - d_{nom}^2) = 2 \cdot 12 \cdot 30 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot (37^2 - 22^2) = 500,5 \text{ kN}$$

INFASO+ Handbuch I Gleichung (3.29)

$$N_{Rd,p} = \frac{N_{Rk,p}}{\gamma_{Mc}} = \frac{500,5}{1,5} = 333,6 \text{ kN}$$

Die Tragfähigkeit beim Herausziehen des Kopfbolzens beträgt 166,8 kN.

Schritt 1.10: T-Stummel der Ankerplatte unter Biegebeanspruchung

Die geometrischen Abmessungen des T-Stummels der Ankerplatte auf Biegung sind $t_{p1} = 10 \text{ mm}$ und $a_{p1} = 350 \text{ mm}$ $e_a = 50 \text{ mm}$, $e_b = 125 \text{ mm}$, $m = 80 \text{ mm}$, und $p = 100 \text{ mm}$ (siehe Abbildung 9.20). Die Fließgrenze beträgt $f_{yk} = 355 \text{ MPa}$

Auf Grund der geringen Dicke der Ankerplatte müssen die Abstützkräfte des T-Stummels berücksichtigt werden. Die Tragfähigkeit des T-Stummels der Ankerplatte wird über die drei möglichen Versagensarten nach Abbildung 9.21 nachgewiesen. Die wirksame Länge des T-Stummels bestimmt sich nach:

EN 1993-1-8 Tab.6.6 [11]

$$l_{eff,1} = \min \left\{ \begin{array}{l} 4m + 1,25 e_a = 4 \cdot 80 + 1,25 \cdot 50 = 383 \\ b \cdot 0,5 = 350 \cdot 0,5 = 175 \\ m + 0,625 e_b + e_a = 2 \cdot 80 + 0,625 \cdot 50 + 125 = 316 \end{array} \right\}$$

$$l_{eff,1} = 175 \text{ mm}$$

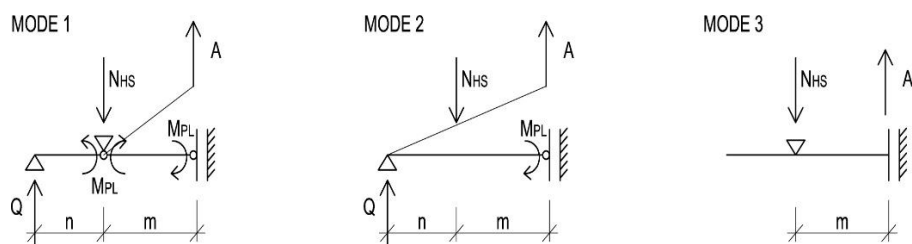


Abbildung 9.21: T-Stummel auf Zugbeanspruchung und die Kraftresultierenden der jeweiligen Versagensmodi.

Modus 1:

EN 1993-1-8, 6.2.4.1 [11]

$$F_{T,1,Rd,1} = \frac{4 \cdot l_{eff,1} \cdot m_{pl,Rd,1}}{m} = \frac{4 \cdot l_{eff,1} \cdot \frac{t_{p,1}^2 \cdot f_{yk}}{4 \cdot \gamma_{M0}}}{m} = \frac{4 \cdot 175 \cdot \frac{10^2 \cdot 355}{4 \cdot 1,0}}{80} = 77,7 \text{ kN}$$

Modus 2:

$$F_{T,2,Rd,1} = \frac{2 \cdot l_{eff,1} \cdot m_{pl,2,Rd,1} + n \cdot \sum F_{t,Rd,1}}{m + n} = \frac{2 \cdot l_{eff,1} \cdot \frac{t_{p,1}^2 \cdot f_{yk}}{4 \cdot \gamma_{M0}} + n \cdot \sum F_{t,Rd,1}}{m + n} =$$

$$= \frac{2 \cdot 175 \cdot \frac{10^2 \cdot 355}{4 \cdot 1,0} + 50 \cdot 297,0}{80 + 50} = 138,1 \text{ kN}$$

EN 1993-1-8, 6.2.4.1 [11]

Modus 3:

$$\sum F_{t,Rd} = \min(F'_{t,Rd}; F_{p,Rd,V}; N_{Rd,1}; N_{Rd,p}) = \min(437,9; 355,2; 297,0; 333,7) = 297,0 \text{ kN}$$

EN 1993-1-8, 6.2.4.13 [11]

$$F_{T,3,Rd,ap} = \sum F_{t,Rd} = 297,0 \text{ kN}$$

Maßgebend wird der Versagensmodus 1 für die dünne Ankerplatte (siehe Abbildung 9.22)

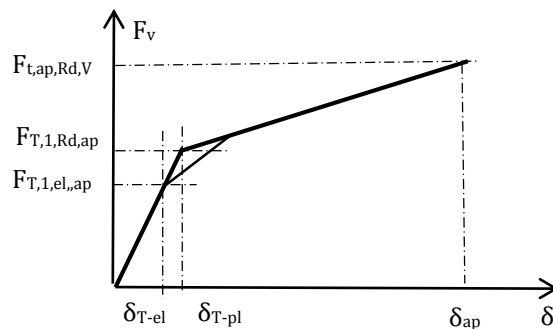


Abbildung 9.22: Vertikale Kräfte F_v und vertikale Verformungen δ des T-Stummels

Schritt 1.11: Ankerplatte auf Zug

Die Tragfähigkeit der Ankerplatte auf Zug beträgt:

$$F_{t,apRd} = A_{ap,1} \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = t_{ap,1} \cdot b_{ap,1} \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 10 \cdot 2 \cdot (22 + 2 \cdot 1) \cdot \frac{355}{1,0} = 85,2 \text{ kN}$$

$$b_{ap,1} = n \cdot (d + 2 \cdot a_w)$$

INFASO+ Handbuch I Kapitel 4.4

Schritt 1.12: Kopfbolzen auf Schub

Die Schubtragfähigkeit eines Kopfbolzens mit einem Durchmesser von 22 mm und einer Streckgrenze von $f_{ub} = 800 \text{ MPa}$, $\alpha_v = 0,6$ und einem Teilsicherheitsbeiwert von $\gamma_{M2} = 1,25$ beträgt:

$$F_{v,Rd} = \frac{n \cdot \alpha_v \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{2 \cdot 0,6 \cdot 800 \cdot \pi \cdot \left(\frac{22}{2}\right)^2}{1,25} = 291,4 \text{ kN}$$

EN 1993-1-8 Tab. 3.41 [11]

Die Tragfähigkeit eines Bolzens beträgt 146 kN.

Schritt 1.13: Betonausbruch unter Berücksichtigung von Rückhängebewehrung

Die Tragfähigkeit bei der Bildung eines rückwärtigen Betonausbruchkegels wird berücksichtigt, in dem die Tragfähigkeit unter reiner Zugbelastung mit zwei multipliziert wird.

$$V_{Rd,CP} = n \cdot N_{Rd,c} = 2 \cdot 153 = 306,1 \text{ kN}$$

INFASO+ Handbuch I Kapitel 3.2

Schritt 1.14: Reduktion der Tragfähigkeiten in vertikaler und horizontaler Richtung

Für die Berechnung der plastischen Verformungen wird das Modell eines Durchlaufträgers mit drei plastischen Gelenken an den Auflagern unter Berücksichtigung der aufgebracht Last nach Abbildung 9.23 verwendet.

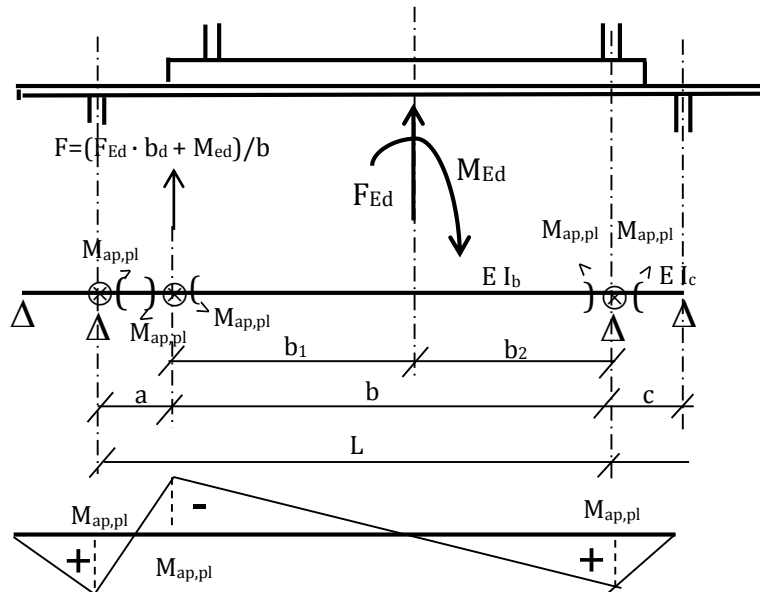


Abbildung 9.23: Modell eines durchgehenden Balkens mit drei Fließgelenken

$$A = \min(F_{T,1,Rd,1}; F_{T,2,Rd,1}; F_{T,3,Rd,1}) = \min(77,7; 192,3; 437,9) = 77,7 \text{ kN}$$

$$Q = \frac{l_{eff,1} \cdot m_{pl,Rd,1}}{n} \cdot 2 = \frac{l_{eff,1}}{n} \cdot \frac{t_{p,1}^2 \cdot f_{yk}}{4 \cdot \gamma_{M0}} \cdot 2 = \frac{175 \cdot 10^2 \cdot 355}{50} \cdot 2 = 62,1 \text{ kN}$$

$$N_{HS} = A + Q = 77,7 + 62,1 = 139,8 \text{ kN}$$

Die plastischen Verformungen werden für b und c nach Abbildung 9.27 errechnet.

$$M_{pl} = \frac{b_{p1} \cdot t_{p1}^2}{4} \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{350 \cdot 10^2}{4} \cdot \frac{355}{1,0} = 3,106 \text{ kNm}$$

$$I_c = \frac{1}{12} \cdot b_{p1} \cdot t_{p1}^3 = \frac{1}{12} \cdot 350 \cdot 10^3 = 29,2 \cdot 10^3 \text{ mm}^4; I_b = \infty$$

$$\begin{aligned} \delta_{T,pl} &= \frac{1}{E I_b} \cdot \frac{1}{6} \cdot b^2 \cdot M_{pl} + \frac{1}{E I_c} \cdot \frac{1}{3} \cdot b \cdot c \cdot M_{pl} = \\ &= \frac{1}{210\,000 \cdot \infty} \cdot \frac{1}{6} \cdot 320^2 \cdot 3106 \cdot 10^3 + \frac{1}{210\,000 \cdot 29,2 \cdot 10^3} \cdot \frac{1}{3} \cdot 320 \cdot 90 \cdot 3106 \\ &\quad \cdot 10^3 = 0 + 4,7 = 4,7 \text{ mm} \end{aligned}$$

Die plastischen Verformungen bei einem Lastniveau der Ankerplatte unter welchem die Ankerplatte durch das Durchstanzen der Gewindebolzen ($\min(F_{p,Rd,V}; V_{Rd,CP}) = \min(291,9; 307,0)$) versagt beträgt 291,9 kN. (Abstand der Gewindebolzen und der Kopfbolzen = 80 mm)

$$\begin{aligned}\delta_{p,\text{tot}} &= \sqrt{a_{\text{ap}}^2 - a^2} = \sqrt{(a + \Delta a)^2 - a^2} = \sqrt{\left(a + \frac{a \cdot F_{p,\text{Rd}}}{t_{p1} \cdot b_{\text{ap,eff}} \cdot E}\right)^2 - a^2} = \sqrt{\left(a + \frac{a \cdot \frac{A \cdot f_{y,p}}{Y_{M0}}}{t_{p1} \cdot b_{\text{ap,eff}} \cdot E}\right)^2 - a^2} \\ &= \sqrt{\left(80 + \frac{80 \cdot \frac{10 \cdot 350 \cdot 355}{1,0}}{10 \cdot (2 \cdot (22 + 2 \cdot 1) \cdot 210 \cdot 10^3)}\right)^2 - 80^2} = 12,6 \text{ mm}\end{aligned}$$

Die maximale Horizontalkraft bei dieser Verformung beträgt:

$$F_{p,\text{Rd,H}} = \frac{F_{p,\text{Rd,V}} \cdot a}{\delta_{p,\text{tot}}} = \frac{297,0 \cdot 80}{12,6} = 1\,885,7 \text{ kN}$$

Für die maximal mögliche Horizontalbeanspruchung und Tragfähigkeit der Kopfbolzen auf Schub $V_{\text{Rd}} = 291,9 \text{ kN}$ wird eine Linearinterpolation zwischen der Verformung und den Axial- und Horizontalkräften nach der Abbildung 9.28 durchgeführt. Es folgt für die vertikale Tragfähigkeit und die Verformungen dieser Komponente:

$$F_{\text{ap,Rd}} = F_{t,\text{pl}} + \frac{F_{p,\text{Rd,V}} - F_{t,\text{pl}}}{F_{p,\text{Rd,H}}} \cdot V_{\text{Rd}} = 77,7 + \frac{297,0 - 77,7}{1\,885,7} \cdot 291,9 = 111,6 \text{ kN}$$

$$\delta_{\text{ap,tot}} = \delta_{T\text{-stüb}} + \frac{F_{\text{ap,Rd}} - F_{t,\text{pl}}}{F_{p,\text{Rd,V}} - F_{t,\text{pl}}} \cdot \delta_{p,\text{tot}} = 5,3 + \frac{111,6 - 77,7}{297,0 - 77,7} \cdot 12,6 = 7,2 \text{ mm}$$

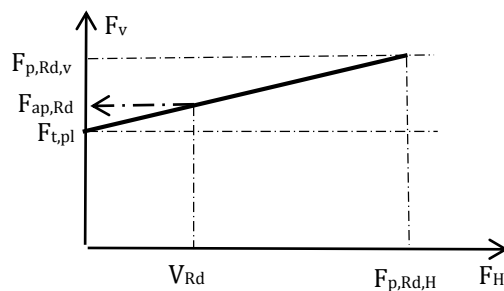


Abbildung 9.24: Lineare Abhängigkeit zwischen Axial- und Horizontalkräften und einwirkende Lasten auf der Ankerplatten

Die einwirkenden Lasten auf die Kopfbolzen ergeben sich durch die Membranwirkung in der Ankerplatte zu.

$$N_{\text{HS}} = A + Q = 77,7 + 62,1 = 139,8 \text{ kN}$$

Schritt 1.15: Interaktion zwischen Schub und Zugkräften der Kopfbolzen (Stahlversagen)

Es gelten folgende Interaktionsgleichungen zwischen Schub- und Zugkräften beim Stahlversagen der Kopfbolzen:

$$\left(\frac{F_{v,\text{Ed}}}{F_{v,\text{Rd}}}\right)^2 + \left(\frac{F_{t,\text{Ed}}}{1,4 \cdot F_{t,\text{Rd}}}\right)^2 \leq 1,00$$

$$\left(\frac{291,9}{291,9}\right)^2 + \left(\frac{111,6 - 77,7}{1,4 \cdot 349}\right)^2 \leq 1,00$$

$$1,005 \cong 1,00$$

INFASO+ Handbuch I Kapitel 4.4 Gleichung (4.52)

INFASO+ Handbuch I Kapitel 4.4

INFASO+ Handbuch I Kapitel 4.4

INFASO+ Handbuch I Gleichung (4.55)

Es gelten folgende Interaktionsgleichungen zwischen Schub- und Zugkräften beim Stahlversagen der Gewindebolzen:

$$\left(\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}}\right)^2 + \left(\frac{F_{t,Ed}}{1,4 \cdot F_{t,Rd}}\right)^2 \leq 1$$

INFASO+ Handbuch I Gleichung (4.55)

$$\left(\frac{291,9}{291,9}\right)^2 + \left(\frac{139,8 - 77,7}{1,4 \cdot 355,2}\right)^2 \leq 1$$

$$1,016 \cong 1$$

Es gelten folgende Interaktionsgleichungen zwischen Schub- und Zugkräften beim Betonversagen der Kopfbolzen:

$$\left(\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}}\right)^{\frac{3}{2}} + \left(\frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}}\right)^{\frac{3}{2}} \leq 1$$

INFASO+ Handbuch I Tabelle 5.1

$$\left(\frac{146}{307,7}\right)^{\frac{3}{2}} + \left(\frac{139,8 - 77,7}{297,0}\right)^{\frac{3}{2}} \leq 1$$

$$0,42 \leq 1$$

Die volle Schubbeanspruchung kann auf Grund der Schubtragfähigkeit der Kopfbolzen nicht aufgebracht werden. Indem die einwirkenden Lasten um 90% reduziert werden, können die Interaktionsgleichungen für die Kopfbolzen eingehalten werden.

EN 1993-1-8, 3.6.1 [11]

$$\left(\frac{262,7}{291,9}\right)^2 + \left(\frac{139,8 - 77,7}{1,4 \cdot 349}\right)^2 \leq 1$$

$$0,83 \leq 1$$

Und für die Kopfbolzen:

$$\left(\frac{262,7}{291,9}\right)^2 + \left(\frac{139,8 - 77,7}{1,4 \cdot 355,2}\right)^2 \leq 1$$

$$0,83 \leq 1$$

Schritt 2: Beton unter Druckbeanspruchungen

Für die Komponente des Betons unter Druckbeanspruchung wird ein Betonfundament der Betondruckfestigkeitsklasse C30/37 verwendet.

