

# **Anwendung in der Praxis von Anschlüssen zwischen Stahl und Beton**

## **Handbuch II**



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/forschung/INFASOplus/index.html>

Deutschland: <http://www.iwb.uni-stuttgart.de/forschung/Befestigungstechnik/infaso.html>

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

Belgien: <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**

Institut 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

<b>PROJEKTPARTNER .....</b>	<b>III</b>
<b>INHALTSVERZEICHNIS .....</b>	<b>V</b>
<b>1 EINLEITUNG .....</b>	<b>1</b>
1.1 Einleitung und Gliederung des Handbuchs .....	1
<b>2 BESCHREIBUNG DER BEMESSUNGSPROGRAMME .....</b>	<b>3</b>
2.1 Bemessungsprogramm für momententragfähige Anschlüsse von Verbundträgern (Version 2.0)	3
2.1.1 Allgemeines .....	3
2.1.2 Programmstruktur .....	3
2.1.3 Eingabe- und Ausgabedaten .....	5
2.1.4 Berechnung.....	7
2.1.5 Ausgabemaske.....	7
2.1.6 Berechnungsergebnisse für die einzelnen Komponenten .....	12
2.1.7 Globale Ergebnisse .....	14
2.2 Bemessungsprogramm für dünne Ankerplatten mit Kopfbolzen – momententragfähige Anschlüsse (Version 2.0) .....	17
2.2.1 Allgemeines .....	17
2.2.2 Programmstruktur und statisches Modell.....	17
2.2.3 EXCEL-Arbeitsblätter / VBA Programmierung .....	21
2.2.4 Komponenten .....	22
2.2.5 Teilsicherheitsbeiwerte .....	22
2.2.6 Randbedingungen.....	22
2.2.7 Programmeingabe .....	25
2.2.8 Programmausgabe .....	26
2.2.9 Anschlussoptimierung.....	29
2.3 Bemessungsprogramm für starre Ankerplatten mit Kopfbolzen – gelenkige Anschlüsse (Version 2.0) .....	31
2.3.1 Allgemeines .....	31
2.3.2 Programmstruktur und statisches Modell.....	31
2.3.3 EXCEL-Arbeitsblätter / VBA Programmierung .....	32
2.3.4 Komponenten .....	32
2.3.5 Sicherheitsbeiwerte.....	32
2.3.6 Randbedingungen.....	33
2.3.7 Programmeingabe .....	33
2.3.8 Programmausgabe .....	34
2.3.9 Anschlussoptimierung.....	34

<b>3</b>	<b>BEMESSUNGSBEISPIELE .....</b>	<b>37</b>
3.1	Anschluss eines Verbundträgers an eine bewehrte Betonwand in einem Bürogebäude .....	37
3.1.1	Allgemeines .....	37
3.1.2	Ausführungsmöglichkeiten .....	38
3.1.3	Statische Berechnung des Anschlusses.....	39
3.1.4	Ausführung .....	46
3.2	Fußplattenanschluss einer Leitplanke an eine Parkhausbodenplatte .....	47
3.2.1	Allgemeines .....	47
3.2.2	Ausführungsoptionen .....	47
3.2.3	Ausführung .....	55
3.3	Gelenkiger Anschluss eines Balkons an eine wärmegeämmte Betonwand .....	57
3.3.1	Allgemeines .....	57
3.3.2	Ausführungsoptionen .....	58
3.3.3	Ausführung .....	63
<b>4</b>	<b>PARAMETERUNTERSUCHUNGEN .....</b>	<b>65</b>
4.1	Allgemeines.....	65
4.2	Parameteruntersuchung der Betonkomponenten .....	65
4.2.1	Allgemeines .....	65
4.2.2	Bemessungsbeispiel .....	65
4.2.3	Untersuchte Parameter und angewandte Methodik.....	65
4.2.4	Sensitivität der Betonfestigkeit $f_{ck}$ .....	66
4.2.5	Sensitivität des Parameters $\alpha_c$ .....	67
4.2.6	Sensitivität des Parameters der Verankerungstiefe $h_{ef}$ .....	68
4.2.7	Sensitivität des Parameters der Aufstandsfläche des Kopfbolzens $a$ .....	68
4.2.8	Sensitivität des Verhältniswert der Spannungen $m$ .....	69
4.2.9	Sensitivität des Bemessungswertes der Verbundfestigkeit $f_{bd}$ .....	70
4.2.10	Sensitivität des Durchmessers der zusätzlichen Rückhängebewehrung $d_{s,re}$ .....	70
4.2.11	Sensitivität der Steifigkeit, $k_{p,de}$ .....	71
4.2.12	Zusammenfassende Betrachtung der Einflüsse der unterschiedlichen Parameter.....	71
4.3	Parameteruntersuchung der gelenkigen Anschlüsse zwischen Stahl und Beton.....	73
4.3.1	Allgemeines .....	73
4.3.2	Validierung des Modells.....	73
4.3.3	Sensitivitätsstudie der wichtigsten Parameter .....	76
4.3.4	Modellgrenzen und praktische Empfehlungen.....	82
4.4	Parameteruntersuchung der Stützenfüße .....	85
4.4.1	Validierung des Modells.....	85