Der Bemessungswert der Betonfestigkeit unter Lagerpressung f_{jd} wird wie bestimmt:

$$a_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} a_1 + 2 a_r = 250 + 2 \cdot 675 = 1\ 600 \\ 3 a_1 = 3 \cdot 250 = 750 \\ a_1 + h = 250 + 1\ 000 = 1\ 250 \end{array} \right\} = 750\ \text{mm}$$

$$b_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} b_1 + 2b_r = 360 + 2 \cdot 620 = 1\ 600 \\ 3 b_1 = 3 \cdot 360 = 1\ 080 \\ b_1 + h = 360 + 1\ 000 = 1\ 360 \end{array} \right\} = 1\ 080\ \text{mm}$$

EN 1992-1-1, 6.7(2) [9]

$$\text{und } a_1 = 750 > a_1 = 250\ \text{mm} \quad b_1 = 1\ 080 > b_1 = 360\ \text{mm}$$

Die oben dargestellten Bedingungen sind erfüllt und es gilt:

$$k_j = \sqrt{\frac{a_1 \cdot b_1}{a \cdot b}} = \sqrt{\frac{1\,080 \cdot 750}{250 \cdot 360}} = 3,00$$

Der Bemessungswert der Betonfestigkeit unter Lagerpressung beträgt:

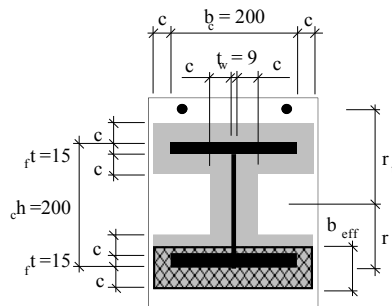
$$f_{jd} = \frac{2}{3} \cdot \frac{k_j \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{2}{3} \cdot \frac{3,00 \cdot 30}{1,5} = 40,0 \text{ MPa}$$

Aus einem Kräftegleichgewicht in vertikaler Richtung $F_{Sd} = A_{eff} \cdot f_{jd} - F_{t,Rd}$ wird die Betondruckfläche A_{eff} unter Voraussetzung der vollen Tragfähigkeit der Zugkomponente:

$$A_{eff} = \frac{F_{Sd} + F_{Rd,3}}{f_{jd}} = \frac{-45 \cdot 10^3 + 349 \cdot 10^3}{40,0} = 7\,600 \text{ mm}^2$$

Die nachgiebige Ankerplatte wird in eine starre Platte mit äquivalenter Fläche überführt. Die Breite des Streifens c , der die Profilgrundfläche umgibt (siehe Abbildung 9.25) beträgt:

$$c = t \sqrt{\frac{f_y}{3 \cdot f_{jd} \cdot \gamma_{M0}}} \\ = 30 \cdot \sqrt{\frac{355}{3 \cdot 40,0 \cdot 1,00}} = 51,6 \text{ mm}$$



INFASO+ Handbuch I Tabelle 5.1(3.65)

INFASO+ Handbuch I Tabelle 5.1(3.71)

EN 1993-1-8, 6.5.2 [11]

Schritt 3: Zusammenbau hinsichtlich der Tragfähigkeit

Abbildung 9.25: Effektive Fläche unter der Fußplatte

Schritt 3.1: Tragfähigkeit des Stützenfußes

Die mitttragende Breite des Stützenfußes bestimmt sich wie folgt:

$$b_{eff} = \frac{A_{eff}}{b_c + 2c} = \frac{7\,600}{250 + 2 \cdot 51,6} = 21,5 \text{ mm} < t_f + 2c = 15 + 2 \cdot 51,6 = 118,2 \text{ mm}$$

Es folgt für den Hebelarm von der Betondruckzone zur Symmetrieachse der Stütze nach Abbildung 9.27:

$$r_c = \frac{h_c}{2} + c - \frac{b_{eff}}{2} = \frac{200}{2} + 51,6 - \frac{21,5}{2} = 140,9 \text{ mm}$$

Die Momententragfähigkeit des Stützenfußes beträgt:

$$M_{Rd} = F_{T,3,Rd} \cdot r_t + A_{eff} \cdot f_{jd} \cdot r_c \\ M_{Rd} = 349 \cdot 10^3 \cdot 140 + 7\,600 \cdot 40 \cdot 140,9 = 91,7 \text{ kNm}$$

Unter einer einwirkenden Normalkraft von $N_{Sd} = -45 \text{ kN}$ beträgt die Momententragfähigkeit des Stützenfußes $M_{Rd} = 91,7 \text{ kNm}$.

INFASO+ Handbuch I Kapitel 5

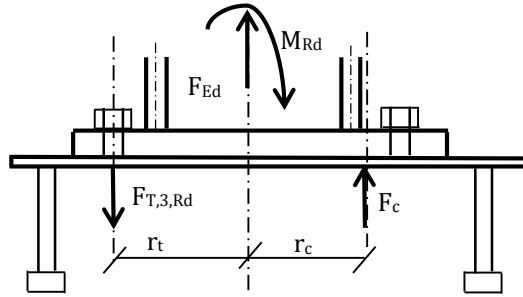


Abbildung 9.26: Geometrische Abmessungen

Schritt 3.2: Tragfähigkeit des Profils

Der Bemessungswert der Normalkrafttragfähigkeit unter reiner Druckbeanspruchung und die plastische Momententragfähigkeit betragen:

EN 1993-1-1, 6.2.5 [9]

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{7808 \cdot 355}{1,00} = 2\,772 \cdot 10^3 \text{ N} > N_{Rd} = -45 \text{ kN}$$

EN 1993-1-1, 6.2.9 [9]

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{642,5 \cdot 10^3 \cdot 355}{1,00} = 228,1 \text{ kNm}$$

Durch folgende Interaktionsbeziehungen zwischen der Normal- und der Momententragfähigkeit wird die Momententragfähigkeit abgemindert.

$$M_{Ny,Rd} = M_{pl,Rd} \frac{1 - \frac{N_{Sd}}{N_{pl,Rd}}}{1 - 0,5 \frac{A - 2 b t_f}{A}} = 228,1 \cdot \frac{1 - \frac{0}{2772}}{1 - 0,5 \frac{7808 - 2 \cdot 200 \cdot 15}{7808}} = 258,0 \text{ kNm}$$

Schritt 3.3: Elastische Tragfähigkeit für die Gebrauchstauglichkeit

INFASO+ Handbuch I Kapitel 5

Die Tragfähigkeit der Fußplatte ist durch die Zugtragfähigkeit der zwei Gewindebolzen begrenzt ($F_{t,3,Rd2}=349,0$; $F_{t,3,Rd1}=297,0$ kN). Elastisches Tragverhalten kann bis zu einem Wert von 2/3 der Momententragfähigkeit der Fußplatte angenommen werden, d.h.: $2/3 \cdot 77.7 = 51.8$ kN. Der Nachweis eines einwirkenden Biegemomentes im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit kann somit eingehalten werden ($91.7 \cdot 51.8/349$ kNm).

Schritt 4: Steifigkeit der Verbindung

Schritt 4.1: Komponentensteifigkeit

Die Berechnung der Steifigkeiten ist in Beispiel 9.2 ausgeführt. In diesem Beispiel kommt lediglich die Komponente der Ankerplatte unter Zug- und Biegebeanspruchung hinzu. Es folgt für die Steifigkeit der Gewindebolzen:

EN 1993-1-8, 6.3 [11]

$$k_{b2} = 2,0 \cdot \frac{A_s}{L_b} = 2,0 \cdot \frac{303}{49,5} = 12,2 \text{ mm}$$

Es folgt für die Anfangssteifigkeit der Ankerplatte auf Biegung und Zug:

$$k_{p1} = \frac{0,85 \cdot L_{beff} \cdot t^3}{m^3} = \frac{0,85 \cdot 175 \cdot 10^3}{80^3} = 0,3 \text{ mm}$$

Schritt 4.2: Zusammenbau der Steifigkeiten

Die Komponenten der Anfangssteifigkeit werden wie in Beispiel 9.2 zur Rotationssteifigkeit zusammengebaut. Es kommt lediglich die Komponente der Ankerplatte auf Biege- und Zugbeanspruchung hinzu.

9.5 Gelenkiger Anschluss zwischen Stahl und Beton

In diesem Beispiel wird die Berechnung eines gelenkigen Anschlusses zwischen Stahl und Beton schrittweise erläutert. Über einen gelenkigen Anschluss wird ein Träger an eine Betonwand angeschlossen. Die Tragfähigkeit des Anschlusses soll über die zusätzliche Rückhängebewehrung gesteigert werden. In diesem Beispiel wird ausschließlich die Tragfähigkeiten des Anschlusses berechnet. Ein statischer Nachweis der Betonwand ist nicht mit eingeschlossen.

In einem Industriegebäude soll eine Stahlplattform angebaut werden. Die Haupttragstruktur des Gebäudes besteht aus Betonwänden und Betonbindern.

Um zusätzlichen Stauraum zu erhalten soll eine Plattform eingezogen werden und an den bauseitig vorgesehenen Ankerplatten angeschlossen werden. An einem Ende sind diese gelenkig an der Ankerplatte angeschlossen, am anderen Ende auf der Stütze aufgelagert (siehe Abbildung 9.27). Der Anschluss erfolgt über einen gelenkigen Anschluss zwischen Stahl und Beton, welcher Teil des Forschungsprojektes INFASO ist. Dieser wird nun im Folgenden näher beschrieben.

Statisches System

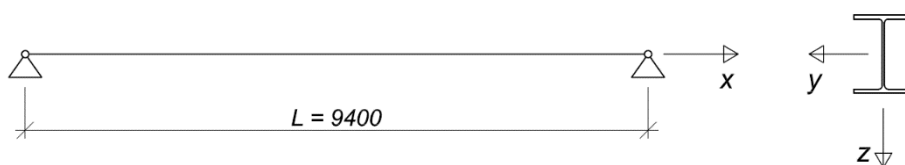


Abbildung 9.28: Statisches System des Einfeldträgers

Bemessungslasten

- Eigengewicht des Trägers mit Verbindungen: 2,0 kN/m
- Betonplatte und Nebenträger: $4,0 \text{ m} \cdot 1,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 4,0 \text{ kN/m}$
- Ständige Lasten (Summe): 6,0 kN/m
- Veränderliche Lasten: $4,0 \text{ m} \cdot 5,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 20,0 \text{ kN/m}$

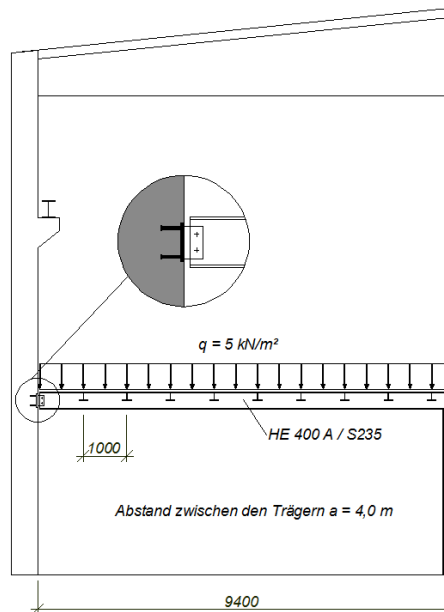


Abbildung 9.27: Seitenansicht des gelenkig angeschlossenen Trägers

Die Tragfähigkeiten des gelenkigen Anschlusses zwischen Stahl und Beton sind in Kapitel 5.1.2 beschrieben.

Die Hauptträger sind aus einem HE 400 A Profil gefertigt.

Achsabstand = 4,00 Meter

Achsabstand der Nebenträger = 1,00 Meter

Statisches System entspricht einem Einfeldträger. Lasteneinwirkungsbereich = 4,00 Meter

Schubkraft und Bemessungsmoment:

$$V_{z,Ed} = 9,4 \text{ m} \cdot \frac{1,35 \cdot 6,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 1,5 \cdot 20,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}}}{2} = 179 \text{ kN} \approx 180 \text{ kN}$$

$$M_{y,Ed} = (9,4 \text{ m})^2 \cdot \frac{1,35 \cdot 6,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 1,5 \cdot 20,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}}}{8} = 420 \text{ kNm}$$

Lastkombination nach EN 1990.

Vernachlässigung des Biegedrillknickens, da der Querschnitt durch die Nebenträger gestützt ist.

Bauteilnachweise des Hauptträgers

$$V_{z,Ed} = 180 \text{ kN} \leq V_{pl,z,Rd} = 778,1 \text{ kN}$$

$$M_{y,Ed} = 420 \text{ kNm} \leq M_{el,y,Rd} = 542,9 \text{ kNm}$$

Geometrische Abmessungen und Festigkeiten

Nach EN 1993-1-1 [10]

- Angeschlossener Träger: HE 400 A, S235
- Beton: C30/37 (Annahme: Beton ungerissen)
- Bewehrung: 4 x 8 mm / B500A (zwei Bügel pro KOBO)
- Fahnenblech: 150 x 250 x 20 mm / S235
- Ankerplatte: 300 x 250 x 25 mm / S235
- Kopfbolzen: d = 22 mm / h = 150 mm
S235 J2 + C470
- Schrauben: 2x HV M24 10.9

Nach EN ISO 898-1

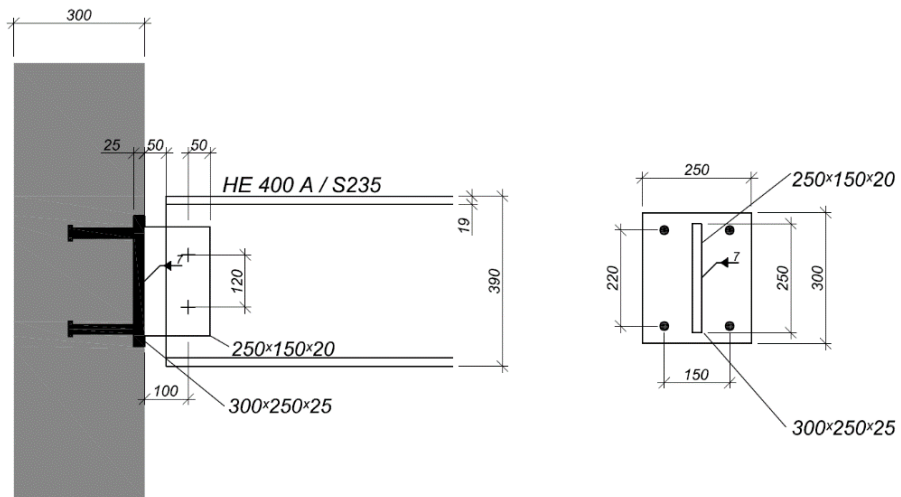


Abbildung 9.29: Anschlussgeometrie

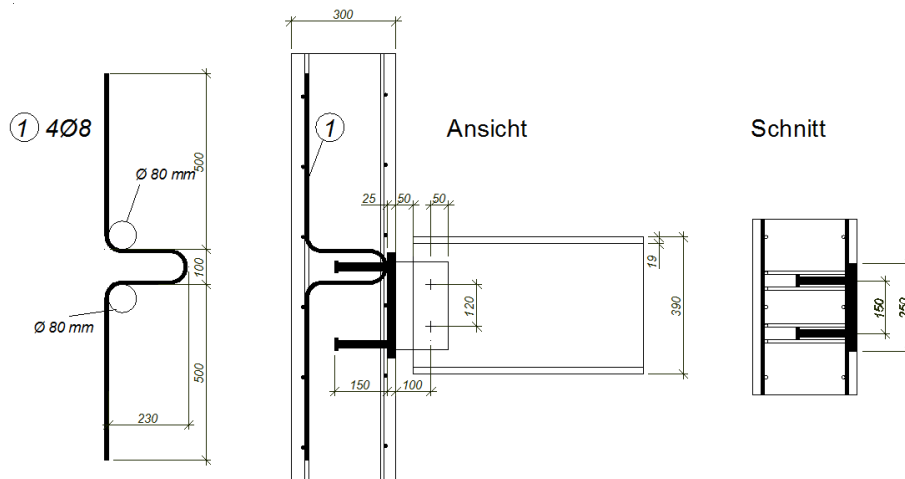


Abbildung 9.30: Bewehrung

Nachweis der Verbindung zwischen dem HE 400 A-Träger und der Ankerplatte

Der exzentrische Anschluss führt zu Biege- und Schubbeanspruchungen im Fahnenblech, die im Folgenden berechnet werden:

$$M_{Ed} = V_{Ed} \cdot 10 \text{ cm} = 1800 \text{ kNcm}$$

$$\tau_V = 1,5 \cdot \frac{V_{Ed}}{A_V} = 1,5 \cdot \frac{180}{50} = 5,4 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \leq \frac{f_{y,k}}{\gamma_M \cdot \sqrt{3}} = 13,56 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma = \frac{M_{Ed}}{W} = \frac{1800}{25^2 \cdot \frac{2,0}{6}} = 8,64 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \leq \frac{f_{y,k}}{\gamma_M} = 23,5 \text{ kN/cm}^2$$

Die maximalen Beanspruchungen aus Schub- und aus Momentenbeanspruchung treten nicht an der gleichen Stelle auf.

Randabstände:

$$e_1 = 65 \text{ mm} > 1,2 \cdot d_0 = 1,2 \cdot 26 = 31,2 \text{ mm}$$

$$e_2 = 50 \text{ mm} > 1,2 \cdot d_0 = 1,2 \cdot 26 = 31,2 \text{ mm}$$

$$p_1 = 120 \text{ mm} > 2,2 \cdot d_0 = 2,2 \cdot 26 = 57,2 \text{ mm}$$

Schrauben auf Abscheren:

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_V \cdot A \cdot f_{ub}}{\gamma_{M2}} = \frac{0,6 \cdot 4,52 \cdot 100}{1,25} = 216 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,1} = n \cdot F_{v,Rd} = 2 \cdot 216 = 432 \text{ kN}$$

Nachweis des Fahnenblechs auf Lochleibung:

$$V_{Rd,2} = 239 \text{ kN}$$

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} = \frac{2,5 \cdot 0,83 \cdot 36 \cdot 2,4 \cdot 2,0}{1,25} = 286 \text{ kN}$$

$$k_1 = \min \left[2,8 \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 1,4 \frac{p_2}{d_0} - 1,7; 2,5 \right] = \min [3,68; -; 2,5]$$

$$\alpha_b = \min \left[\frac{e_1}{3 \cdot d_0}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1,0 \right] = \min [0,83; 2,78; 1,0]$$

Nachweis des Trägerstegs auf Lochleibung:

$$V_{Rd,3} = 174,2 \text{ kN}$$

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} = \frac{2,5 \cdot 1,0 \cdot 36 \cdot 2,4 \cdot 1,1}{1,25} = 193 \text{ kN}$$

Die Torsionsmomente auf Grund des exzentrischen Anschlusses des Trägers an dem Fahnenblech werden vernachlässigt. Diese Torsionsbeanspruchung wird vom Nebenträger aufgenommen.

Grenzwerte für Rand- und Lochabstände nach EN 1993-1-8 Tabelle 3.3 [11].

Beanspruchbarkeit auf Abscheren je Scherfuge.
 $\alpha_V = 0,6$ wenn Schaft in der Fuge angeordnet ist.

n = Anzahl der Schrauben

Lochleibungsversagen nach EN 1993-1-8 Tabelle 3.4 [11] verglichen mit dem Abscheren der Schrauben maßgebend.

$$k_1 = \min \left[2,8 \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 1,4 \frac{p_2}{d_0} - 1,7; 2,5 \right] = \min[3,68; -; 2,5]$$

$$\alpha_b = \min \left[\frac{e_1}{3 \cdot d_0}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1,0 \right] = \min[-; 2,78; 1,0]$$

$$V_{Rd} = \min[V_{Rd,1}; V_{Rd,2}; V_{Rd,3}] = 193 \text{ kN} \geq V_{Ed} = 180 \text{ kN}$$

Nachweis der Schweißnähte

Für den Nachweis der Schweißnaht wird in einem ersten Schritt eine Schweißnahtdicke von $a = 7 \text{ mm}$ angesetzt. Die Beanspruchungen in der Schweißnaht aus Querkraft und dem Biegemoment sind im Folgenden aufgeführt:

$$a_w = 0,7 \text{ cm}$$

$$l_{eff} = 25 \text{ cm}$$

$$W_{el,w} = \frac{2 \cdot a_w \cdot l_{w,eff}^2}{6} = \frac{2 \cdot 0,7 \cdot 25^2}{6} = 145 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_{w,Rd} = \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} = \frac{36,0}{0,8 \cdot 1,25} = 36 \text{ kN/cm}^2$$

Maximal aufnehmbare Vergleichsspannung der Schweißnaht.

Richtungsbezogenes Verfahren nach EN 1993-1-8 4.5.3.2 [11].

Zusätzliche Bedingung nach EN 1993-1-8 Gl.(4.1) [11].

Einwirkende Spannungen in der Schweißnaht durch Querkraft und Exzentrizitätsmoment.

$$\tau_{II} = \frac{V_{ED}}{2 \cdot a_w \cdot l_{w,eff}} = \frac{180}{2 \cdot 0,7 \cdot 25} = 5,2 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_w = \frac{M_{Ed}}{W} = \frac{1800}{145} = 12,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = \sigma_w \cdot \sin 45^\circ = 12,5 \cdot \sin 45^\circ = 10,7 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \leq \frac{0,9 \cdot f_u}{\gamma_{M2}} = 25,92 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_{w,Ed} = \sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{II}^2)} = \sqrt{12,5^2 + 3(12,5^2 + 5,2^2)} = 26,6 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \leq \sigma_{w,Rd} = 36 \text{ kN/cm}^2$$

Mit:

$a_w = 0,7 \text{ cm}$ Wurzelmaß der Schweißnähte;
 $l_{eff} = 25 \text{ cm}$ Länge der Schweißnaht auf beiden Seiten;

Nachweis der Ankerplatte

In der weiteren Berechnung wird die Ankerplatte nachgewiesen, die in Abbildung 9.31 dargestellt ist. Die resultierenden Beanspruchungen aus der Querkraftbelastung sind darin eingezeichnet.

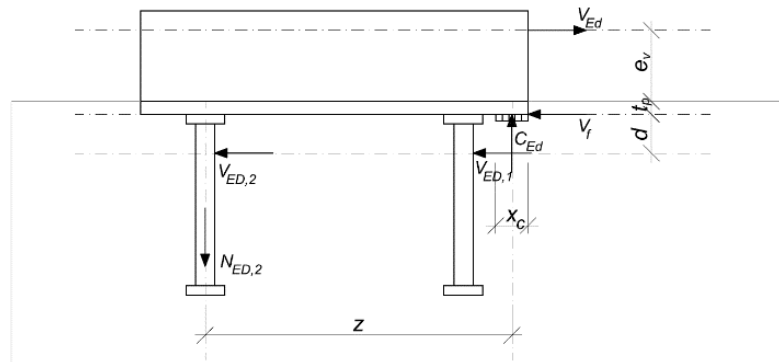


Abbildung 9.31: Resultierende Kräfte in der Ankerplatte.

Nachweis des gelenkigen Knotenanschlusses nach dem INFASO Handbuch I Kapitel 5.1.2

Der Nachweis der Ankerplatte folgt schrittweise nach dem Berechnungsschema welches in Tabelle 9.1 dargestellt ist.

Tabelle 9.1: Ablaufdiagramm für die Berechnung der Tragfähigkeit des gelenkigen Anschlusses

Schritt	Beschreibung	Formel
Voraussetzung: Die Exzentrizität e_v und die Größe der einwirkenden Schubkraft V_{Ed} sind bekannt.		
1	Berechnung der aus der Schubkraft resultierenden Zugkraft. Abschätzung von x_c und Berechnung der Zugkomponente $N_{Ed,2}$.	Der innere Hebelarm z ist von der Druckzonenhöhe x_c abhängig $N_{Ed,2} = \frac{V_{Ed} \cdot (e_v + d + t_p) - V_f \cdot d}{z}$
2	Verifizierung der Druckzonenhöhe. Überprüfung, ob die Annahme für x_c richtig ist.	$\sum N: C_{Ed} = N_{Ed,2} \quad x_c = \frac{C_{Ed}}{b \cdot f_{jd}}$ Wenn die Annahme für x_c zu klein ist, muss mit einem neuen Wert der Schritt 1 wiederholt werden. In den meisten Fällen gilt $f_{jd} = 3 \cdot f_{cd}$
3	Auswertung der unterschiedlichen Komponenten der Zugtragfähigkeit. Berechnung von $N_{Rd,u}$.	Ohne Rückhängebewehrung
		Mit Rückhängebewehrung
		$N_{Rd,u} = \min \begin{cases} N_{Rd,u,s} \\ N_{Rd,p} \\ N_{Rd,u,c} \end{cases}$
		$N_{Rd,u} = \min \begin{cases} N_{Rd,u,s} \\ N_{Rd,p} \\ N_{Rd,cs} \\ N_{Rd,re,1} \\ N_{Rd,re,2} \end{cases}$
4	Berechnung der Schubtragfähigkeit	$V_{Rd,s} = 0,6 \cdot N_{Rd,u,s}$ $V_{Rd,cp} = k \cdot \min[N_{Rd,cs}, N_{Rd,re,1}, N_{Rd,re,2}, N_{Rd,u,group}]$
5	Berücksichtigung der Interaktionsbeziehungen	Zwei mögliche Versagensarten
		Stahlversagen der Kopfbolzen
		Betonversagen
		$V_{Ed,2} = V_{Ed} - V_{Rd,s} - V_f$
		$V_{Ed,2} = \frac{V_{Ed} - V_f}{2}$
		$\left(\frac{N_{Ed,2}}{N_{Rd,u}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Ed,2}}{V_{Rd,s}}\right)^2 \leq 1$
		$\left(\frac{N_{Ed,2}}{N_{Rd,u}}\right)^{3/2} + \left(\frac{V_{Ed,2}}{V_{Rd,cp}}\right)^{3/2} \leq 1$ $N_{Rd,u}$ schließt das Versagen $N_{Rd,u,s}$ nicht ein.
Sind beide Interaktionsbeziehungen eingehalten?		
Ja Die Berechnung ist beendet.		Nein Die Tragfähigkeit des Anschlusses ist nicht ausreichend und es müssen neue Annahmen getroffen werden.

Ablaufdiagramm nach Tabelle 5.1.

Gegebene Beanspruchungen und geometrische Werte

Anteil, der durch Reibung abgetragen wird. Konservative Annahme: $\mu = 0,2$ siehe Kapitel 3.5.

Momentengleichgewicht nach Gleichung (5.15)

Abschätzung der Druckzonenhöhe und des inneren Hebelarms.

Nachweis, dass der Bemessungswert der Betondruckfestigkeit unter Lagerpresung ausreichend ist um die Beanspruchungen aufzunehmen.

Bestimmung der effektiven Breite: Siehe Ende des Berechnungsbeispiels.

Stahlversagen

Schritt 1: Beanspruchung in der lastabgewandten Dübelreihe

In einem ersten Berechnungsschritt wird die Zugkraft, die aus der Schubbeanspruchung der Ankerplatte in der lastabgewandten Dübelreihe entsteht berechnet. Dazu muss für die Höhe der Betondruckzone eine erste Annahme getroffen werden.

- Schubbeanspruchung des Anschlusses: $V_{Ed} = 180 \text{ kN}$
- Dicke der Ankerplatte: $t_p = 25 \text{ mm}$
- Durchmesser des Kopfbolzens: $d = 22 \text{ mm}$
- Exzentrizität der Schubkraft: $e_v = 100 \text{ mm}$

$$V_f = C_{Ed} \cdot 0,2 = N_{Ed,2} \cdot 0,2$$

Berechnung der Normalkraft:

$$N_{Ed,2} = \frac{V_{Ed} \cdot (e_v + d + t_p) - V_f \cdot d}{z}$$

$$N_{Ed,2} \cdot \left(1 + \frac{0,2 \cdot d}{z}\right) = \frac{V_{Ed} \cdot (e_v + d + t_p)}{z}$$

Die Höhe der Druckzone wird mit $x_c = 20 \text{ mm}$ abgeschätzt. Mit der Druckzonenhöhe kann der innere Hebelarm bestimmt werden:

$$z = 40 + 220 - \frac{x}{2} = 40 + 220 - \frac{20}{2} = 250 \text{ mm}$$

Es folgt für die Zugbeanspruchung in der lastabgewandten Dübelreihe:

$$N_{Ed,2} \left(1 + \frac{0,2 \cdot 22}{250}\right) = \frac{V_{Ed} \cdot (100 + 22 + 25)}{250} \rightarrow N_{Ed,2} = 104 \text{ kN}$$

Schritt 2: Verifizierung der Druckzonenhöhe

Im zweiten Schritt wird die erste Annahme der Betondruckzone verifiziert. Die Zugkomponente $N_{Ed,2}$ bildet mit der Druckkomponente ein vertikales Kräftegleichgewicht. Die Druckkomponente greift unterhalb der Ankerplatte auf der belasteten Seite an. In diesem Berechnungsschritt wird die Annahme der Druckzonenhöhe überprüft.

$$\sum N: C_{Ed} = N_{Ed,2} = 104 \text{ kN}$$

$$f_{cd} = f_{ck} \cdot \frac{\alpha_{cc}}{\gamma_{Mc}} = 17 \text{ N/mm}^2$$

$$x_c = \frac{C_{Ed}}{b_{eff} \cdot f_{jd}} = \frac{C_{Ed}}{b_{eff} \cdot 3 \cdot f_{cd}} = \frac{104 \cdot 10^3}{127 \cdot 3 \cdot 17} = 16 \text{ mm}$$

Anstelle der vorhandenen Breite b der Ankerplatte wird die wirksame Breite b_{eff} in der Berechnung verwendet. Der berechnete Wert der Druckzonenhöhe $x_c = 16 \text{ mm}$ ist kleiner als die angesetzte Höhe von $x_c = 20 \text{ mm}$. Dies bedeutet, dass der innere Hebelarm als zu klein abgeschätzt wurde. Da dies auf der sicheren Seite liegt, kann die Berechnung weiter ausgeführt werden.

Schritt 3: Versagenslasten der lastabgewandten Kopfbolzenreihe

Im dritten Berechnungsschritt wird zunächst die charakteristische Versagenslast der Kopfbolzen auf der lastabgewandten Seite errechnet.

$$N_{Rd,s} = n \cdot A_s \cdot \frac{f_{uk}}{\gamma_{Ms}} = 2 \cdot 380 \cdot \frac{470}{1,5} = 238 \text{ kN}$$

Mit:

$$\begin{aligned}
 f_{uk} &= 470 \text{ N/mm}^2 && \text{charakteristischer Wert der Zugfestigkeit;} \\
 f_{yk} &= 375 \text{ N/mm}^2 && \text{charakteristischer Wert der Streckgrenze;} \\
 n &= 2 && \text{Anzahl der auf Zug belasteten Kopfbolzen;} \\
 A_s &= \pi \cdot \frac{d^2}{4} = 380 \text{ mm}^2 && \text{Spannungsquerschnitt eines Kopfbolzenschaftes;} \\
 \gamma_{Ms} &= 1,2 \cdot \frac{f_{uk}}{f_{yk}} = 1,5 && \text{Teilsicherheitsbeiwert } \gamma_{Ms} \geq 1,4.
 \end{aligned}$$

Für die Versagenslast für beim Herausziehen des Kopfbolzens gilt:

$$N_{Rd,p} = n \cdot \frac{P_{uk}}{\gamma_{Mc}} \cdot A_h = n \cdot \frac{P_k \cdot f_{ck}}{\gamma_{Mc}} \cdot \frac{\pi}{4} \cdot (d_h^2 - d_{s,nom}^2) = 2 \cdot \frac{12 \cdot 30}{1,5} \cdot \frac{\pi}{4} \cdot (35^2 - 22^2) = 279 \text{ kN}$$

Mit:

$$\begin{aligned}
 P_{uk} &= 12 \cdot f_{ck} && \text{maximale Bolzenkopfpresung;} \\
 A_h &= \pi \cdot \frac{(d_h^2 - d_{s,nom}^2)}{4} && \text{Pressungsfläche des Bolzenkopfes;} \\
 \gamma_{Mc} &= 1,5 && \text{Teilsicherheitsbeiwert.}
 \end{aligned}$$

Das reine Betonversagen durch die Bildung eines Betonausbruchkegels ist für den weiteren Berechnungsverlauf erforderlich, obwohl es nicht als Versagensmechanismus auftreten sollte.

$$N_{Rd,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \psi_{A,N} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} / \gamma_{Mc}$$

$$N_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot h_{ef}^{1,5} \cdot f_{ck}^{0,5} = 12,7 \cdot 165^{1,5} \cdot 30^{0,5} = 147,4 \text{ kN}$$

$$\psi_{A,N} = \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} = \frac{319\,275}{245\,025} = 1,3$$

$$A_{c,N}^0 = s_{cr,N}^2 = (2 c_{cr,N})^2 = (2 (1,5 \cdot h_{ef}))^2 = (2(1,5 \cdot 165))^2 = 245\,025 \text{ mm}^2$$

$$A_{c,N} = 3 \cdot h_{ef} \cdot (3 \cdot h_{ef} + s_1) = 319\,275 \text{ mm}^2$$

$$N_{Rk,c} = 147,4 \cdot 1,3 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 191 \text{ kN}$$

$$N_{Rd,c} = \frac{N_{Rk,c}}{\gamma_{Mc}} = \frac{191}{1,5} = 127 \text{ kN}$$

Mit:

$$\begin{aligned}
 N_{u,c}^0 &&& \text{charakteristischer Widerstand einer Einzelbefestigung;} \\
 h_{ef} &= h_n - t_{AP} = 165 \text{ mm} && \text{effektive Verankerungslänge;} \\
 \psi_{s,N} &= 1,0 && \text{Beiwert zur Berücksichtigung des Randabstandes;} \\
 \psi_{re,N} &= 1,0 && \text{Beiwert zur Berücksichtigung des Abstandes zwischen der Bewehrung.} \\
 \psi_{ec,N} &= 1,0 && \text{Beiwert zur Berücksichtigung der Exzentrizität;} \\
 A_{c,N}^0 &&& \text{Bezugsbeiwert der projizierten Fläche;} \\
 \gamma_{Mc} &= 1,5 && \text{Teilsicherheitsbeiwert,} \\
 s_1 &= 150 && \text{Abstand der Kopfbolzen.}
 \end{aligned}$$

Betonversagen mit Berücksichtigung der Rückhängebewehrung

$$N_{Rk,cs} = \psi_{supp} \cdot N_{Rk,c} = 2,26 \cdot 191 = 431 \text{ kN}$$

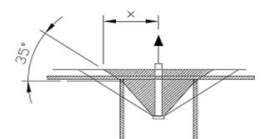
$$N_{Rd,cs} = \frac{N_{Rk,cs}}{\gamma_{Mc}} = \frac{431}{1,5} = 287 \text{ kN}$$

Herausziehen des Kopfbolzens

Betonausbruch der lastabgewandten Kopfbolzenreihe unter Zugkraft und ohne Rückhängebewehrung

Kleiner Druckstrebenbruch

Der Beiwert ψ_{supp} ist in Kapitel 3.2.5 näher beschrieben.



Fließen der Rückhängebewehrung

Verformungen beim Fließen der Rückhängebewehrung (vgl. Gleichung (3.15))
Steifigkeit des Betonausbruchkegels nach Gleichung (3.12).

Verankerungsversagen der Rückhängebewehrung

Verformungen beim Verankerungsversagen der Rückhängebewehrung (vgl. Gleichung (3.19))

f_{bk} nach EN 1992-1-1 [9]

Maßgebend ist die kleinste Komponente der oben bestimmten neuen INFASO-Komponenten

Die maßgebende Komponente der drei Versagensmodi ist das Verbundversagen der Bewehrung. Es wird eine maximal mögliche Last von $N_{Rd,u} = N_{Rd,re,2} = 242$ kN erzielt.

Mit:

$$\Psi_{supp} = 2,5 - \frac{x}{h_{ef}} = 2,26$$

$$x = \frac{d_{nom}}{2} + d_{s,a} + \frac{d_{s,t}}{\tan 35^\circ} = 40 \text{ mm}$$

$$d_{s,a} = 5 \cdot \frac{d_s}{2} - \frac{d_{nom}}{2} = 9 \text{ mm}$$

$$d_{s,t} = \frac{d_s}{2} + 10 \text{ mm} = 14 \text{ mm}$$

$$\gamma_{Mc} = 1,5$$

Faktor zur Berücksichtigung des kleinen Druckstrebenbruches;
Abstand zwischen der Achse des Kopfbolzens und des Risses an der Betonoberfläche;
Abstand zwischen dem Kopfbolzen und der Rückhängebewehrung;
Abstand der Bewehrung bis Unterkante Ankerplatte;
Teilsicherheitsbeiwert.

Fließen der Rückhängebewehrung

$$N_{Rk,re,1} = N_{Rk,s,re} + N_{Rk,c} + \delta_{Rk,s,re} \cdot k_{c,de}$$

$$N_{Rk,re,1} = 201 + 191 + 0,8 \cdot -49 = 352 \text{ kN}$$

$$N_{Rd,re,1} = \frac{N_{Rk,u,1}}{\gamma_{Ms}} = \frac{352}{1,15} = 306 \text{ kN}$$

$$N_{Rk,s,re} = A_{s,y} \cdot f_{s,y,k} = n_{re} \cdot \pi \cdot \left(\frac{d_{s,re}^2}{4} \right) \cdot f_{yk,re} = 8 \cdot \pi \cdot \left(\frac{8^2}{4} \right) \cdot 500 = 201 \text{ kN}$$

$$\delta_{Rk,s,re} = \frac{2 \cdot (A_{s,y} \cdot f_{s,y})^2}{\alpha_s \cdot f_{ck} \cdot d_{s,re}^4 \cdot n_{re}^2} = \frac{2 \cdot (201 \cdot 10^3)^2}{12100 \cdot 30 \cdot 8^4 \cdot 8^2} = 0,8 \text{ mm}$$

$$k_{c,de} = \alpha_c \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot h_{ef}} \cdot \psi_{A,N} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} = -537 \cdot \sqrt{30 \cdot 165} \cdot 1,3 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = -49 \text{ kN/mm}$$

Mit:

$A_{s,y} \cdot f_{s,y}$ Normalkraft in der Rückhängebewehrung;
 $\delta_{Rk,s,re}$ Verformung der Bewehrung beim Fließen des Stahls;
 $k_{c,de}$ Steifigkeit des Betonausbruchkegels;
 $\gamma_{Ms} = 1,15$ Teilsicherheitsbeiwert;
 $n_{re} = 8$ Gesamtanzahl der Schenkel der Rückhängebewehrung (hier: Vier Bügel mit je zwei Schenkeln).