---

4.4.2	Sensitivitätsstudie der maßgebenden Parameter .....	87
4.4.3	Grenzen des Modells.....	93
4.4.4	Empfehlungen für die Bemessung.....	94
4.5	Parameteruntersuchung der momententragfähigen Verbundanschlüsse .....	103
4.5.1	Allgemeines .....	103
4.5.2	Untersuchte Parameter und Methodik.....	103
4.5.3	Versagensmechanismen .....	104
4.5.4	Untersuchung der geometrischen Eigenschaften der Bewehrung .....	104
4.5.5	Variation des Winkels $\theta$ .....	106
4.5.6	Variation der Betonfestigkeit in der Wand .....	108
4.5.7	Interaktion zwischen Wanddicke und Betonfestigkeit.....	109
4.5.8	Zusammenfassung und Tabellen zur Vordimensionierung für duktilen Versagen .....	111
<b>5</b>	<b>ZUSAMMENFASSUNG .....</b>	<b>115</b>
<b>6</b>	<b>LITERATURVERZEICHNIS .....</b>	<b>117</b>





# 1 Einleitung

## 1.1 Einleitung und Gliederung des Handbuchs

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 sind Ingenieure in der Praxis mit der Frage nach einer wirtschaftlichen Auslegung 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" [15] verringert werden.

Die neu entwickelten Anschlüsse nutzen die Vorteile des Stahls als flexibel und leicht anwendbaren Werkstoff und erlauben vorteilhafte 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 des Einbaus in bestehende Konstruktionen. Derartige Verbindungen können mit Hilfe von Ankerplatten mit geschweißten Kopfbolzen hergestellt werden. Weitere Befestigungsmittel wie nachträglich montierte Hinterschnittanker sind möglich. Stahlträger können über Laschen, Knaggen oder im Bereich von Stützenfüßen mittels einer Fußplatte 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.

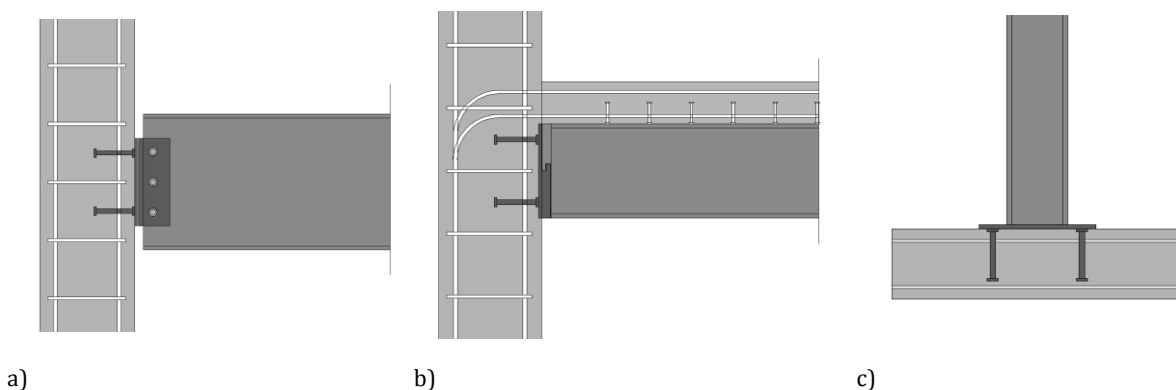


Abbildung 1.1: Beispiele für Anschlüsse zwischen Stahl und Beton: a) gelenkiger Anschluss b) momententragfähiger Verbundträgeranschluss c) Stützenfuß

Das Handbuch II "Anwendung in der Praxis von Anschlüssen zwischen Stahl und Beton" verdeutlicht, wie die Forschungsergebnisse aus dem INFASO Projekt mit Hilfe der entwickelten Bemessungsprogramme in der Praxis umgesetzt werden können. Mit Hilfe von praxisnahen Bemessungsbeispielen und Vergleichen zwischen den neuen und den alten Bemessungsansätzen werden die Vorteile der Bemessung von Anschlüssen zwischen Stahl und Beton unter Verwendung der neuen Komponenten dargestellt. Anhand einer Parameterstudie wird dargestellt, wie sich Veränderungen in den Einzelkomponenten auf das Tragverhalten des gesamten Anschlusses auswirken. Eine detaillierte Beschreibung der theoretischen Hintergründe der neuen Komponenten ist im Handbuch I "Entwurf von Anschlüssen zwischen Stahl und Beton" [16] zu finden.