Verankerungsversagen der Rückhängebewehrung

$$N_{Rk,re,2} = N_{Rk,b,re} + N_{Rk,c} + \delta_{Rk,b,re} \cdot k_{c,de}$$

$$N_{Rk,re,2} = 221,6 + 191 + 1,0 \cdot -49 = 363 \text{ kN}$$

$$N_{Rd,re,2} = \frac{N_{Rk,u,2}}{\gamma_{Ms}} = \frac{363}{1,5} = 242 \text{ kN}$$

$$N_{Rk,b,re} = n_{re} \cdot l_1 \cdot \pi \cdot d_s \cdot \frac{f_{bd}}{\alpha} = 8 \cdot 120 \cdot \pi \cdot 8 \cdot \frac{4,5}{0,49} \cdot 10^{-3} = 221,6 \text{ kN}$$

$$l_1 = h_{ef} - d_p - d_{s,t} - \frac{d_{s,a}}{1,5} = 165 - 25 - 14 - \frac{9}{1,5} = 120 \text{ mm}$$

$$f_{bk} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctk} = 4,5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\delta_{Rk,b,re} = \frac{2 \cdot (N_{Rk,b,re})^2}{\alpha_s \cdot f_{ck} \cdot d_{s,re}^4 \cdot n_{re}^2} = \frac{2 \cdot (221,6 \cdot 10^3)^2}{(12100 \cdot 30 \cdot 8^4 \cdot 8^2)} = 1,0 \text{ mm}$$

Mit:

N_{sbu} Normalkraft in der Rückhängebewehrung bei Verbundversagen;
 l_1 Verankerungslänge des Bewehrungsbügels;
 f_{bk} Verbundfestigkeit mit $\alpha = 0,49$;
 $\alpha = 0,49$ Einflussfaktor, der den Hakeneffekt berücksichtigt;
 $\delta_{Rk,b,re}$ Verformung der Bewehrung bei Verbundversagen;
 $\gamma_{Mc} = 1,5$ Teilsicherheitsbeiwert.

Schubtragfähigkeit der Verbindungsmittelgruppe

Im vierten Schritt wird die Schubtragfähigkeit der Verbindungsmittelgruppe bestimmt.

$$V_{Rd,s} = \frac{n_{a,v} \cdot 0,6 \cdot f_{uk} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{2 \cdot 0,6 \cdot 470 \cdot \pi \cdot \left(\frac{22}{2}\right)^2}{1,253} = 171 \text{ kN}$$

$$\gamma_{Ms} = 1,253 \text{ da } 1 \cdot \frac{f_{uk}}{f_{yk}} = 1,253 > 1,25$$

Mit:
 γ_{Ms} Teilsicherheitsbeiwert.

Die Bestimmung der Tragfähigkeit bei der Bildung eines rückwärtigen Betonausbruchkegels bestimmt sich zu:

$$V_{Rd,CP} = k_3 \cdot N_{Rd+group} = 2 \cdot 184 = 368 \text{ kN}$$

$$N_{Rd+group} = \min[N_{Rd,cs}; N_{Rd,re,1}; N_{Rd,re,2}; N_{Rd,u,c,group}]$$

$$= \min[287 \text{ kN}; 306 \text{ kN}; 242 \text{ kN}, 184 \text{ kN}]$$

Mit:
 $N_{Rd+group}$ Minimale Tragfähigkeit der Betonkomponente;
 $\gamma_{Mc} = 1,5$ Teilsicherheitsbeiwert.

Nach der Produktzulassung kann der Faktor k_3 zu $k_3 = 2,0$ angenommen werden. Da es noch keine Forschungsergebnisse gibt, wie die Schubtragfähigkeit der Betonkomponente unter Berücksichtigung der Rückhängebewehrung bestimmt werden kann, muss eine auf der sicheren Seite liegende Annahme getroffen werden. $N_{Rd,u,cc+hr}$ wird daher aus der minimalen Zugfestigkeit die sich aus dem Betonversagen unter Berücksichtigung der Betonkomponente ermittelt ($N_{Rd,cs}$, $N_{Rd,re,1}$, $N_{Rd,re,2}$) und der Versagenslast bei der Bildung eines Betonausbruchkegels der gesamten Ankerplatte ohne Berücksichtigung der Rückhängebewehrung. Diese Versagenslast wird nun berechnet.

$$N_{Rk,u,c,group} = N_{u,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \Psi_{s,N} \cdot \Psi_{re,N} \cdot \Psi_{ec,N}$$

$$N_{Rk,u,c,group} = 147,4 \cdot \frac{461\,175}{245\,025} \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 277 \text{ kN}$$

$$N_{Rd,u,c,group} = \frac{N_{Rk,u,c}}{\gamma_{Mc}} = \frac{277 \text{ kN}}{1,5} = 184 \text{ kN}$$

$$N_{u,c}^0 = k_1 \cdot f_{ck}^{0,5} \cdot h_{ef}^{1,5} = 12,7 \cdot 30^{0,5} \cdot 165^{1,5} \cdot 10^{-3} = 147,4 \text{ kN}$$

$$A_{c,N}^0 = s_{cr,N}^2 = 495^2 = 245\,025 \text{ mm}^2$$

$$A_{c,N} = (s_{cr,N} + s_2) \cdot (s_{cr,N} + s_1) = (495 + 220) \cdot (495 + 150) = 461\,175 \text{ mm}^2$$

Mit:
 $N_{u,c}^0$ charakteristischer Widerstand einer Einzelbefestigung;
 $h_{ef} = h_n - t_{AP} = 165 \text{ mm}$ effektive Verankerungslänge;
 $\Psi_{s,N} = 1,0$ Beiwert zur Berücksichtigung des Randabstandes;
 $\Psi_{re,N} = 1,0$ Beiwert zur Berücksichtigung des Abstandes zwischen der Bewehrung.
 $\Psi_{ec,N} = 1,0$ Beiwert zur Berücksichtigung der Exzentrizität;
 $A_{c,N}^0$ Bezugsbeiwert der projizierten Fläche;
 $A_{c,N}$ vorhandene projizierte Fläche der Verbindungsmittelgruppe;
 $\gamma_{Mc} = 1,5$ Teilsicherheitsbeiwert.

Schritt 4

Schubtragfähigkeit unter Stahlversagen der Kopfbolzen

Schubtragfähigkeit unter Betonversagen der Kopfbolzen

Betonversagen unter Zugbeanspruchung der gesamten Verbindungsmittelgruppe (4x4 Kopfbolzen)

Schritt 5

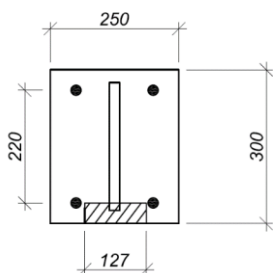
Bei den Interaktionsbeziehungen wird zwischen Stahl- und Betonversagen unterschieden.

In diesem Fall wird die Schubkraft vollständig über die erste Kopfbolzenreihe und über Reibung abgetragen.

Mit der Rückhängebewehrung wird ein duktiler Versagensmechanismus erreicht und es können nahezu die doppelten Traglasten erzielt werden.

Nachweis der Ankerplatte unter Annahme einer elastischen Spannungsverteilung in der Platte.

Bestimmung der wirksamen Breite:



Interaktionsbeziehungen

In einem letzten Schritt müssen die Interaktionsgleichungen überprüft werden und die Schubkräfte in den einzelnen Reihen ermittelt werden. Bei Stahlversagen wird angenommen, dass sich die erste Bewehrungsreihe am Schublastabtrag beteiligt.

Für die Interaktionsbedingungen für Stahlversagen gilt:

$$V_{Ed,2} = V_{Ed} - V_{Rd,s} - V_f = 180 \text{ kN} - 171 \text{ kN} - 20 \text{ kN} = -11 \text{ kN}$$

Es können alle Schubkräfte von der ersten Bewehrungsreihe aufgenommen werden.

$$\left(\frac{N_{Ed,2}}{N_{Rd,s}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Ed,2}}{V_{Rd}}\right)^2 \leq 1$$

$$\left(\frac{104}{238}\right)^2 + \left(\frac{0}{171}\right)^2 = 0,2 \leq 1$$

Für die Interaktion unter Annahme des Betonversagens gilt:

$$V_{Ed,2} = \frac{V_{Ed} - V_f}{2} = \frac{180 - 20}{2} = 80 \text{ kN}$$

$$\left(\frac{N_{Ed,2}}{N_{Rd,u}}\right)^{3/2} + \left(\frac{V_{Ed,2}}{V_{Rd}}\right)^{3/2} \leq 1$$

$$\left(\frac{104}{242}\right)^{3/2} + \left(\frac{80}{368}\right)^{3/2} = 0,4 \leq 1$$

Zusammenfassung: Ohne zusätzliche Rückhängebewehrung würde ein spröder Versagensmechanismus in Form des Betonausbruchkegels auftreten.

Nachweis der Ankerplatte

In den vorangegangenen Berechnungen wird unterstellt, dass die Ankerplatte starr ist. Im Folgenden wird die Tragfähigkeit der Ankerplatte überprüft.

$$M_{el,1Rd} = l_{eff} \cdot \frac{t_p^2}{6} \cdot f_{y,d} = 210 \cdot \frac{25^2}{6} \cdot 235 = 514 \text{ kNcm}$$

$$l_{eff,cp} = \min \left\{ \begin{array}{l} 2\pi m = 2 \cdot \pi \cdot 57 = 358 \text{ mm} \\ \pi m + 2e_1 = \pi \cdot 57 + 2 \cdot 65 = 309 \text{ mm} \end{array} \right\} = 309 \text{ mm}$$

$$l_{eff,nc} = \min \left\{ \begin{array}{l} 4m + 1,25e = 4 \cdot 57 + 1,25 \cdot 50 = 290 \text{ mm} \\ 2m + 0,625e + e_1 = 2 \cdot 57 + 0,625 \cdot 50 + 65 = 210 \text{ mm} \end{array} \right\} = 210 \text{ mm}$$

$$l_{eff,1} = 16 \text{ cm}$$

$$m = \frac{(150 - 20 - 2 \cdot \sqrt{2} \cdot 0,8 \cdot 7)}{2} = 57 \text{ mm}$$

$$F_{T,1-2,Rd} = \frac{2 \cdot M_{el,1Rd}}{m} = \frac{2 \cdot 514}{5,7} = 180 \text{ kN}$$

$$F_{T,Ed} = N_{Ed,2} = 104 \text{ kN} \leq F_{T,1-2,Rd} = 180 \text{ kN}$$

Mit:

- $e = \frac{(250-150)}{2} = 50 \text{ mm}$ Abstand zwischen dem Kopfbolzen und dem Ankerplattenrand;
- m Hebelarm;
- $e_1 = 65 \text{ mm}$ Abstand zwischen dem Kopfbolzen und dem Fahnenblech;
- $l_{eff,cp}$ Wirksame Länge.

Berechnung der wirksamen Breite (In den vorangegangenen Berechnungen wurde die wirksame Breite b_{eff} anstelle der tatsächlich vorhanden Breite b verwendet.)

$$b_{eff} = t_{bs} + 2 \cdot t_p \cdot \left[\frac{f_y}{3 \cdot f_{jd} \cdot \gamma_{M0}} \right]^{0.5} = 20 + 2 \cdot 25 \cdot \left[\frac{235}{3 \cdot 17 \cdot 1,0} \right]^{0.5} = 127 \text{ mm}$$

9.6 Momententragfähiger Verbundanschluss

Der momententragfähige Verbundanschluss ist in Abbildung 9.32 dargestellt. Für diesen Anschluss können sowohl Walz- als auch zusammengesetzte Profile verwendet werden. Des Weiteren besteht der Anschluss aus einer Betonplatte die wahlweise mit geschaltem Ortbeton oder mit Hilfe von Betonfertigteilplatten ausgeführt werden kann. Träger Betonplatte sind über Kopfbolzen miteinander verbunden und beteiligen sich somit gemeinsam am Lastabtrag.

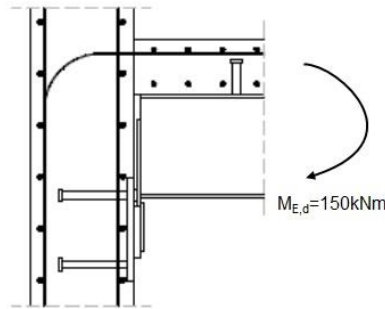


Abbildung 9.32: Momententragfähiger Verbundanschluss

Der Verbundanschluss, welcher in diesem Beispiel untersucht werden soll, wird aus einem IPE 300 und einer bewehrten Betonplatte mit einer Höhe von 160 mm und einer Breite von 700 mm gefertigt. Die Betonwand an die der Träger angeschlossen wird, ist 300 mm stark. Die Momentenbeanspruchung dieses Knotens beträgt $M_{E,d} = 200 \text{ kNm}$.

Die Vorteile dieser Verbundbauweise liegen hauptsächlich im positiven Momentenbereich, in dem die Druckkräfte von der Betonplatte und die Zugkräfte von dem Stahlprofil aufgenommen werden. Dennoch kann sich auch die Bewehrung in der Betonplatte im Stützbereich eines durchlaufenden Trägers oder im Anschluss unter einem negativen Biegemoment am Lastabtrag der Zugkräfte beteiligen und den inneren Hebelarm vergrößern..

Tabelle 9.2: Geometrische Abmessungen des Verbundanschlusses

Betonwand		Betonplatte		Kopfbolzen	
t [mm]	300	t [mm]	160	d [mm]	22
b [mm]	1450	b [mm]	700	d _h [mm]	35
h [mm]	1600	l [mm]	1550	l _a [mm]	200
Bewehrung		Bewehrung -Platte		h _{ef} [mm]	215
Φ _v [mm]	12	Φ _l [mm]	16	n _v	2
n _v	15	n _l	6	e ₁ [mm]	50
s _v [mm]	150	s _l [mm]	120	p ₁ [mm]	200
Φ _h [mm]	12	Φ _t [mm]	10	n _h	2
n _h	21	nt	14	e ₂ [mm]	50
s _h [mm]	150	s _t [mm]	100	p ₂ [mm]	200
Konsole 1		Konsole 2		Ankerplatte	
t [mm]	20	t [mm]	10	t _{ap} [mm]	15
b [mm]	200	b [mm]	170	b _{ap} [mm]	300
h [mm]	150	h [mm]	140	l _{ap} [mm]	300
Kopfbolzen Verbundfuge		Profil IPE 300		Knagge	
d [mm]	22	h [mm]	300	t [mm]	10
h _{cs} [mm]	100	b [mm]	150	b _{cp} [mm]	200
N _f	9	t _f [mm]	10.7	l _{cp} [mm]	30
s [mm]	140	t _w [mm]	7.1	e _{1,cp} [mm]	35
a [mm]	270	As [mm ²]	5381	e _{b,cp} [mm]	235
h _c [mm]	90				

Tabelle 9.3: Materialeigenschaften des Verbundanschlusses

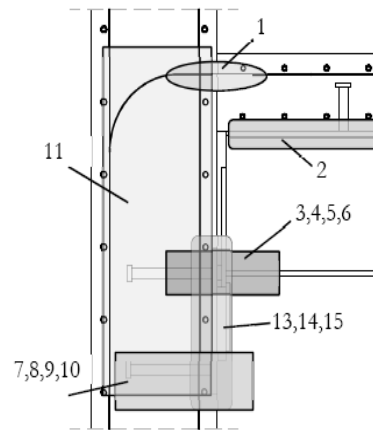
Betonwand		Betonplatte		Bewehrung Wand	
f _{ck,cube} [Mpa]	50	f _{ck,cube} [Mpa]	37	f _{syk} [Mpa]	500
f _{ck,cyl} [Mpa]	40	f _{ck,cyl} [Mpa]	30	f _u [Mpa]	650
E [GPa]	36	E [GPa]	33		
		f _{ctm} [Mpa]	2,87		
Bewehrung Platte		Stahlplatte		Kopfbolzen	
f _{syk} [Mpa]	400	f _{syk} [Mpa]	440	f _{syk} [Mpa]	440
f _u [Mpa]	540	f _u [Mpa]	550	f _u [Mpa]	550
ε _{sry} [%]	2	Stahlprofil			
ε _{sru}	75	f _{syk} [Mpa]	355		
		f _u [Mpa]	540		

In Tabelle 9.2 und in Tabelle 9.3 sind die geometrischen Werte und die Materialdaten gegeben.

Der E-Modul des Bewehrungsstahls wird zu $200\,000 \text{ N/mm}^2$ angenommen.

Um das Anschlusstragverhalten zu bestimmen, werden folgende Komponenten ausgewertet:

- Längsbewehrung in der Betonplatte, Komponente 1.
- Schlupf der Verdübelung des Verbundträgers, Komponente 2.
- Trägerflansch und Trägersteg auf Druck, Komponente 3.
- Stahlkontaktplatte auf Druck, Komponente 4.
- Komponenten in der Ankerplatte, Komponenten 5 bis 10 und 13 bis 15.
- Komponente des Betonanschlussbereiches, (Druckstrebe) Komponente 11.



Abbildung

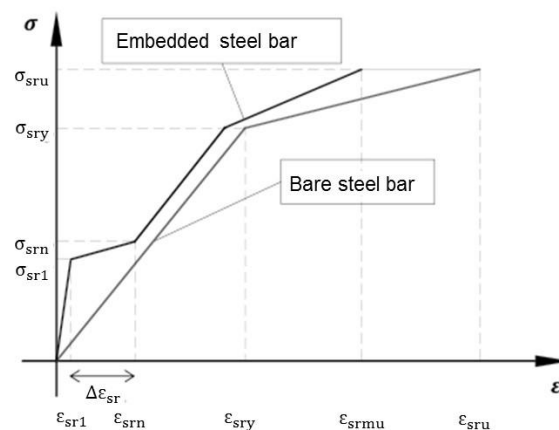


Abbildung 9.34: Spannungs-Dehnungs-Diagramm für Bewehrungsstahl auf Zug

Längsbewehrung auf Zug

In diesem Verbundanschluss ist die Längsbewehrung die einzige Komponente, die Zugkräfte vom Träger zur Wand übertragen kann. Die Versuche, die im Rahmen des INFASO-Forschungsprojektes durchgeführt wurden [37], haben die Notwendigkeit einer intensiven Betrachtung dieser Komponente deutlich gemacht. Die Genauigkeit, mit der das Anschlusstragverhalten mit Hilfe des Modells modelliert werden kann hängt in großem Maße von dieser Komponente ab. Nach [16] kann das Tragverhalten der Längsbewehrung unter Zugbeanspruchung wie in Abbildung 9.34 dargestellt werden. Es folgt für die Tragfähigkeit dieser Komponente:

$$F_{s,r} = A_{s,r} f_{y,r}$$

Für den ungerissenen Zustand des Betons ist die Steifigkeit der Längsbewehrung im Vergleich mit dem reinen Bewehrungsstahl wesentlich höher. Es entstehen Risse im Beton, wenn die Zugfestigkeit f_{ctm} des Betons erreicht wird. Die Spannungen in der Bewehrung zu Beginn der Rissbildung σ_{sr1} bestimmen sich wie folgt:

$$\sigma_{sr1,d} = \frac{\sigma_{sr1}}{\gamma_s} = \frac{f_{ctm} \cdot k_c}{\gamma_s \cdot \rho} \left[1 + \rho \frac{E_s}{E_c} \right] = \frac{2,87 \cdot 0,40}{1,15 \cdot 0,010} [1 + 0,010 \cdot 6,06] = 97,1 \text{ Nmm}^{-2}$$

$$k_c = \frac{1}{1 + \frac{t_{\text{slab}}}{2 \cdot z_0}} = \frac{1}{1 + \frac{160}{2 \cdot 51,8}} = 0,39$$

$$\rho = \frac{A_{s,r}}{A_{c,\text{slab}}} = \frac{n_1 \cdot \pi \cdot \Phi_1^2 / 4}{b_{\text{eff,slab}} \cdot t_{\text{slab}}} = \frac{1\,206,4}{700 \cdot 160} = 0,010$$

$$z_0 = x_{c,h} - \frac{t_{\text{slab}}}{2} = \left[\frac{b_{\text{eff}} \cdot \frac{E_c}{E_s} \cdot t_{\text{slab}} \cdot \frac{t_{\text{slab}}}{2} + \left(t_{\text{slab}} + \frac{h_{\text{IPE300}}}{2} \right) \cdot A_{\text{IPE300}}}{b_{\text{eff}} \cdot t_{\text{slab}} \cdot \frac{E_c}{E_s} + A_{\text{IPE300}}} \right] - \frac{t_{\text{slab}}}{2} = 51,8 \text{ mm}$$

Mit:

f_{ctm}	Mittelwert der zentrischen Zugfestigkeit des Betons;
E_s	E-Modul des Bewehrungsstahls;
E_c	E-Modul des Betons;
k_c	Beiwert zur Berücksichtigung des Einflusses der Spannungsverteilung innerhalb des Querschnitts vor der Erstrissbildung;
ρ	Bewehrungsgrad der Betonplatte;
$A_{c,\text{slab}}$	Fläche innerhalb der mittragenden Breite des Betonquerschnitts;
$A_{s,r}$	Querschnittsfläche der Bewehrung innerhalb der mittragenden Breite des Betonquerschnitts (hier gesamte Plattenbreite);
t_{slab}	Dicke der Betonplatte;
z_0	vertikaler Abstand zwischen dem Mittelpunkt des ungerissenen Betonflanschs und des unbewehrten Verbundquerschnitts unter Berücksichtigung des Verhältnisses $\frac{E_c}{E_s}$.
γ_s	Teilsicherheitsbeiwert des Bewehrungsstahls $\gamma_s = 1,15$.

Es folgt für die Spannungen σ_{srn} und für den Zuwachs der Spannungen

$$\sigma_{\text{srn,d}} = 1,3 \cdot \sigma_{\text{sr1,d}} = 126,2 \text{ Nmm}^{-2}$$

$$\Delta \varepsilon_{\text{sr}} = \frac{f_{\text{ctm}} \cdot k_c}{\gamma_s \cdot E_s \cdot \rho} = 0,00045$$

$$\varepsilon_{\text{sr1}} = \frac{\sigma_{\text{sr1}}}{E_s} - \Delta \varepsilon_{\text{sr}} = 3,0 \cdot 10^{-5}$$

$$\varepsilon_{\text{srn}} = \varepsilon_{\text{sr1}} + \Delta \varepsilon_{\text{sr}} = 4,9 \cdot 10^{-4}$$

Die Fließspannungen σ_{sry} und Fließdehnungen ε_{sry} sind wie folgt gegeben:

$$\sigma_{\text{sry,d}} = \frac{\sigma_{\text{sry,k}}}{\gamma_s} = 347,8 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\varepsilon_{\text{sry}} = \frac{\sigma_{\text{sry}} - \sigma_{\text{srn}}}{E_s} + \varepsilon_{\text{sr1}} + \Delta \varepsilon_{\text{sr}} = 1,6 \cdot 10^{-3}$$

Die Dehngrenzen werden unter Berücksichtigung der Versteifungseffekte berücksichtigt

$$\varepsilon_{\text{sru,m}} = \varepsilon_{\text{sry}} - \beta_t \Delta \varepsilon_{\text{sr}} + \delta \left(1 - \frac{\sigma_{\text{sr1}}}{f_{\text{sry}}} \right) (\varepsilon_{\text{sru}} - \varepsilon_{\text{sry}}) = 4,4 \cdot 10^{-2}$$

Mit:

β_t	Faktor zur Berücksichtigung der Kurzzeitbelastung;
δ	Für hoch-duktilen Stähle wird $\delta = 0,8$ angenommen;
ε_{sry}	Dehngrenze und Fließspannung des reinen Bewehrungsstahls;
ε_{sru}	Bruchdehnung des reinen Bewehrungsstahls.

Die Kraft-Verformungskurve kann aus dem Spannungs-Dehnungs-Diagramm ermittelt werden. Nach [16] können die maximal möglichen Verformungen bestimmt werden.

$$\rho < 0.8 \% \quad \Delta_{sru} = 2 L_t \varepsilon_{srmu}$$

$$\rho \geq 0.8 \% \text{ and } a \leq L_t \quad \Delta_{sru} = (h_c + L_t) \varepsilon_{srmu}$$

$$\rho \geq 0.8 \% \text{ and } a > L_t \quad \Delta_{sru} = (h_c + L_t) \varepsilon_{srmu} + (a - L_t) \varepsilon_{srmu}$$

$$L_t = \frac{k_c \cdot f_{ctm} \cdot \Phi}{4 \cdot \tau_{sm} \cdot \rho} = \frac{0,39 \cdot 2,87 \cdot 16}{4 \cdot 5,16 \cdot 0,01} = 81 \text{ mm}$$

Mit:

- L_t Strecke zwischen der Oberfläche der Wand bis zum ersten Riss;
- a Entfernung zwischen dem ersten Kopfbolzen und der Wand;
- h_c Länge der Bewehrung bis zum Beginn der Krümmung;
- τ_{sm} Mittlere Verbundfestigkeit mit $\tau_{sm} = 1.8 \cdot f_{ctm}$

In Tabelle 9.4 sind die Ergebnisse der Spannungs-Dehnungs- und der Kraft-Verformungs-Diagramme zusammengefasst.

Tabelle 9.4: Kraft-Verformungs-Beziehungen der Längsbewehrung auf Zug

σ [N/mm ²]	ε [-]	F [kN]	Δ [mm]
97,1	$3.0 \cdot 10^{-5}$	117,1	0,0
126,2	$4.9 \cdot 10^{-4}$	152,3	0,1
347,8	$1.6 \cdot 10^{-3}$	419,6	0,5
469,5	$4.4 \cdot 10^{-2}$	566,5	15,8

Schlupf der Verdübelung des Verbundträgers

Die Verbundwirkung hat einen wesentlichen Einfluss auf die Maximallast. Der Schlupf der Verdübelung des Verbundträgers steht jedoch nicht in direktem Zusammenhang mit der Tragfähigkeit des Verbundanschlusses. Dies ist in EN 1994-1-1 [12] geregelt. Dennoch wird der Schlupf der Verdübelung des Verbundträgers bei der Auswertung der Steifigkeit und der Rotationskapazität des Verbundanschlusses in berücksichtigt. Für die Berechnung des Steifigkeitskoeffizienten der Längsbewehrung sollte der Steifigkeitsfaktor k_{slip} nach Kapitel 3.7 berücksichtigt werden.

Nach [14] kann die Steifigkeit in Abhängigkeit des Zusammenwirkens der beiden Querschnittsteile wie folgt bestimmt werden. Die Kopfbolzen müssen ausreichend duktil sein, um eine Umverteilung der Lasten zwischen Träger und Betonplatte zuzulassen.

EN 1994-1-1, 6.6.3 [12]

$$F_{slip} = N \cdot P_{RK}$$

$$P_{RK} = \min \left(\frac{0,8 \cdot f_u \cdot \pi \cdot d^2}{\gamma_V \cdot 4}; \frac{0,29 \cdot \alpha \cdot d^2 \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}}}{\gamma_V} \right)$$

Mit:

- N vorhandene Dübelzahl im Trägerbereich;
- P_{RK} charakt. Bemessungswert der Längsschubtragfähigkeit eines Kopfbolzens, mit $\alpha = 0.2 \left(\frac{h_{sc}}{d} + 1 \right)$ für $3 \leq \frac{h_{sc}}{d} \leq 4$ und $\alpha = 1$ für $\frac{h_{sc}}{d} > 4$;
- f_u die spezifizierete Zugfestigkeit des Bolzenmaterials (max. 500 N/mm²);
- f_{ck} charakteristischer Wert der Zylinderdruckfestigkeit des Betons;
- E_{cm} Elastizitätsmodul (mittlerer Sekantenmodul) des Betons;
- h_{sc} der Nennwert der Gesamthöhe des Dübels.

$$P_{RK} = \min \left(\frac{0,8 \cdot 540 \cdot \pi \cdot 22^2}{1,25}; \frac{0,29 \cdot 1 \cdot 22^2 \cdot \sqrt{30 \cdot 33\,000}}{1,25} \right) = \min(486,5; 111,0) = 111,0 \text{ kN}$$

EN 1994-1-1 A.3(4) [12]

$$F_{slip} = 9 \cdot 111 = 999 \text{ kN}$$

Im Hinblick auf die Verformungen wird eine gleichmäßige Verteilung der Schubkräfte über die Trägerlänge und eine gleichmäßige Verteilung der Kräfte innerhalb

der Kopfbolzen vorausgesetzt. Die Steifigkeit der Komponente ist als eine Funktion der Anzahl der Kopfbolzen und der Steifigkeit einer einzelnen Kopfbolzenreihe wie folgt gegeben.

$$k_{\text{slip}} = N \cdot k_{\text{sc}} = 900 \text{ kN/mm}$$

Mit:

k_{sc} Steifigkeit des Verbundmittels, für den ein Näherungswert für Kopfbolzen mit einem Schaftdurchmesser von 19 mm mit $k_{\text{sc}} = 100 \text{ kN/mm}$ angenommen werden kann.

Trägersteg und Trägerflansch auf Druck

Die Tragfähigkeit dieser Komponente kann mit folgenden Gleichungen bestimmt werden:

$$M_{\text{c,Rd}} = \frac{W_{\text{pl}} \cdot f_{\text{syk}}}{\gamma_{\text{M}}} = \frac{628\,400 \cdot 355}{1,0} = 223,0 \text{ kN}$$

EN 1993-1-8 [11]

$$F_{\text{c,fb,Rd}} = \frac{223\,000}{(300 - 10,7)} = 771,1 \text{ kN}$$

Die Steifigkeit dieser Komponente kann vernachlässigt werden.

Stahlknagge auf Druck

Mit Hilfe der folgenden Komponenten kann die Tragfähigkeit bestimmt werden. Die Steifigkeit kann im Vergleich zu den restlichen Komponenten als unendlich angenommen werden.

$$F_{\text{cp}} = f_{\text{y,cp}} A_{\text{eff,cp}} = 440 \cdot 200 \cdot 30 = 2\,640 \text{ kN}$$

EN 1994-1-1 [12]

T-Stummel auf Druck

Die Ausbreitungsweite c kann unter Annahme eines Kragarms in den entsprechenden Richtungen bestimmt werden. Da die Ausbreitungsweite und der Bemessungswert der Betondruckfestigkeit unter Lagerpressung voneinander abhängig sind, ist die Bestimmung dieses Wertes ein iterativer Prozess.

$$c = t_{\text{ap}} \cdot \sqrt{\frac{f_{\text{y}}}{3 \cdot f_{\text{j}} \cdot \gamma_{\text{M0}}}}$$

$$f_{\text{jd}} = \frac{\beta_{\text{j}} F_{\text{Rd,u}}}{b_{\text{eff}} l_{\text{eff}}} = \frac{\beta_{\text{j}} A_{\text{c0}} f_{\text{cd}} \sqrt{\frac{A_{\text{c1}}}{A_{\text{c0}}}}}{A_{\text{c0}}} = \beta_{\text{j}} f_{\text{cd}} k_{\text{j}}$$

EN 1993-1-8, 6.2.5 [11]

Mit:

β_{j} Anschlussbeiwert nach EN 1993-1-8, 6.2.5 [11]

$F_{\text{Rd,u}}$ Tragfähigkeit unter konzentrierten Lasten.

Unter der Annahme einer gleichförmigen Spannungsverteilung in der Größe der Betondruckfestigkeit unter der äquivalenten starren Platte kann der Bemessungswert der Tragfähigkeit der Komponenten "T-Stummel auf Druck" folgendermaßen bestimmt werden.

$$F_{\text{C,Rd}} = f_{\text{jd}} \cdot b_{\text{eff}} \cdot l_{\text{eff}}$$

Die wirksame Breite $b_{\text{eff}} = 236,9 \text{ mm}$ und die wirksame Länge $l_{\text{eff}} = 66,9 \text{ mm}$ des T-Stummelflansches sind innerhalb der Berechnung von A_{eff} gegeben

$$A_{\text{eff}} = \min(2c + b_{\text{cp}}; b_{\text{ap}}) \cdot (c + l_{\text{cp}} + \min(c, e_{1,\text{cp}})) = 66,9 \cdot 236,9 = 15\,848 \text{ mm}^2$$

Mit dem Bemessungswert der Betonfestigkeit unter Lagerpressung $f_{jd} = 78.2 \text{ MPa}$ kann die Tragfähigkeit dieser Komponente zu $F_c = 1\,239 \text{ kN}$ bestimmt werden. Die Anfangssteifigkeit $S_{ini,j}$ dieser Komponente kann mit Hilfe von $c = 1.25 \cdot t_{ap}$ und den oben gegebenen Werten für b_{eff} und l_{eff} ermittelt werden:

$$S_{ini,j} = \frac{E_c \sqrt{A_{eff}}}{1,275}$$

$$A_{eff} = \min(2.5 t_{ap} + b_{cp}; b_{ap}) \cdot (1.25 t_{ap} + l_{cp} + \min(1.25 t_{ap}, e_{1,cp})) = 67,5 \cdot 237,5 = 16\,031 \text{ mm}^2$$

$$S_{ini,j} = 3\,277,1 \text{ kN/mm}$$

Komponente des Betonanschlussbereiches

In der vorgeschlagenen Modellierung auf der Grundlage von Druckstrebenmodellen werden die Eigenschaften der Druckstrebe wie folgt bestimmt:

- Die Tragfähigkeit der Druckstrebe ergibt sich aus den zulässigen Spannungen und den Abmessungen der Knoten des Fachwerkmodells.
- Die Verformungen der Druckstrebe werden unter der Annahme einer nicht-linearen Spannungs-Dehnungsbeziehung für den Beton unter Druckbeanspruchung nach [29] bestimmt.

Das Versagen wird maßgeblich von den Tragfähigkeiten in den Bereichen der Knoten des Fachwerkmodells beeinflusst, welches auf der Länge der Druckstrebe auf den ersten Blick nicht berücksichtigt wird. Die Tragfähigkeit der Knoten wird folgendermaßen bestimmt:

Die Geometrie des Knotens N1 wird in einer Richtung über den Biegerollenradius der Längsbewehrung und über den Winkel θ der Druckstrebe mit der Abmessung a nach Abbildung 9.35 bestimmt.

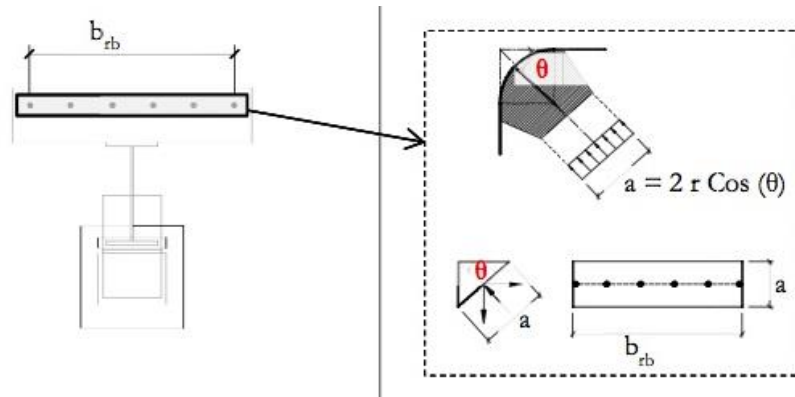


Abbildung 9.35: Geometrische Abmessungen des Knotens N1

Die mitttragende Breite $b_{eff,rb}$ der Bewehrung kann als Funktion in Abhängigkeit des Bewehrungsdurchmessers d_{rb} , des Abstandes der Bewehrungsstäbe und des Druckstrebenwinkels θ ausgedrückt werden.

$$\theta = \arctan\left(\frac{z}{b}\right) = \arctan\left(\frac{406,65}{227}\right) = 1,06 \text{ rad}$$

$$a = 2 \cdot r \cdot \cos(\theta) = 155,97 \text{ mm}$$

$$\text{für } s_{rb} \geq 80 \text{ mm} \quad b_{eff,rb} = 2,62 \cdot d_{rb}^{0,96} \cdot (\cos \theta)^{-1,05}$$

$$\text{für } s_{rb} < 80 \text{ mm} \quad b_{eff,rb} = 2,62 \cdot d_{rb}^{0,96} \cdot (\cos \theta)^{-1,05} \cdot \left(\frac{s_{rb}}{80}\right)^{0,61}$$

In diesem Fall gilt für den Bewehrungsabstand $s_{rb} < 80$ mm:

$$b_{\text{eff,rb}} = n \cdot 2,62 \cdot d_{\text{rb}}^{0,96} \cdot (\cos \theta)^{-1,05} = 478,054 \text{ mm}$$

Für die Querschnittsfläche der Druckstreben des Knotens N1 folgt:

$$A_{N1} = b_{\text{eff,rb}} \cdot 2 \cdot r \cdot \cos \theta$$

Daraus ergibt sich die Tragfähigkeit im Bereich des Knotens:

$$F_{r,N1} = A_{N1} \cdot 0,75 \cdot v \cdot f_{\text{cd}} = 1\,252 \text{ kN}$$

$$v = 1 - \frac{f_{\text{ck,cyl}}}{250} = 0,84$$

Die geometrischen Abmessungen des Knotens N2 sind über die Projektion der Abmessungen der äquivalenten starren Platte in die Richtung der Betonstrebe definiert (siehe Abbildung 9.36). Es folgt für die Abmessungen des Knotens:

$$A_{N2} = \frac{l_{\text{eff}}}{\cos \theta} \cdot b_{\text{eff}} = 35\,041,3 \text{ mm}^2$$

Mit:

A_{N2} Querschnittsfläche der Diagonalen Druckstrebe am Knoten N2;
 l_{eff} und b_{eff} Abmessungen der äquivalenten Starren Platte, die im Rahmen der Komponente "T-Stummel" auf Druck bestimmt wurden.