In Kapitel 2 werden die drei Bemessungsprogramme beschrieben, die für die in Abbildung 1.1 dargestellten Anschlüsse zwischen Stahl und Beton entwickelt wurden. In diesem Kapitel werden auch Erläuterungen für die Anwendung in der Praxis, die Interpretation der Ergebnisse und Hintergründe zur Programmstruktur gegeben. Des Weiteren werden die Grenzen des Modells, die Wahl des statischen Modells und Hintergründe zu den einzelnen Komponenten beschrieben.

Praxisnahe Bemessungsbeispiele, die unter Verwendung der neuen Bemessungsprogramme erstellt wurden sind in Kapitel 3 ausgeführt. Die ausgewählten Anschlüsse werden dabei hinsichtlich Herstellung und Einbau, Toleranzen und dem Verhalten bei Brand beschrieben. Dabei werden die neuen Ansätze mit Anschlüssen verglichen, die nach den herkömmlichen Bemessungsregeln nachgewiesen sind. Durch die Modifizierung der Komponenten "Herausziehen" und "Betonversagen mit zusätzlicher Rückhängebewehrung" können höhere Tragfähigkeiten unter Zug- und Biegebeanspruchung aufgenommen werden. In Kapitel 4 sind Parameterstudien beschrieben, die den Einfluss der Einzelkomponenten auf das Tragverhalten des gesamten Anschlusses zeigen.

## 2 Beschreibung der Bemessungsprogramme

### 2.1 Bemessungsprogramm für momententragfähige Anschlüsse von Verbundträgern (Version 2.0)

#### 2.1.1 Allgemeines

Im Folgenden wird das Bemessungsprogramm für momententragfähige Anschlüsse von Verbundträgern beschrieben (Version 2.0) [22]. Mit diesem Programm kann die Momenten- und die Schubtragfähigkeit eines vordefinierten Anschlusses berechnet werden. Die einzelnen Komponenten des Anschlusses sind die Zugbewehrung in der Betonplatte, die einbetonierte Ankerplatte mit Kopfbolzen und die zusätzliche Rückhängebewehrung im Bereich der Kopfbolzen. Die Druck- und Schubkomponenten ergeben sich aus der Momentenbeanspruchung und wirken im Bereich der Stahlknagge. Die Lage der Druckkraft ist exakt gegeben, da die Lasteinleitung über eine Kontaktplatte erfolgt. Die aus der Momentenbeanspruchung resultierende Zugkraft wird über Bewehrung in der Betonplatte in die Stahlbetonwand eingeleitet. Es ist zu berücksichtigen, dass geringe Randabstände im Bereich der Ankerplatte nicht im Bemessungsprogramm berücksichtigt sind und die Betonwand als unbegrenzt angenommen wird. In dem Bemessungsprogramm werden ausschließlich Kopfbolzen als Befestigungsmittel berücksichtigt, für nachträglich montierte Befestigungen müssen gegebenenfalls weitere Überlegungen in Hinblick auf Steifigkeit und Tragfähigkeit angestellt werden.