Unter Berücksichtigung der zulässigen Spannungen und der Abmessungen des Knotens folgt für die Tragfähigkeit des Knotens:

$$F_{r,N2} = A_{N2} \cdot 3 \cdot v \cdot f_{\text{cd}} = 2\,354 \text{ kN}$$

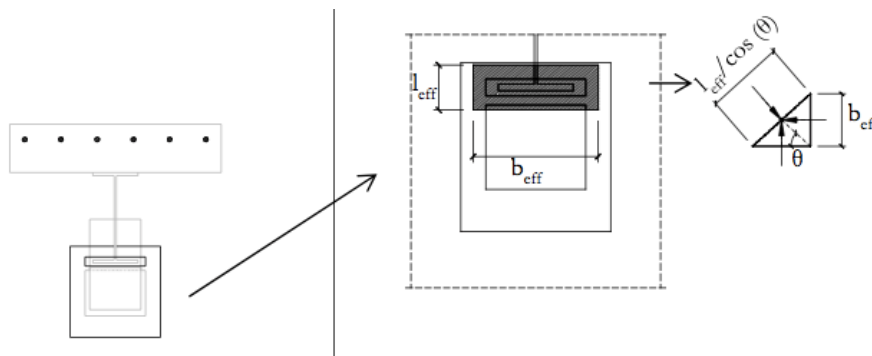


Abbildung 9.36: Geometrische Abmessungen des Knotens N2

Eigenschaften der Druckstrebe: Die Eigenschaften der Druckstrebe ergibt sich aus der minimalen Tragfähigkeit der beiden Knoten N1 und N2. Allerdings werden diese Tragfähigkeiten noch in die Richtung des Kräftepaars in Verbindung mit der Momentenbeanspruchung des Verbundanschlusses zerlegt. Die Zerlegung der Tragfähigkeiten in die horizontale Richtung führt zu:

$$F_{C-T,JL} = F_{r,N1} \cdot \cos \theta = 610,6 \text{ kN}$$

Nach [29] folgt für die Verformungen der Druckstrebe:

$$d_{h,JL} = 6,48 \cdot 10^{-8} \cdot F_{C-T,JL}^2 + 7,47 \cdot 10^{-5} \cdot F_{C-T,JL} \cdot \cos \theta$$

In Tabelle 9.5 sind 10 Kraft-Verformungs-Schritte wiedergegeben.

Tabelle 9.5: Kraft-Verformung der Druckstrebe

F_h [kN]	Δ_h [mm]
0,0	0,00
61,1	0,00
122,1	0,00
183,2	0,01
244,2	0,01
305,3	0,01
366,3	0,02
427,4	0,02
488,5	0,03
549,5	0,03
610,6	0,03

Zusammenbau der einzelnen Komponenten

Das vereinfachte mechanische Modell in Abbildung 9.37 besteht aus nur zwei Federreihen. In eine Reihe werden die Druckkomponenten und in der anderen Reihe die Zugkomponenten zu einer äquivalenten Druck- oder Zugkomponente zusammengefasst.

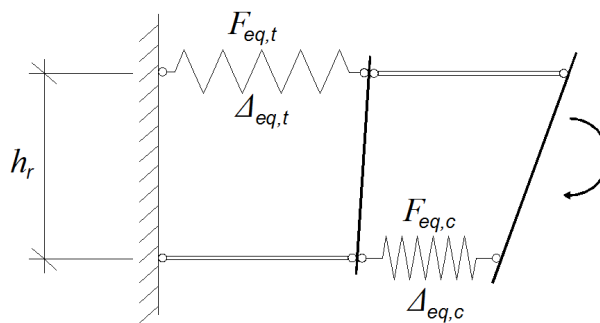


Abbildung 9.37: Vereinfachtes Modell – Berücksichtigung der einzelnen Komponenten in nur zwei Reihen

Die Eigenschaften der äquivalenten Komponenten werden im Folgenden für die Tragfähigkeiten $F_{eq,t}$ und $F_{eq,c}$ und für die Verformungen $\Delta_{eq,t}$ und $\Delta_{eq,c}$, ausgewertet.

$$F_{eq} = \min(F_i \text{ to } F_n)$$

$$\Delta_{eq} = \sum_{i=1}^N \Delta_i$$

Mit:

i bis N

unter i bis N werden alle relevanten Komponenten, entweder Zug- oder Druck, in den entsprechenden Reihen aufsummiert.

Hinsichtlich des Aufbaus des Verbundanschlusses wird angenommen, dass der Hebelarm h_r als der Abstand zwischen dem Mittelpunkt der Längsbewehrung und der Mittelfläche des unteren Trägerflansches angenommen werden kann. Es wird vorausgesetzt, dass der Mittelpunkt der Knagge auf einer Höhe mit der Mittelfläche des unteren Trägerflansches liegt. Daraus folgt für die Momenten Tragfähigkeit und die zugehörige Rotation:

$$M_j = \min(F_{eq,T}; F_{eq,C}; F_{jL}) \cdot h_r$$

$$\Phi_j = \frac{\Delta_{eq,T} + \Delta_{eq,C} + \Delta_{jL}}{h_r}$$

Mit:

$F_{t,max}$ [kN]	566,5 kN Komponente Längsbewehrung auf Zug;
$F_{c,max}$ [kN]	610,6 kN Komponente Trägerflansch und Trägersteg auf Zug;
F_{jL} [kN]	610,6 kN Komponente der Druckstrebe;
F_{eq} [kN]	566,5 kN;
h_r [mm]	406,6 mm;
M_j [kNm]	230,36 kNm.

In der Tabelle 9.6 sind die wesentlichen Ergebnisse zur Berechnung der Momenten-Rotationskurve zusammengefasst. Die Momenten-Rotationskurve ist in Abbildung 9.38 dargestellt. Der Anschluss kann die Momentenbeanspruchung aufnehmen.

Tabelle 9.6: Zusammenfassende Darstellung der Ergebnisse

F [kN]	Δ_r [mm]	Δ_{slip} [mm]	Δ_{cbwf} [mm]	Δ_{cop} [mm]	$\Delta_{cT-stub}$ [mm]	Δ_{cJL} [mm]	Δ_c [mm]	Φ [mrad]	M_j [kNm]
0,0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
117,1	0,01	0,13	0,00	0,00	0,04	0,00	0,16	0,40	47,64
152,3	0,08	0,17	0,00	0,00	0,05	0,01	0,29	0,75	61,93
419,6	0,52	0,47	0,00	0,00	0,13	0,02	1,13	2,67	170,63
566,5	15,81	0,63	0,00	0,00	0,17	0,03	16,64	40,77	230,36

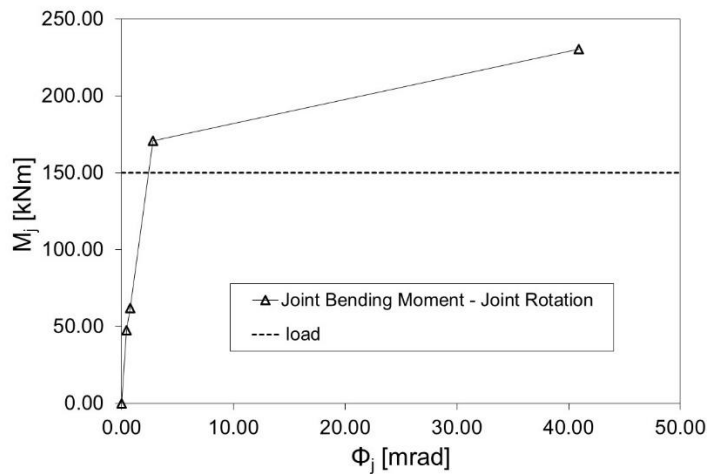


Abbildung 9.38: Momenten-Rotationskurve des Verbundanschlusses

9.7 Bemessung eines Rahmens unter Berücksichtigung der Steifigkeiten

In diesem Beispiel wird die Bemessung eines Portalrahmens unter Berücksichtigung der Steifigkeiten durchgeführt. Der Rahmen besteht aus Stützen, die aus einem HEB 180 Profil und einem Binder aus einem IPE 270 Profil gefertigt sind. Die Stahlgüte der Profile ist S 235 JR mit einer Streckgrenze von $f_y=235 \text{ N/mm}^2$ und die Profile können der Querschnittsklasse 1 zugeordnet werden. Es werden die Teilsicherheitsbeiwerte, $\gamma_{M0}=1,0$ und $\gamma_{M1}=1,1$ berücksichtigt. In Abbildung 9.40 sind die Lasten, in Tabelle 9.7 die Lastwerte und in Tabelle 9.8 die Lastkombinationen dargestellt.

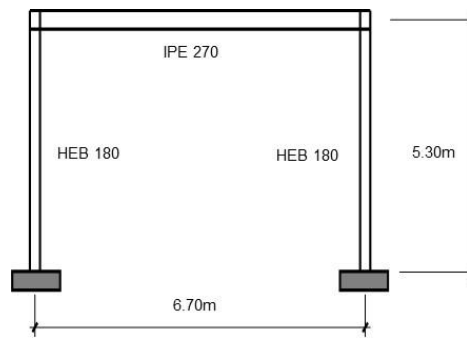


Abbildung 9.39: Portalrahmen

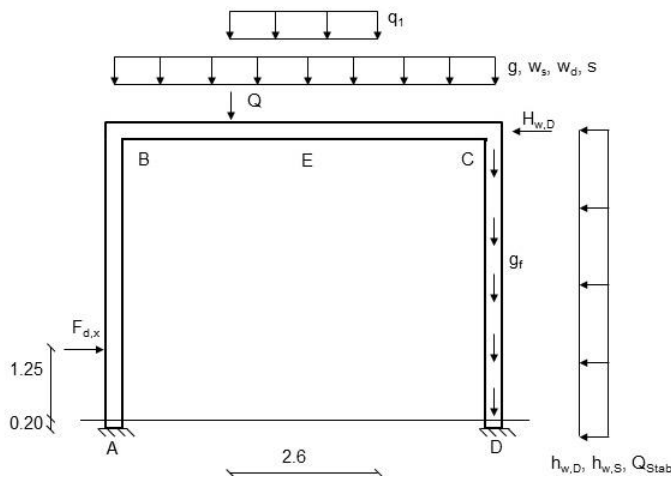


Abbildung 9.40: Einwirkende Lasten des Portalrahmens

Tabelle 9.7: Einwirkende Lasten

<u>Eigengewicht und ständige Lasten</u>	<u>Windlasten</u>
$g_f = 0.5 \cdot 5.3 \approx 2.7 \text{ kN/m}$	$h_{w,D} = 0.8 \cdot 0.65 \cdot 5.3 = 2.7 \text{ kN/m}$
$g = 4.8 \text{ kN/m}$	$H_{w,D} = 0.4 \cdot 0.8 \cdot 0.65 \cdot 5.3 = 1.1 \text{ kN}$
$s = 5.0 \text{ kN/m}$	$h_{w,S} = 0.5 \cdot 0.65 \cdot 5.3 = 1.7 \text{ kN/m}$
$q_1 = 3.0 \text{ kN/m}$, $b = 2.6 \text{m}$ (Betriebsmittel)	Anpralllasten (EN1991-1-7:2006)
$Q_1 = 9.8 \text{ kN}$	$F_{d,x} = 100 \text{ kN}$ ($h=1.45 \text{m}$)
$w_D = 0.8 \text{ kN/m}$	Imperfektionen
$w_S = -3.9 \text{ kN/m}$	$r_2 = 0.85$, $n = 2$
	$\max Q_{Stab} \approx (48+58) \cdot 0.85/200 < 0.5 \text{ kN}$ (Dem Windlastfall zugerechnet)

Tabelle 9.8: Lastkombinationen

LC 1	$(g+g_f) \cdot 1.35$
LC 2	$(g+g_f) \cdot 1.35 + \cdot 1.5$
LC 3	$(g+g_f) \cdot 1.35 + s \cdot 1.5 + q_1 \cdot 1.5 \cdot 0.7$
LC 4	$(g+g_f) \cdot 1.35 + s \cdot 1.5 + (w+w_D) \cdot 1.5 \cdot 0.6 + q_1 \cdot 1.5 \cdot 0.7$
LC 5	$(g+g_f) \cdot 1.35 + s \cdot 1.5 \cdot 0.5 + (w+w_D) \cdot 1.5 + q_1 \cdot 1.5 \cdot 0.7$
LC 6	$(g+g_f) \cdot 1.35 + s \cdot 1.5 - (w+w_D) \cdot 1.5 \cdot 0.6 + q_1 \cdot 1.5 \cdot 0.7$
LC 7	$(g+g_f) \cdot 1.35 + s \cdot 1.5 \cdot 0.5 - (w+w_D) \cdot 1.5 + q_1 \cdot 1.5 \cdot 0.7$
LC 8	$(g+g_f) \cdot 1.0 + (w+w_S) \cdot 1.5$
LC 9	$(g+g_f) \cdot 1.0 + q_1 \cdot 1.0 + \text{Anprall} + s \cdot 0.2$ (Außergewöhnlicher Lastfall – Anpralllast)

Der Nachweis des Portalrahmens wird in folgen Schritten durchgeführt:

- Schritt 1: Globale Schnittgrößenermittlung der Stahlstruktur mit voll eingespannten Stützenfüßen. Berechnung der inneren Schnittgrößen und Ermittlung der zugehörigen Verformungen unter den unterschiedlichen Beanspruchungskombinationen.
- Schritt 2: Nachweis der Stützen und des Riegels.
- Schritt 3: Nachweis des Träger-Stützenanschlusses hinsichtlich der Steifigkeit und der Tragfähigkeit.
- Schritt 4: Nachweis des Stützenfußes.
- Schritt 5: Erneute Berechnung der inneren Schnittgrößen des Systems unter Berücksichtigung der Steifigkeiten der Lagerungen.

Schritt 1 – Globale Schnittgrößenermittlung

Aus der Schnittgrößenberechnung nach Theorie I. Ordnung ergeben sich die Schnittgrößen, die in Abbildung 9.41 bis Abbildung 9.43 dargestellt sind. In Abbildung 9.44 sind die horizontalen Verformungen infolge Wind dargestellt. Es ist für jede Kombination notwendig, dass überprüft wird, ob in der statischen Berechnung Effekte nach Theorie II. Ordnung berücksichtigt werden müssen. Mit den folgenden vereinfachten Ansätzen kann dies für ebene Tragwerke überprüft werden.

EN 1993-1-1, 5.2.1 [10]

$$\alpha_{cr} = \left(\frac{H_{Ed}}{V_{Ed}} \right) \cdot \left(\frac{h_i}{\delta_{H,Ed}} \right)$$

Mit:
 H_{Ed} Bemessungswert der gesamten horizontalen Last,
 V_{Ed} Bemessungswert der gesamten vertikalen Last,
 $\delta_{H,Ed}$ relative Horizontalverschiebung des oberen Stockwerkknotens gegenüber dem unteren Stockwerkknoten infolge horizontaler Lasten;
 h_i Stockwerkshöhe.

In diesem Fall, in dem α_{cr} stets größer ist als 10 ist eine Berechnung nach Theorie I. Ordnung ausreichend. Die maximalen Verformungen betragen am oberen Knoten 17 mm.

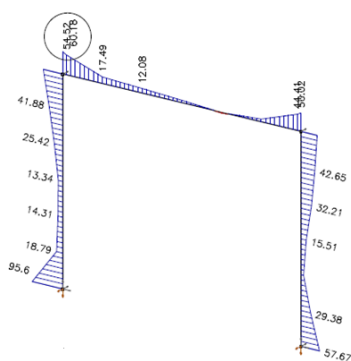


Abbildung 9.41: System mit den max. Biegemomenten aller Lastkombinationen [kNm]

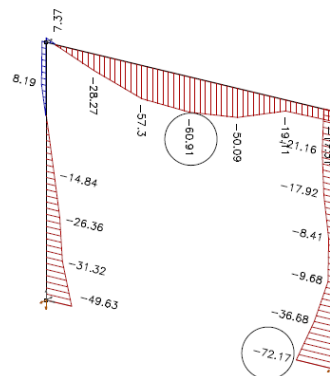


Abbildung 9.42: System mit den min. Biegemomenten aller Lastkombinationen [kNm]

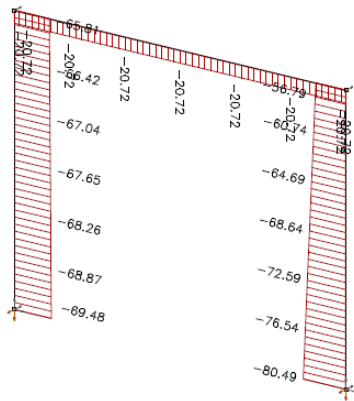


Abbildung 9.43: System mit den max. Normalkräften aller Lastkombinationen [kN]

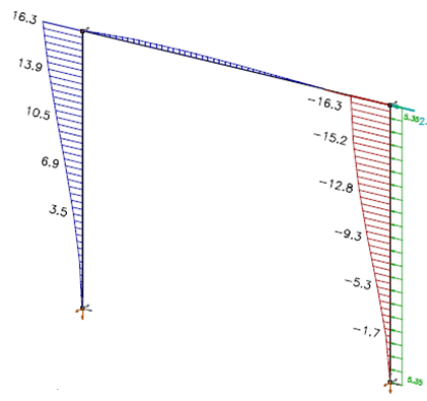


Abbildung 9.44: Beanspruchung und Verschiebungen in x-Richtung [kN; mm]

Schritt 2: Nachweis der Stützen und des Riegels

Der Nachweis der Stützen und des Binders erfolgt mit dem EC 3 Steel Member Calculator [60].

Nachweis des HEP 180 Profils für die Stützen:

Bemesungsschnittgrößen LC 6	Tragfähigkeiten	Knick- und Biegedrillknickwiderstand	Nachweis
$N_{min,d} = -80 \text{ kN}$	$N_{c,Rd} = -1533 \text{ kN}$	$N_{b,y,Rd} = -1394 \text{ kN}$	$\varepsilon (N + My + V) \leq 1$ 0.477
$M_{Ay,d} = 51 \text{ kNm}$	$M_{y,c,Rd} = 113.1 \text{ kNm}$	$N_{b,z,Rd} = 581 \text{ kN}$	$\varepsilon (M_b + N_{by} (6,61)) \leq 1$ 0.265
$M_{B'y,d} = 45 \text{ kNm}$	$V_{c,Rd} = 274 \text{ kN}$	$M_{b,Rd} = 102.8 \text{ kNm}$	

Nachweis des IPE 270 Profils für den Riegel:

Bemesungsschnittgrößen LC 4	Tragfähigkeiten	Knick- und Biegedrillknickwiderstand	Nachweis
$N_{min,d} = -19 \text{ kN}$	$N_{c,Rd} = 1079.7 \text{ kN}$	$M_{b,Rd} = 103,4 \text{ kNm}$	$\varepsilon (N + My + V) \leq 1$ 0.536
$M_{Ey,d} = 61 \text{ kNm}$	$M_{y,c,Rd} = 113.7 \text{ kNm}$		$\varepsilon (M_b) + N_{by} (6,61) \leq 1$ 0.265
$M_{B'y,d} = -51 \text{ kNm}$	$V_{c,Rd} = 300.4 \text{ kN}$		

Schritt 3: Nachweis des Träger-Stützenanschlusses hinsichtlich Steifigkeit und der Schubtragfähigkeit

Die Verbindung zwischen dem Riegel und den Stützen ist in Abbildung 9.45 dargestellt. Die Kopfplatte hat eine Höhe von 310 mm, eine Dicke von 30 mm und eine Breite von 150 mm. Träger und Stütze sind mit vier M20 10.9 Schrauben miteinander verbunden.