#### 2.1.2 Programmstruktur

Das EXCEL-Dokument ist aus zwei für den Anwender sichtbaren Arbeitsblättern erstellt. Im ersten Blatt werden alle Eingabeparameter ausgewählt, so dass die Berechnung über eine Schaltfläche gestartet werden kann. Der Ausnutzungsfaktor des Anschlusses kann abgelesen werden (siehe Abbildung 2.1). Im zweiten EXCEL-Arbeitsblatt werden die Berechnungsergebnisse auf Grundlage der Eingaben in Blatt 1 dargestellt. Des Weiteren werden hier zu berechnende Geometrieparameter und die charakteristischen Materialeigenschaften wiedergegeben. Es werden Berechnungsergebnisse mit Zwischenschritten zur Kontrolle wiedergegeben. Alle weiteren Arbeitsblätter sind für den Anwender nicht sichtbar. In einem Arbeitsblatt sind die Geometrie- und Materialdaten für die Stahlquerschnitte, Kopfbolzen und den Beton hinterlegt. Für die Stahlprofile sind hier lediglich Walzprofile berücksichtigt. In weiteren Arbeitsblättern werden Zugbeanspruchungen in den Kopfbolzen, Schubtragfähigkeiten, Steifigkeiten und die Beanspruchbarkeit der Ankerplatte berechnet. Diese Parameter und Ergebnisse sind auf dem zweiten Arbeitsblatt (Ausgabe) gegeben. In der Eingabemaske kann der Benutzer in den gelb eingefärbten Zellen Daten eingeben. Die Systemskizzen sind nicht maßstabsgetreu und dienen lediglich dazu die Anordnung der Eingabeparameter darzustellen. Plausibilitätsprüfungen werden für manche der Eingabeparameter durchgeführt. Ein Berechnungsabbruch wird jedoch nicht ausgelöst, es wird lediglich auf den Fehler hingewiesen. Der Anwender muss die Berechnungsergebnisse auf Plausibilität überprüfen. In den meisten Fällen wird die Berechnung über in den Zellen definierte Formeln ausgeführt. Sind komplexere Formeln und iterative Berechnungsabläufe erforderlich, ist ein VBA Makro den Berechnungen hinterlegt. Wenn die auswählbaren Parameter verändert werden, muss die Berechnung vom Nutzer erneut gestartet werden. Zu Beginn sind die EXCEL Arbeitsblätter mit realistischen Werten vorbesetzt und müssen entsprechend der Eigenschaften des Anschlusses angepasst werden. Entsprechende Walzprofile, Stahl- und Betonfestigkeiten, Typ und Länge der Kopfbolzen und der Bewehrung können über Dropdown Menüs ausgewählt werden. Zur Berechnung der Steifigkeit müssen im ersten Eingabeblatt zusätzliche Informationen eingegeben werden. Dies sind Angaben zur mittragenden Breite und rechnerischen Länge der Betonplatte auf Zug, der tatsächlich eingebauten Bewehrung und der eingebauten Anzahl und Typ der Kopfbolzen als Verbindungsmittel zwischen Walzträger und der Betonplatte. Diese Eingabedaten haben keinen Einfluss auf die Tragfähigkeit der Ankerplatte.

New Market Chances for Steel Structures  
by Innovative Fastening Solutions

---

RESTRAINED JOINTS OF COMPOSITE BEAMS

**Drawing:**

1. Composite beam (steel section)  
 2. Concrete slab  
 3. Concrete wall  
 4. Anchor plate  
 5. Steel bracket  
 6. Contact plate  
 7. Reinforcing bars (tension component)  
 $f_{yk} = 500$  class B, bending diameter  $20 \text{ } \varnothing_s$   
 8. Additional stirrups  
 9. studs in slab's tensile zone

Code: NA Germany

**Input:**

1. Steel section	<span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">IPE 300</span>	Material:	<span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">S 235</span>
2. Concrete slab	$h_c =$ <span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">14 cm</span>	Material:	<span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">C30/37</span> Bst 500 B
3. Concrete wall	$t_{c,wall} =$ <span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">30 cm</span>	Material:	<span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">C30/37</span> Bst 500 B

4. Anchor plate	Dimension	$t_{ap}, l_1, l_2 / \text{Mat.}$	<span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">20 mm</span>	<span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">300 mm</span>	<span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">300 mm</span>	<span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">S 235</span>
Type of fasteners:		Headed Studs	<span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">NELSON/KÖCO-S-19</span>			
Fasteners		$n l_x / e_y / e_z$	<span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">4</span>	<span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">200 mm</span>	<span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">200 mm</span>	<span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">200 mm</span>
5. Steel bracket	Dimension	$t_{sb} / b_y / h_z / a_x$	<span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">50 mm</span>	<span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">100 mm</span>	<span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">80 mm</span>	<span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">20 mm</span>
6. Contact plate	Dimension	$t_{cp} / b_y / h_z / \text{dist}_{cp}$	<span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">20 mm</span>	<span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">100 mm</span>	<span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">30 mm</span>	<span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">80 mm</span>
7. existing reinforcement slab/tensile length	$A_s / \varnothing_s / \text{length}$	<span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">15,5 cm<sup>2</sup></span>	<span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">16 mm</span>	<span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">195 cm</span>		
8. Additional reinf.	Stirrups 2x2 legs	$d_s =$	<span style="border: 1px solid black; padding: 2px;"></span>			
	Surface reinforcement	# $d_s =$	<span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">8 mm</span>	<span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">150 mm</span>		
9. Slab Studs	tensile zone $\varnothing_s / h_s / n$	<span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">19 mm</span>	<span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">100 mm</span>	<span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">13</span>		

Loads

$V_{e,d} =$	<span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">166,0 kN</span>	<span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">248,5 kNm</span>
-------------	--	---

**Design results:**

Load bearing capacity	$V_{R,d} =$ <span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">227 kN</span>	$M_{R,d} =$ <span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">250 kN</span>
	$V_{e,d} / V_{R,d} =$ <span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">0,73</span>	$M_{e,d} / M_{R,d} =$ <span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">0,99</span>
Min req. reinforcement slab	calc. min. $A_s =$ <span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">14,0 cm<sup>2</sup></span>	

Abbildung 2.1: EXCEL Eingabemaske

### 2.1.3 Eingabe- und Ausgabedaten

In den gelb hinterlegten Zellen können Daten eingegeben werden. Die vordefinierten Werte müssen vom Anwender angepasst werden. Einheiten müssen nicht mit eingegeben werden, sie werden aber zur Kontrolle angezeigt.