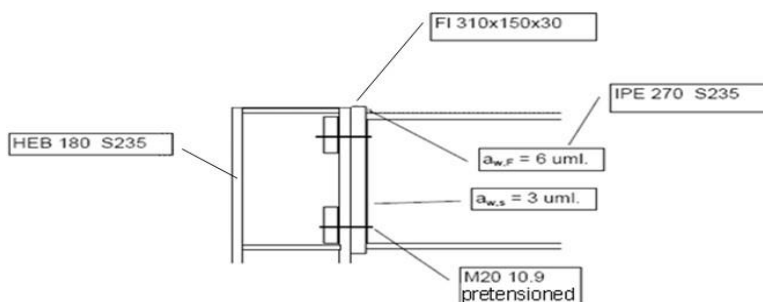


Abbildung 9.45: Geometrie des Träger-Stützenanschlusses

Mit Hilfe von [59] wird der Nachweis des Anschlusses durchgeführt. Die daraus resultierende Momenten-Rotationskurve ist in Abbildung 9.46 dargestellt.

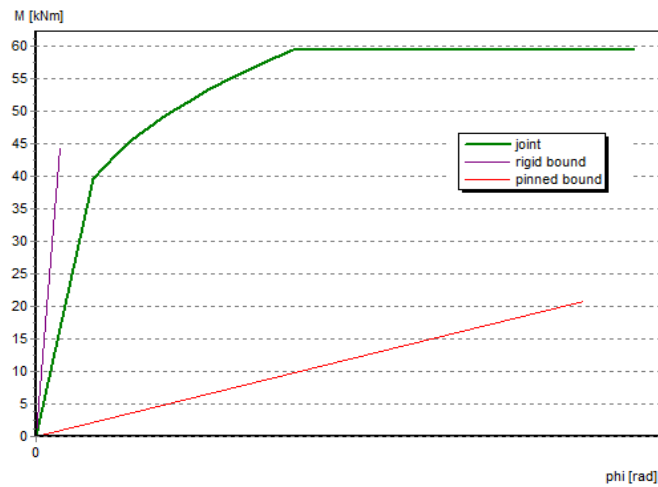


Abbildung 9.46: Momenten-Rotationskurve des Träger-Stützenanschlusses

Schritt 3: Nachweis des Stützenfußes

Die geometrischen Daten des Stützenfußes sind:

- Abmessungen der Fußplatte: 360 x 360 x 30 mm, S235;
- Abmessungen des Betonfundaments: 600 x 600 x 800 mm, C 30/37;
- Schweißnähte: $a_{w,Fl} = 7$ mm, $a_{w,St} = 5$ mm;

Es gilt für die Bemessungslasten:

Characteristic	LC	$N_{x,d}$ [kN]	$M_{y,d}$ [kNm]
Min	6	-80	51
Max	9	-31.6	95.6

In Abbildung 9.47 sind die geometrischen Werte der Stützenfußplatte dargestellt.

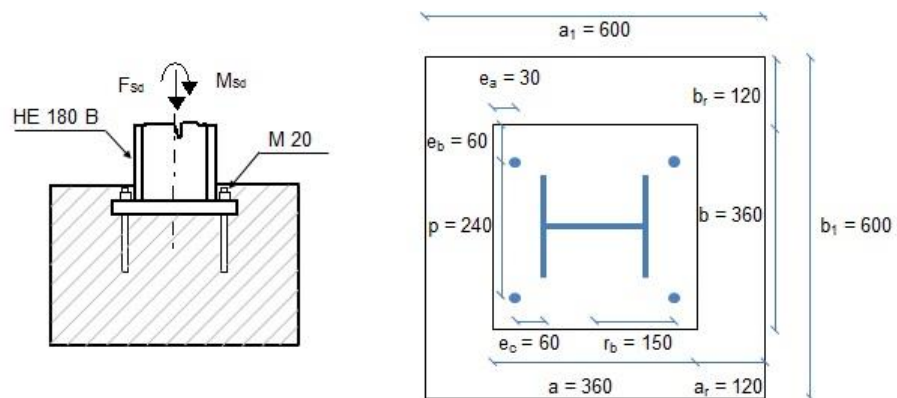


Abbildung 9.47: Geometrische Werte des Stützenfußes

Für den Nachweis werden folgende Schritte ausgeführt:

- a) Berechnung der Tragfähigkeit der Fußplatte auf Biegung und der Ankerbolzen auf Zug.
- b) Berechnung der Fläche, die auf Druck beansprucht ist.
- c) Berechnung der Ausbreitungsbreite c.
- d) Berechnung der wirksamen Breite und der Momenten Tragfähigkeit.

- e) Nachweis des Stützenfußes an sich.
- f) Berechnung der Steifigkeit der auf Biegung beanspruchten Platte.
- g) Berechnung der Steifigkeit der zugbeanspruchten Teile, wie Bolzen oder T-Stummel.
- h) Berechnung der Rotationssteifigkeit.

a) Berechnung der Tragfähigkeit der Fußplatte auf Biegung und der Ankerbolzen auf Zug

Es folgt für den Hebelarm des Ankerbolzens mit einer Schweißnaht von $a_{w,Fl} = 7$ mm:

$$m = 60 - 0.8 \cdot a_{wf} \cdot \sqrt{2} = 60 - 0.8 \cdot 7 \cdot \sqrt{2} = 52.1 \text{ mm}$$

Es gilt für die Länge des T-Stummels, in Stützenfußplatten, für die Abstützkräfte nicht berücksichtigt werden müssen:

$$l_{\text{eff},1} = \min \left\{ \begin{array}{l} 4 \cdot m + 1.25 \cdot e_a = 4 \cdot 52.1 + 1.25 \cdot 30 = 245.9 \\ 4 \cdot \pi \cdot m = 4 \cdot \pi \cdot 52.1 = 654.7 \\ 0.5 b = 0.5 \cdot 360 = 180 \\ 2 \cdot m + 0.625 \cdot e_a + 0.5 \cdot p = 2 \cdot 52.1 + 0.625 \cdot 30 + 0.5 \cdot 240 = 243 \\ 2 \cdot m + 0.625 \cdot e_a + e_b = 2 \cdot 52.1 + 0.625 \cdot 30 + 60 = 183 \\ 2 \cdot \pi \cdot m + 4 \cdot e_b = 2 \cdot \pi \cdot 52.1 + 4 \cdot 60 = 567.4 \\ 2 \cdot \pi \cdot m + 2 \cdot p = 2 \cdot \pi \cdot 52.1 + 2 \cdot 240 = 807.4 \end{array} \right.$$

$$l_{\text{eff},1} = 180 \text{ mm}$$

Die wirksame Länge des Ankerbolzens L_b kann wie folgt angenommen werden:

$$L_b = 8 \cdot d + t = 8 \cdot 20 + 30 = 190 \text{ mm}$$

Die Tragfähigkeit eines T-Stummels mit zwei Ankerbolzen bestimmt sich zu:

$$F_{T,1,Rd}^* = \frac{2 \cdot L_{\text{eff},1} \cdot t^2 \cdot f_y}{4 \cdot m \cdot \gamma_{M0}} = \frac{2 \cdot 180 \cdot 30^2 \cdot 235}{4 \cdot 52.1 \cdot 1} = 365.4 \cdot 10^3 \text{ N}$$

Es folgt für die Zugtragfähigkeit von zwei Ankerbolzen M20 mit einem Spannungsquerschnitt von $A_s = 314$ mm:

$$F_{T,3,Rd} = 2 \cdot B_{t,Rd} = 2 \cdot \frac{0.9 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{mb}} = \frac{0.9 \cdot 360 \cdot 314}{1.25} = 162.8 \cdot 10^3 \text{ N}$$

b) Berechnung der Fläche, die auf Druck beansprucht ist

Zur Bestimmung der Tragfähigkeit auf der Druckseite des Stützenfußes wird der Lastverteilungsfaktor k_j bestimmt:

$$a_1 = b_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} a + 2 \cdot a_r = 360 + 2 \cdot 120 = 600 \\ 3 \cdot a = 3 \cdot 360 = 1080 \\ a + h = 360 + 800 = 1160 \end{array} \right\} = 600 \text{ mm}$$

und $a_1 = b_1 = 600 \text{ mm} > \max(a, b)$

Da die oben aufgeführten Randbedingungen eingehalten sind, folgt für den Lastverteilungsfaktor:

$$k_j = \sqrt{\frac{a_1 \cdot b_1}{a \cdot b}} = \sqrt{\frac{600 \cdot 600}{360 \cdot 360}} = 1,67$$

Die Mörtelschicht hat keinen Einfluss auf die Betontragfähigkeit, da folgende Bedingungen eingehalten sind:

$$0.2 \min(a; b) = 0.2 \cdot \min(360; 360) = 72 \text{ mm} > 30 \text{ mm} = t$$

INFASO+ Handbuch I Abbildung 4.3 (links)

EN 1993-1-8 6.2.6.4 [11] / Wald et al, 2008 [54] / INFASO+ Handbuch I Tabelle 4.2

INFASO+ Handbuch I Abbildung 4.1 (links)

EN 1993-1-8, 6.2.4.1 [11]

EN 1993-1-8, 6.2.4.1 [11]

EN 1993-1-8, 6.2.5 [11]

INFASO+ Handbuch I Abbildung 3.5 (links)

EN 1993-1-8, 6.2.5 [11]

Die Betontragfähigkeit bestimmt sich zu:

$$f_{j,d} = \frac{2}{3} \cdot \frac{k_j \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{2}{3} \cdot \frac{1.67 \cdot 30}{1.5} = 22.3 \text{ MPa}$$

Für jeden Lastfall wird aus dem Kräftegleichgewicht in vertikaler Richtung $F_{Sd} = A_{eff} f_j - F_{t,Rd}$ die belastete Betonfläche A_{eff} unter Druck für den Fall der vollen Tragfähigkeit der Zugkomponente berechnet.

$$A_{eff-LC6} = \frac{F_{Sd-LC6} + F_{Rd,1}}{f_j} = \frac{80 \cdot 10^3 + 365.4 \cdot 10^3}{22.3} = 19\,973.1 \text{ mm}^2$$

$$A_{eff-LC9} = \frac{F_{Sd-LC9} + F_{Rd,1}}{f_j} = \frac{31.6 \cdot 10^3 + 365.4 \cdot 10^3}{22.3} = 17\,802.7 \text{ mm}^2$$

c) Berechnung der Ausbreitungsbreite c

Die nachgiebige Fußplatte wird in eine starre Fußplatte mit äquivalenter Fläche überführt. Mit der folgenden Gleichung wird die Ausbreitungsbreite c im Bereich der Fußplatte bestimmt. Diese ist in Abbildung 9.18 dargestellt.

EN 1993-1-8, 6.2.5 [11]

$$c = t \cdot \sqrt{\frac{f_y}{3 \cdot f_j \cdot \gamma_{M0}}} = 30 \cdot \sqrt{\frac{235}{3 \cdot 22.3 \cdot 1}} = 56.2 \text{ mm}$$

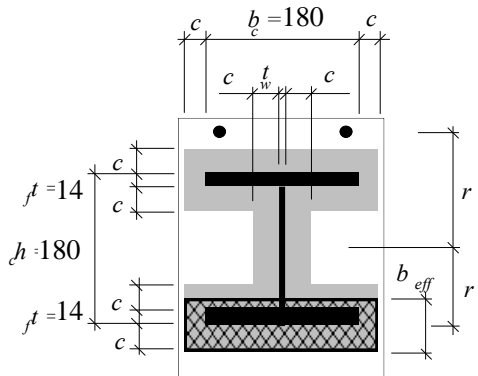


Abbildung 9.48: Wirksame Fläche unter der Fußplatte

d) Berechnung der wirksamen Breite und der Momententragfähigkeit

Die wirksame Breite wird aus der vorhandenen Druckfläche ermittelt.

EN 1993-1-8, 6.2.5 [11]

$$b_{eff-LC6} = \frac{A_{eff-LC6}}{b_c + 2 \cdot c} = \frac{19\,937.1}{180 + 2 \cdot 57.2} = 68.3 \text{ mm} < t_f + 2 \cdot c = 14 + 2 \cdot 56.2 = 126.4 \text{ mm}$$

$$b_{eff-LC9} = \frac{A_{eff-LC9}}{b_c + 2 \cdot c} = \frac{17\,802.7}{180 + 2 \cdot 57.2} = 60.9 \text{ mm} < t_f + 2 \cdot c = 14 + 2 \cdot 56.2 = 126.4 \text{ mm}$$

Der Hebelarm der Druckflächen zur Symmetrieachse der Stütze bestimmt sich zu:

$$r_{c-LC6} = \frac{h_c}{2} + c - \frac{b_{eff-LC6}}{2} = \frac{180}{2} + 56.2 - \frac{68.3}{2} = 112.1 \text{ mm}$$

$$r_{c-LC9} = \frac{h_c}{2} + c - \frac{b_{eff-LC9}}{2} = \frac{180}{2} + 56.2 - \frac{60.9}{2} = 115.8 \text{ mm}$$

Es folgt für die Momententragfähigkeiten:

$$M_{Rd-LC6} = F_{T,1,Rd} \cdot r_t + A_{eff-LC6} \cdot f_j \cdot r_{c-LC6} = 104.7 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd-LC9} = F_{T,1,Rd} \cdot r_b + A_{eff-LC9} \cdot f_j \cdot r_{c-LC9} = 100.8 \text{ kNm}$$

e) Nachweis des Stützenfußes an sich

Des Weiteren muss die Normalkrafttragfähigkeit und die Momenten­tragfähigkeit des Profils überprüft werden.

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{6\,525 \cdot 235}{1} = 1\,533.3 \text{ kN}$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{481 \cdot 10^3 \cdot 235}{1} = 113.1 \text{ kNm}$$

EN 1993-1-1, 6.2.4 [10]

EN 1993-1-1, 6.2.5 [10]

Durch die Interaktion aus Normalkraft und Momentenbeanspruchung muss die Momenten­tragfähigkeit reduziert werden.

$$M_{Ny,Rd} = M_{pl,Rd} \cdot \frac{1 - \frac{N_{Sd}}{N_{pl,Rd}}}{1 - 0.5 \cdot \frac{A - 2 \cdot b \cdot t_f}{A}} = 113.0 \cdot \frac{1 - \frac{80}{1\,533.4}}{1 - 0.5 \cdot \frac{6\,525 - 2 \cdot 180 \cdot 14}{6\,525}} = 84 \text{ kNm}$$

EN 1993-1-1, 6.2.9 [10]

f) Berechnung der Steifigkeit der auf Biegung beanspruchten Platte

Die Fußplatte wird hinsichtlich der einwirkenden Lasten und nicht hinsichtlich der Tragfähigkeit des Stützenprofils dimensioniert. Die jeweiligen Komponenten­steifigkeiten werden für die Berechnung der Biegesteifigkeit des Profils im Folgenden er­rechnet.

$$k_b = 2.0 \cdot \frac{A_s}{L_b} = 2.0 \cdot \frac{314}{190} = 3.3 \text{ mm}$$

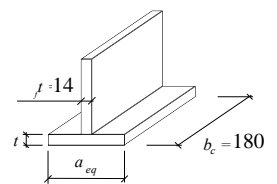
$$k_p = \frac{0.425 \cdot L_{beff} \cdot t^3}{m^3} = \frac{0.425 \cdot 180 \cdot 30^3}{52.1^3} = 14.6 \text{ mm}$$

EN 1993-1-8, 6.3 [10]

Die Steifigkeit des Betons kann basierend auf den Berechnungen zur Komponente "T-Stummel auf Druck" bestimmt werden.

$$a_{eq} = t_f + 2.5 \cdot t = 14 + 2.5 \cdot 30 = 89 \text{ mm}$$

$$k_c = \frac{E_c}{1.275 \cdot E_s} \cdot \sqrt{a_{eq} \cdot b_c} = \frac{33\,000}{1.275 \cdot 210\,000} \cdot \sqrt{89 \cdot 180} = 15.6 \text{ mm}$$



EN 1993-1-8, 6.3 [11]

g) Berechnung der Steifigkeit der zugbeanspruchten Teile, wie Bolzen oder T-Stummel

Der Hebelarm der Zugkomponente und der Druckkomponente zur neutralen Faser wird mit den folgenden Gleichungen bestimmt:

$$r_t = \frac{h_c}{2} + e_c = \frac{180}{2} + 60 = 150 \text{ mm}$$

$$r_c = \frac{h_c}{2} - \frac{t_f}{2} = \frac{180}{2} - \frac{14}{2} = 83 \text{ mm}$$

EN 1993-1-8, 6.3 [11]

Die Steifigkeit der Zugkomponente, die aus den Komponenten der Bolzen und des T-Stummels besteht, ist:

$$k_t = \frac{1}{\frac{1}{k_b} + \frac{1}{k_p}} = \frac{1}{\frac{1}{3.30} + \frac{1}{14.6}} = 2.7 \text{ mm}$$

EN 1993-1-1, 6.2.9 [10]

h) Berechnung der Rotationssteifigkeit

Zur Bestimmung der Anfangssteifigkeit der Fußplatte wird der Hebelarm \$r\$ und \$a\$ berechnet.

$$r = r_t + z_c = 150 + 83 = 233 \text{ mm}$$

$$a = \frac{k_c \cdot r_{c1} - k_t \cdot r_t}{k_c + k_t} = \frac{15.6 \cdot 83 - 2.7 \cdot 150}{15.6 + 2.7} = 43.26 \text{ mm}$$

EN 1993-1-1, 6.2.9 [10]

Die Anfangssteifigkeit $S_{j,ini}$ wird unter Annahme einer konstanten Exzentrizitäten e bestimmt.