**Auswahl der Normen** – Die Hauptteile von DIN EN 1992-1-1 [7] für die Bemessung von Stahlbetonbauteilen, DIN EN 1993-1-1 [8] für die Bemessung der Stahlkonstruktion und DIN EN 1994-1-1 [10] für Stahl-Verbund Konstruktionen sind Basis für das Bemessungsprogramm. Nationale Anhänge werden über die Auswahl des entsprechenden Herkunftslandes ausgewählt. Für Anschlüsse im Stahlbetonbau kann zwischen DIN EN 1992-1-1 [7] in der Originalfassung und den zugehörigen Werten aus den nationalen Anhängen für Deutschland, der Tschechischen Republik, Portugal, Großbritannien, Frankreich und Finnland ausgewählt werden. Die Eingabe der weiteren Daten ist mit Hilfe der dargestellten Skizze des Anschlusses selbsterklärend. Eingabedaten sind für neun unterschiedliche Komponenten notwendig, die im Folgenden dargestellt sind.

**1.+2. Verbundträger** – Für den Verbundträger können Stahlprofile mit beliebiger Stahlfestigkeit nach DIN EN 1993-1-1 [8] und eine Betonplatte mit beliebiger Betonfestigkeit nach DIN EN 1992-1-1 [7] ausgewählt werden. Beide Komponenten sind über Kopfbolzen miteinander verbunden und wirken als Verbundkonstruktion nach DIN EN 1994-1-1 [10]. Diese Komponenten werden in der Berechnung berücksichtigt, da der Schlupf in der Verbundfuge Einfluss auf die Steifigkeit der Verbindung hat. Folgende Auswahlmöglichkeiten sind in dem Programm gegeben:

- Stahlprofiltyp: IPE, HEA, HEB, HEM Walzprofile mit beliebiger Höhe;
- Stahlsorte: S235, S275, S355 nach DIN EN 1993-1-1 [8];
- Betonfestigkeit: C20/25 bis C50/60 nach DIN EN 1992-1-1 [7];
- Bewehrung: BSt 500 mit Duktilitätsklasse B nach DIN EN 1992-1-1 [7].

**3. Stahlbetonwand** – Die Schubkräfte und die Beanspruchungen aus Biegemomenten müssen in die Stahlbetonwand mit begrenzter Dicke, jedoch unendlicher Ausdehnung in die Querrichtung eingeleitet werden. Zum Lastabtrag sind die Bewehrung und die einbetonierte Ankerplatte vorgesehen. Es kann zwischen folgenden Parametern gewählt werden:

- Betonfestigkeit: C20/25 bis C50/60 nach DIN EN 1992-1-1 [7];
- Bewehrung: BSt 500 mit Duktilitätsklasse B nach DIN EN 1992-1-1 [7].

**4. Ankerplatte mit Kopfbolzen** – Auf Höhe des unteren Flansches des Stahlträgers ist die Ankerplatte in der Stahlbetonwand einbetoniert. Auf der Rückseite sind Kopfbolzen aufgeschweißt, die Zugkräfte und/oder Schubkräfte in den Beton einleiten. Zugkräfte treten nicht zwingendermaßen auf, da die Ankerplatte auch überdrückt sein kann. Die Druckkräfte werden über Kontakt zwischen der Stahlbetonplatte und dem Beton übertragen. Es müssen folgende Parameter eingegeben werden:

- Geometrie der Ankerplatte: Abmessungen der Ankerplatte und Stahlfestigkeit müssen für diese Komponente definiert werden. Einzelne Eingabedaten werden über einen Plausibilitätscheck überprüft. Die Ankerplatte sollte stärker als 8 mm sein. Geometriedaten werden in [mm] angegeben;
- Kopfbolzentyp: Für Kopfbolzen können Bolzen von KÖCO/Nelson mit den Durchmessern 19 mm, 22 mm und 25 mm und von Peikko mit den Durchmessern 19 mm, 20 mm und 25 mm verwendet werden. Grundlage sind hier die entsprechenden Zulassungen mit den Festigkeiten, die dem Programm hinterlegt sind;
- Länge der Kopfbolzen: Auf Grundlage der entsprechenden Zulassungen können Längen zwischen 75 mm und 525 mm berücksichtigt werden. Eine Plausibilitätskontrolle wird durchgeführt, indem größere Kopfbolzenlängen als die Wanddicke abzüglich der Ankerplattendicke und der Betondeckung nicht eingegeben werden können;

- **Verteilung der Kopfbolzen:** Es können 4, 6, oder 8 Kopfbolzen auf der Ankerplatte angeordnet werden. Die Abstände zwischen den Kopfbolzen müssen in der Summe kleiner als die Länge oder Breite der Ankerplatte sein.