EN 1993-1-8, 6.3 [11]

$$e_{LC-6} = \frac{M_{Rd-LC6}}{F_{Sd-LC6}} = \frac{104.7 \cdot 10^6}{80.0 \cdot 10^3} = 1\,308.8 \text{ mm}$$

$$e_{LC-9} = \frac{M_{Rd-LC9}}{F_{Sd-LC9}} = \frac{100.8 \cdot 10^6}{31.6 \cdot 10^3} = 3\,189.9 \text{ mm}$$

$$S_{j,ini-LC6} = \frac{e_{LC-6}}{e_{LC-6} + a} \cdot \frac{E_s \cdot r^2}{\mu \sum_i \frac{1}{k_i}} = \frac{1\,308.8}{1\,308.8 + 3\,189.9} \cdot \frac{210\,000 \cdot 233^2}{1 \cdot \left(\frac{1}{2.7} + \frac{1}{15.6}\right)} = 25\,301 \text{ kNm/rad}$$

$$S_{j,ini-LC9} = \frac{e_{LC-9}}{e_{LC-9} + a} \cdot \frac{E_s \cdot r^2}{\mu \sum_i \frac{1}{k_i}} = \frac{3\,189.9}{3\,189.9 + 3\,189.9} \cdot \frac{210\,000 \cdot 233}{1 \cdot \left(\frac{1}{2.7} + \frac{1}{15.6}\right)} = 25\,846 \text{ kNm/rad}$$

Die oben bestimmten Werte für die Steifigkeiten erfüllen nicht die Bedingungen für starre Stützenfüße

EN 1993-1-8 Gl. (5.2) [11]

$$S_{j,ini} \geq 30 E \cdot I_b / L_b = 45\,538 \text{ kNm/rad}$$

Schritt 5: Erneute Berechnung der inneren Schnittgrößen des Systems unter Berücksichtigung der Steifigkeiten der Lagerungen

Die Schritte 1 bis 4 sollten für die Berechnung der inneren Schnittgrößen unter Berücksichtigung der Rotationssteifigkeit der Stützenfüße ausgeführt werden. In der Tabelle 9.9 sind die Ergebnisse der statischen Berechnung unter Berücksichtigung einer starren oder nachgiebigen Modellierung berücksichtigt.

Tabelle 9.9: Vergleich der inneren Schnittgrößen zwischen einem Modell mit starren Stützenfüßen und dem Modell mit den errechneten Steifigkeiten

Lastfall	Stützenfußsteifigkeit	Punkt A		Punkt B		Punkt C		Punkt D	
		N [kN]	M [kNm]	N [kN]	M [kNm]	N [kN]	M [kNm]	N [kN]	M [kNm]
6	Biegesteif	57.0	1.6	54.0	27.7	56.0	49.3	80.0	51.0
	Nachgiebig	56.9	3.1	53.3	24.3	57.1	-40.7	80.8	48.4
9	Biegesteif	31.6	95.6	-29	-18.7	29.0	-36.0	47.0	32.6
	Nachgiebig	30.5	87.3	27.9	-17.7	30.9	-40.6	48.4	34.7

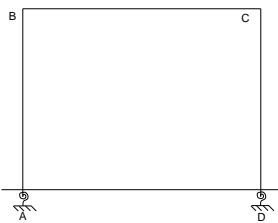
Für die Lastkombination LC 6 wurde ein statisches Modell mit zwei Rotationsfedern mit einer Steifigkeit von 25. 301 kNm/rad verwendet. Für die LC 9 wurde die Rotationssteifigkeit auf 25 846 kNm/rad angepasst. Auf Grund des Näherungscharakters der Steifigkeitswerte in Schritt 4 ist es gerechtfertigt die Steifigkeitswerte wie o.g. auf vereinfachte Art und Weis auszuführen.

Aus der oben dargestellten Tabelle ist ersichtlich, dass die Unterschiede der inneren Schnittgrößen vernachlässigbar sind. In Tabelle 9.10 sind diese Ergebnisse bezüglich der Anschlusseigenschaften dargestellt.

Tabelle 9.10: Unterschiede der Anschlusseigenschaften bei einer biegesteifen und einer nachgiebigen Modellierung

Lastfall	Stützenfußsteifigkeit	A_{eff} [mm ²]	b_{eff} [mm]	r_c [mm]	M_{rd} [kNm]	$S_{j,ini}$ [kNm/rad]
6	Biegesteif	19 973.1	68.3	112.1	104,7	25 301
	Nachgiebig	20 008.0	68.4	112.0	104,8	25 268
9	Biegesteif	17 802.7	60.9	115.8	100,8	25 846
	Nachgiebig	17 757.0	60.7	115.8	100,7	25 344

Der Stützenfuß kann die auftretenden Schnittgrößen nach Tabelle 9.10 aufnehmen



10 Zusammenfassung

Dieses Handbuch fasst die gewonnenen Forschungsergebnisse des Forschungsprojektes INFASO RFS-CR-2012-00022 „New Market Chances for Steel Structures by Innovative Fastening Solutions between Steel and Concrete“ und des Nachfolgeprojekts RFS2-CT-2012-00022 “Valorisation of Knowledge for Innovative Fastening Solutions between Steel and Concrete“ zusammen. Dieses Handbuch wurde von Wissenschaftlern zweier unterschiedlicher Forschungsbereiche verfasst. Aus dem Bereich der Befestigungstechnik vertreten durch das Institut für Werkstoffe im Bauwesen der Universität Stuttgart und aus dem Gebiet des Stahlbaus durch das Institut für Konstruktion und Entwurf der Universität Stuttgart und des Department of Steel and Timber Structures der Czech Technical University in Prague. Der Praxisbezug des Projektes wurde sichergestellt, indem folgende Industriepartner und Organisationen maßgeblich am Entstehen beteiligt waren:

- Gabinete de Informática e Projecto Assistido Computador Lda., Coimbra;
- Goldbeck West GmbH, Bielefeld;
- stahl+verbundbau GmbH, Dreieich;
- European Convention for Constructional Steelwork, Bruxelles.

In diesem Handbuch wird der Entwurf von drei unterschiedlichen Anschlüssen zwischen Stahl und Beton mit Kopfbolzen beschrieben. Die entwickelten Modelle basieren auf der Komponentenmethode und lassen eine Bemessung von Anschlüssen zu, die in horizontaler Richtung wirken wie zum Beispiel den Träger-Stützen-Anschlüssen und in vertikaler Richtung für Anschlüsse an Fundamenten. Das Tragverhalten der einzelnen Komponenten ist hinsichtlich der Tragfähigkeit, der Steifigkeit und des Verformungsvermögens sowohl für die Stahlkomponenten, als auch für Betonkomponenten zusammengefasst. Diese Komponenten sind:

- Kopfbolzen auf Zug (Stahlversagen, Betonversagen , Herausziehen des Kopfbolzen);
- Kopfbolzen auf Schub (Stahlversagen, Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite);
- Rückhängebewehrung auf Zug;
- Beton auf Druck;
- Reibung unterhalb der Ankerplatte
- Betonanschlussbereich auf Schub (momententragfähiger Verbundanschluss);
- Längsbewehrung auf Zug (momententragfähiger Verbundanschluss);
- Schlupf der Verdübelung (momententragfähiger Verbundanschluss);
- Gewindebolzen auf Schub ;
- Durchstanzen der Ankerplatte;
- Ankerplatte auf Zug;
- Stützen- und Trägerflansch auf Druck;
- Stützenfußplatte auf Druck.

In den Kapiteln 5 und 6 sind Möglichkeiten beschrieben, wie das Tragverhalten der Einzelkomponenten zum Gesamttragverhalten des Anschlusses bezüglich der Steifigkeit und der Tragfähigkeit bestimmt werden kann. Die vorgeschlagenen Berechnungsansätze lassen die Berücksichtigung von Beanspruchungen auf den Anschluss aus Normal-, Querkräften und Biegemomenten zu. In der globalen Analyse in Kapitel 7 wird die Auswirkung der Knotensteifigkeit des Anschlusses auf das Gesamttragverhalten des Systems berücksichtigt. Die Toleranzen, die einen entscheidenden Einfluss auf den Entwurf der Anschlüsse haben, werden in Kapitel 8 beschrieben. Praxisbeispiele in Kapitel 9 machen die Anwendung der Theorie der gelenkigen Anschlüsse, der Stützenfüße und der Verbundanschlüsse in der Praxis deutlich.

11 Literaturverzeichnis

Normen und Richtlinien

- [1] CEN/TS 1992-4-1: *Bemessung der Verankerungen von Befestigungen im Beton – Teil 4-1: Allgemeines*. 2009.
- [2] CEN/TS 1992-4-2: *Bemessung der Verankerungen von Befestigungen im Beton – Teil 4-2: Kopfbolzen*. 2009.
- [3] CEB-FIP Model Code: *CEB-FIP Model Code 1990*. 1993.
- [4] CEB Bulletin 58: *Design of anchorage in concrete*. 2011.
- [5] DIN EN 1090-2: *Ausführung von Stahltragwerken und Aluminiumtragwerken – Teil 2: Technische Regeln für die Ausführung von Stahltragwerken*. 2008.
- [6] DIN EN 13670: *Ausführung von Tragwerken aus Beton*. März 2011.
- [7] DIN EN 1990: *Eurocode 0 – Grundlagen der Tragwerksplanung*. Dezember 2010.
- [8] DIN EN 1991-1-1: *Eurocode 1 – Einwirkungen auf Tragwerke. Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen – Wichten, Eigengewicht, Nutzlasten im Hochbau*. Dezember 2010.
- [9] DIN EN 1992-1-1: *Eurocode 1 – Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*. Januar 2011.
- [10] DIN EN 1993-1-1: *Eurocode 3 – Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*. Dezember 2010.
- [11] DIN EN 1993-1-8: *Eurocode 3 – Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 1-8: Bemessung von Anschlüssen*. Dezember 2010.
- [12] 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*. Dezember 2010.
- [13] EN 206-1: *Beton – Teil 1: Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität*. Juli 2001.

Fachbücher, Publikationen und Dissertationen

- [14] Aribert, J. M.: *Influence of Slip on Joint Behavior*, Connections in Steel Structures III, Behavior, Strength and Design, Third International Workshop, Trento, 1995.
- [15] Astaneh, A.; Bergsma, G.; Shen J. H.: *Behavior and Design of Base Plates for Gravity, Wind and Seismic Loads*, in AISC, National Steel Construction Conference, Las Vegas, 1992.
- [16] Anderson, D. et al.: *Design of Composite Joints for Buildings*, Publication 109, TC11, Composite Structures, Belgium, 1999.
- [17] Bailey, C.; Both, K.; Burgees, I.; Dowling, J.; Kirby, B.; Kruppa, J.; Lennon, T.; Martin, D.; Moore, D.; Newman, G.; O'Connor, M.; Plank, R.; Robinson, J.; Twilt, L.; Wang, Y.; Zhao, B.: *The behaviour of multi-storey steel framed buildings in fire*, European Joint Research Programme, British Steel plc, Swinden Technology Centre, South Yorkshire, 1999.
- [18] Bouwman, L. P.; Gresnigt, A. M.; Romeijn, A.: *Research into Connection of Steel Base Plates to Concrete Foundations*, TU-Delft Stevin Laboratory Report05/C6, Delft, 1989.
- [19] DeWolf, J. T.; Sarisley, E. F.: *Column Base Plates with Axial Loads and Moments*, Journal of the Structural Division, S. 2167-2184, 1980.
- [20] Demonceau, J.: *Steel and Composite Building Frames: Sway-Response under Conventional Loading*

- and Development of Membrane Effects in Beam Further to an Exceptional Action*, PhD Thesis, University of Liege, Liege, 2008.
- [21] Demonceau, J. F.; Huvelle, C.; Comeliau, L.; Hoang, L.V.; Jaspert, J.P.; Fang, C.; et al: *Robustness of car parks against localised fire*, European Commission, Final Report RFSR-CT-2008-00036, Brussels, 2012.
- [22] Di Sarno, L.; Pecce, M. R.; Fabbrocino, G.: *Inelastic Response of Composite Steel and Concrete Base Column Connections*, Journal of Constructional Steel Research 63, S 819-832, 2007.
- [23] Eligehausen, R.; Mallée, R.; Silva, J. F.: *Anchorage in Concrete Construction*, Ernst und Sohn Verlag, Darmstadt, 2006.
- [24] Ermopoulos, J. C.; Stamatopoulos, G. N.: *Mathematical Modelling of Column Base Connections*, Journal of Constructional Steel Research, Volume 36, S. 79-100, 1996.
- [25] Fang, C.; Izzuddin, B. A.; Elghazouli, A. Y.; Nethercot, D. A.: *Robustness of steel-composite building structures subject to localised fire*, Fire Safety Journal, Volume 46, p.348-363, 2011.
- [26] Furche, J.: *Zum Trag- und Verschiebungsverhalten von Kopfbolzen bei zentrischem Zug*, PhD Thesis, IWB, University of Stuttgart, 1994.
- [27] Gresnigt, N.; Romeijn, A.; Wald, F.; Steenhuis, M.: *Column Bases in Shear and Normal Force*, HERON Vol. 53, Issue1/2, Delft, 2008.
- [28] Heinisuo, M.; Perttola H.,; Ronni H.: *Joints between Circular Tubes*, Steel Construction 5, S. 101-107, 2012.
- [29] Henriques, J.: *Behavior of Joints: Simple and Efficient Steel-to-Concrete Joints*, PhD Thesis, University of Coimbra, 2013.
- [30] Hofmann, J.: *Tragverhalten und Bemessung von Befestigungen unter beliebiger Querbelastrung in ungerissenem Beton*, PhD Thesis, IWB, University of Stuttgart, 2005.
- [31] Horová, K.; Wald, F.; Sokol, Z.: *Design of Circular Hollow Section Base Plates*, in Eurosteel 2011 6th European Conference on Steel and Composite Structures, S. 249-254, Brüssel, 2011.
- [32] Huber, G.; Tschemmerneegg, F.: *Modelling of Beam-to-Column Joints: Test Evaluation and Practical Application*, Journal of Constructional Steel Research 45, S. 119-216, 1998.
- [33] Jaspert, J. P.: *Design of Structural Joints in Building Frames*, Progress in Structural Engineering and Materials, Volume 4, S 18-34, 2002.
- [34] Jaspert, J. P.: *Recent Advances in the Field of Steel Joints – Column Bases and Further Configurations for Beam-to-Column Joints and Beam Splines*, Professorship thesis, Department MSM, University of Liege, Belgium, 1997.
- [35] Johansen, K. W.: *Pladeformler*, Polyteknisk Forening, Copenhagen, 1949.
- [36] Kuhlmann, U.; Rölle, L.: *Verbundanschlüsse nach Eurocode* in: Kuhlmann, U. (Hrsg.): *Stahlbau-Kalender 2010*, Ernst & Sohn, S. 574-642, 2010.
- [37] Kuhlmann, U.; Hofman, J.; Wald, F.; da Sliva, L.; Krimpmann, M.; Sauerborn, N.; et al: *New market chances for steel structures by innovative fastening solutions between steel and concrete (INFASO)*. Final report, Report EUR 25100 EN, European Commission, 2012.
- [38] Kuhlmann, U.; Hofman, J.; Wald, F.; et al: *Valorisation of Knowledge for Innovative Fastening Solutions between Steel and Concrete (INFASO+)*. Design Manual II, European Commission, 2014.
- [39] Lambe, T. W.; Whitman, R. V.: *Soil Mechanics*, MIT, John Wiley & Sohns, Inc., New York, 1969.
- [40] Maquoi, R.; Chabrolin, B.: *Frame Design Including Joint Behavior*, ECSC, Report 8563, Office for Official Publications of the European Communities, 1998.

- [41] Melchers, R. E.: *Column-Base Response under applied Moment*, Journal of Constructional Steel Research, Volume 23, S.127-143, 1992.
- [42] Moore, D. B.: *Steel Fire Tests on a Building Frames*, Building Research Establishment, Paper No. PD220/95, Watford, S 13,1997.
- [43] Nakashima, S.: *Experimental Behavior of Steel Column-Base Connections*, Report, Osaka Institute of Technology, Osaka, 1996.
- [44] Nakashima, S.: *Mechanical Characteristics of Exposed Portions of Anchor Bolts in Steel Column Bases under Combined tension and Shear*, Journal of Constructional Steel Research, Volume 46, S.206-277, 1998.
- [45] Penserini, P.; Colson, A.: *Ultimate Limit Strength of Column Base Connections*, Journal of Constructional Steel Research, Volume 14, S. 301-320, 1989.
- [46] Pertold, J.; Xiao, R. Y.; Wald, F.: *Embedded Steel Column Bases I: Experiments and Numerical Simulation*, Journal of Constructional Steel Research, Volume 56, S.253-270, 2000.
- [47] Pertold, J.; Xiao, R. Y.; Wald, F.: *Embedded Steel Column Bases II: Design Model Proposal*, Journal of Constructional Steel Research, Volume 56, S.271-286, 2000.
- [48] Pitrakkos, T.; Tizani, W.: *Experimental Behavior of a Novel Anchored Blind-Bolt in Tension*, Engineering Structures, Vol. 49, S. 905- 919, 2013.;
- [49] Romijn, A.: *The Fatigue Behavior of Multiplanar tubular Joints*, HERON Vol. 39, S.3- 14, 2008.
- [50] Simões da Silva, L.: *Ligações metálicas: métodos avançados de análise e dimensionamento*, Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas Volume 51, S. 37-50, 2002.
- [51] Steenhuis, M. Wald, F.; Sokol, Z.; Stark, J.: *Concrete in Compression and Base Plate in Bending*, HERON Vol. 53, Issue1/2, Delft, 2008.
- [52] Thambiratnam, D. P.; Paramasivam, P.: *Base Plates under Axial Loads and Moments*, Journal of Structural Engineering Volume 112, S. 1166-1181, 1986.
- [53] Wald, F.; Bouguin, V.; Sokol, Z.; Muzeau, J. P.: *Effective Length of T-Stub of RHS Column Base Plates*, Connections in Steel Structures IV, 4th International Workshop on connections in Steel Structures, 2000.
- [54] Wald, F.; Sokol, Z.; Jaspart, J. P.: *Base Plate in Bending and Anchor Bolts in Tension*, HERON Vol. 53, Issue1/2, Delft, 2008.
- [55] Wald, F.; Sokol, Z.; Jaspart, J. P.: *Component Method for Steel Column Bases*, HERON Vol. 53, Issue1/2, Delft, 2008.
- [56] Weynand, K.; Jaspart, J. P.; Steenhuis, M.: *The Stiffness Model of Revised Annex J of Eurocode 3 in Connections in Steel Structures III*, Pergamon, New York, S. 441-452, 1996.
- [57] Wilkinson, T.; Ranzi, G.; Williams, P.; Edwards, M.: *Bolt Prying in Hollow Section Base Plate Connections*, Steel Structures and Progress in Structural Stability and Dynamics, Hong Kong, 2009.

Programme und Handbücher

- [58] Abaqus 6.11: *Theory Manual and Users Manuals*, Dassault Systemes Simulia Corp., 2011.
- [59] ACOP software, <http://amsections.arcelormittal.com>
- [60] Associação Portuguesa de Construção Metálica e Mista, EC Steel Member Calculator for iPhone
- [61] Ožbolt, J.: MASA3 – Microplane Analysis Program, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart.