**5. Stahlknagge** – Die Stahlknagge ist auf der Vorderseite der Ankerplatte angeschweißt. Sie nimmt Schubkräfte mit kleiner Exzentrizität auf und überträgt diese in die Ankerplatte und die Betonwand.

- **Geometrie der Stahlknagge:** Dicke, zweidimensionale Abmessungen und Stahlfestigkeit sowie die Abmessungen der Nase müssen eingegeben werden. Wenn die Breite und die Höhe der Knagge geringer als die Ankerplattenabmessungen sind, ist der Plausibilitätscheck in Ordnung. Die Position der Knagge und die Exzentrizität werden unter 6. Kontaktplatte eingegeben.

**6. Kontaktplatte** – Die Kontaktplatte ist kraftschlüssig zwischen dem Stahlprofil und der Ankerplatte auf Höhe des unteren Stahlträgerflansches angebracht. Die Druckkräfte aus dem Kräftepaar der negativen Momentenbeanspruchung werden auf der oberen Hälfte der Ankerplatte eingeleitet. Folgende Werte müssen eingegeben werden:

- **Geometrie der Kontaktplatte:** Vom Anwender müssen Dicke, zweidimensionale Abmessungen, Stahlfestigkeit, und Exzentrizität der Platte in Relation zum Zentrum der Ankerplatte eingegeben werden. Wenn die Breite und die Höhe der Kontaktplatte geringer als die Ankerplattenabmessungen sind, ist der Plausibilitätscheck in Ordnung.

**7. Bewehrungsstahl in der Betonplatte** – Die Zugkomponente des negativen Biegemoments wird über die Anschlussbewehrung in die Wand eingeleitet. Die Anschlussbewehrung ist in der äußeren Bewehrungslage auf der Rückseite der Stahlbetonwand verankert. Die erforderliche Bewehrung in dem entsprechenden Arbeitsblatt wird für die Bestimmung der Steifigkeit errechnet, jedoch muss die tatsächlich eingebaute Bewehrungsmenge in der Betonplatte eingegeben werden. Die Durchmesser sollten so gewählt werden, dass der Bewehrungsabstand ausreichend und der Biegerollenradius in der Wand einbaubar ist. Die Länge der Zugzone in der Betonplatte ist für die Steifigkeitsberechnung erforderlich und ist vom gewählten statischen System abhängig. Diese muss auf Grundlage der entsprechenden Norm oder den Ergebnissen aus externen Berechnungsansätzen gewählt werden. Zum Beispiel wird für einen einseitig gelenkig und einseitig biegesteif gelagerten Träger ein Viertel der Spannweite und im Fall eines Kragarms die gesamte Länge des Trägers angesetzt.

- **Bewehrungsstäbe:** Die Bewehrung wird über die Bewehrungsquerschnittsfläche [cm<sup>2</sup>] definiert. Zusätzlich muss zur Steifigkeitsermittlung die Länge des Zugbereichs [cm] eingegeben werden. Es wird überprüft, ob der eingegebene Bewehrungsgrad größer als der Mindestbewehrungsgrad ist. Die Abstände der Bewehrung sollten innerhalb eines Intervalls von 5-25 cm und der Biegerollenradius der Anschlussbewehrung (20 Ø) [mm] im Wandbereich einbaubar sein.

**8. Zusätzliche Rückhängebewehrung** – Die zusätzliche Rückhängebewehrung kann berücksichtigt werden, um die Tragfähigkeit der Kopfbolzen auf Zug zu erhöhen. Dies kann bei kleiner Momentenbeanspruchung und großen Querkräften bei großer Exzentrizität nützlich sein. Vorteile ergeben sich lediglich, wenn diese im Bereich der auf Zug beanspruchten Kopfbolzen (obere Kopfbolzenreihe) angeordnet werden. Weitere Informationen sind in Kapitel 4 im Rahmen einer Parameterstudie angegeben. Die Oberflächenbewehrung kann optional angegeben werden.

- **Bewehrungsbügel:** Die Bewehrungsbügel sollten möglichst nahe am Kopfbolzen angeordnet werden. In der Voreinstellung ist keine Rückhängebewehrung berücksichtigt. Es sollten Bewehrungsbügel mit einem Durchmesser von 8 mm bis 14 mm und eine Oberflächenbewehrung mit einem Durchmesser von

6 mm bis 14 mm und einem Abstand von 75 mm bis 250 mm berücksichtigt werden.

**9. Kopfbolzen** – Die Kopfbolzen werden auf den oberen Flansch des Walzprofils aufgeschweißt und sind das verbindende Element zwischen der Stahlquerschnitt und dem Beton. Im Verbundträger werden diese nach DIN EN 1994-1-1 [10] nachgewiesen. In diesem Programm wird lediglich der Schlupf in der Verbundfuge und dessen Einfluss auf die Steifigkeit der Verbindung berücksichtigt.

- **Kopfbolzen:** Für die Kopfbolzen können Durchmesser von 16 mm bis 25 mm und Längen von 75 mm bis 525 mm gewählt werden. Es ist zu überprüfen ob die Länge des Kopfbolzens kleiner als die Plattendicke abzüglich der Betondeckung ist.
- **Verteilung der KOBOS:** Die Anzahl der Kopfbolzen im Zugbereich sollte kleiner als 27 sein und die Abstände zwischen den Kopfbolzen sollten innerhalb der Grenzen nach DIN EN 1994-1-1 [10] liegen.

**10. Beanspruchungen** – Schnittgrößen aus Momentenbeanspruchung und Querkraft müssen angegeben werden, indem die voreingestellten Werte überschrieben werden. Es sind die Bemessungswerte unter Berücksichtigung der Teilsicherheitsbeiwerte einzugeben. Die Tragfähigkeit des Verbundträgers wird nicht überprüft und muss an anderer Stelle ausgeführt werden.

- **Schnittgrößen:** Anzugeben sind Querkräfte  $V_{Ed}$  [kN] und Biegemomente  $M_{Ed}$  [kNm] aus den Schnittgrößenberechnungen.

#### 2.1.4 Berechnung

Wenn Parameter im ersten Datenblatt verändert werden, muss die Berechnung wieder neu ausgeführt werden. Das Programm greift dabei auf alle Parametereinstellungen zurück, womit alle Änderungen erfasst werden. Auf Grund des nichtlinearen Verhaltens des auf Druck beanspruchten Teils der Ankerplatte wurde ein EXCEL-Makro implementiert, das das Tragverhalten der Ankerplatte mit mittragenden Breiten erfasst. Werden die geometrischen Daten verändert, ist auch hier eine erneute Berechnung durch Drücken der Schaltfläche notwendig. Detaillierte Berechnungsergebnisse sind im zweiten EXCEL-Datenblatt aufgelistet. Bei Annahme eines starren Tragverhaltens der Ankerplatten, werden die tatsächlichen geometrischen Abmessungen für die Berechnung verwendet. Bei nachgiebigen Ankerplatten werden die Abmessungen reduziert und für die weitere Berechnung verwendet.

#### 2.1.5 Ausgabemaske

Der Anwender gibt Daten lediglich in Gelb eingefärbte Zellen ein. Alle weiteren Zellen werden nach der Berechnung automatisch mit den Ergebnissen aktualisiert. Auf der unteren Hälfte der Ausgabemaske kann die Tragfähigkeit und der Ausnutzungsgrad des Anschlusses für Zug- und Schubkräfte abgelesen werden (siehe Abbildung 2.2). Die Mindestbewehrung für die Betonplatte wird informativ angegeben. Auf der oberen Hälfte der Ausgabemaske sind die Eingabedaten des ersten Datenblattes aufgelistet und zusätzliche Geometrieparameter angegeben, die für den Berechnungsablauf erforderlich sind. Angegeben sind:

- Das Baustahlprofil des Verbundträgers mit den geometrischen Abmessungen und den Stahlfestigkeiten. Als Profile können herkömmliche Walzprofile, die in Europa verfügbar sind, ausgewählt werden. Nach DIN EN 1993-1-1 [8] sind drei Stahlfestigkeitsklassen verfügbar. Zu berücksichtigen ist, dass diese Stahlfestigkeiten lediglich für die Berechnung des Verbundträgers und nicht für die Berechnung der Ankerplatten berücksichtigt werden.
- Die Kontaktplatte ist die Schnittstelle zwischen dem unteren Flansch des Stahlprofils und der Ankerplatte. Der Schwerpunkt der Kontaktplatte liegt per Definition auf derselben Höhe wie die Hauptachse des Flansches. Über die Eingabe des Abstandes zwischen der oberen Kante der Ankerplatte zur oberen Kante des Kontaktstücks wird die Position der Lasteinleitung in die Ankerplatte definiert.

- Über die Stahlknagge werden die Schubkräfte in die Ankerplatte eingeleitet. Die Lage ist durch die Definition der Kontaktplatte exakt definiert. Die Exzentrizität der Schubbeanspruchung errechnet sich, indem die Hälfte der Kontaktfläche ( $t_{sb2}$  oder  $a_x$ ) von der gesamten Breite der Stahlknagge ( $t_{sb}$ ) subtrahiert wird.
- Die rechteckige Ankerplatte wird über drei Parameter definiert und schließt mit der Betonoberfläche bündig ab. Nach DIN EN 1993-1-1 [8] können drei vordefinierte Stahlfestigkeiten ausgewählt werden, die in der Berechnung einheitlich für Ankerplatte, Stahlknagge und Kontaktstück angesetzt werden.

Für die Kopfbolzen können folgende Parameter ausgewählt werden:

- Dicke, Stahlfestigkeit mit der charakteristischen Zugfestigkeit nach den Europäischen Zulassungen des jeweiligen Kopfbolzens, Anzahl der Kopfbolzen und Zwischenabstände.

Die Parameter der Betonteile sind:

- Für die Kontrolle der Eigenschaften der Betonplatte werden die Betonfestigkeit mit der charakteristischen Zylinderdruckfestigkeit nach DIN EN 1992-1-1 [7], die Dicke sowie der Abstand der Bewehrung (festgesetzt auf 40 mm), die Breite der Platte und die Querschnittsfläche der Bewehrung aus dem ersten Eingabeblatt wiedergegeben.
- Für den Wandquerschnitt werden die Betonfestigkeit mit der charakteristischen Zylinderdruckfestigkeit nach DIN EN 1992-1-1 [7] und die Wandstärke mit dem Abstand der Bewehrung (auf beiden Seiten zu 40 mm festgesetzt) aus dem ersten Datenblatt wiedergegeben. Die Länge der Wand wird unbegrenzt angenommen, da Verankerungen mit begrenztem Randabstand in der Berechnung nicht berücksichtigt sind. Zusätzlich können zwei unterschiedliche Bewehrungsanordnungen in der Berechnung berücksichtigt werden. Neben der kreuzweisen Oberflächenbewehrung, deren Durchmesser und Abstände vorgegeben werden, kann die Tragfähigkeit der Kopfbolzen bei Betonausbruch durch die rechnerische Berücksichtigung der Rückhängebewehrung deutlich gesteigert werden. Die Anzahl der Schenkel pro Kopfbolzen der Bewehrungsbügel ist auf maximal vier festgesetzt, jedoch kann der Durchmesser verändert werden. Daher können zwei Bewehrungsbügel nahe jedem Kopfbolzen orthogonal zur Oberflächenbewehrung angeordnet werden.

Ausgabe der Beanspruchungen:

- Neben den gegebenen Schnittgrößen für Momente und Querkraft aus der äußeren Belastung (Bemessungslasten) werden die resultierenden Kraftkomponenten aufgelistet. So werden Angaben über die Kräfte in der Zugbewehrung, und die Druckkomponente im Bereich der Kontaktplatte dargestellt. Diese Kräfte sind ohne Normalkräfte betragsmäßig gleich.
- Die Exzentrizität der Querkraft wird aus geometrischen Abmessungen der Stahlknagge, der Ankerplattendicke und – nach den INFASO Forschungsergebnissen [15] – dem Durchmesser des Kopfbolzens ermittelt. Daraus folgt eine lokale Momentenbeanspruchung im Bereich der Ankerplatte, die auf diesem Datenblatt dargestellt ist.



Steel Section		Contact plate		Bracket		Anchor Plate	
Profile	IPE 300	$h_{cp}$ [mm]	30	$h_{sb1}$ [mm]	80	$h_{ap}$ [mm]	300
$h$ [mm]	300	$t_{cp}$ [mm]	20	$h_{sb2}$ [mm]		$t_{ap}$ [mm]	20
$b$ [mm]	150	$b_{cp}$ [mm]	100	$t_{sb}$ [mm]	50	$b_{ap}$ [mm]	300
$h_w$ [mm]	278,6	$dist_{cp}$ [mm]	80	$t_{sb2}$ [mm]	20		
$t_w$ [mm]	7,1	<b>Remark</b> Contact plate centre is aligned with centre of steel section bottom flange		$b_{sb}$ [mm]	100		
$d$ [mm]	248,6		$d_{sb}$ [mm]	110			
$t_f$ [mm]	10,7						
$W_{el,y}$ [cm <sup>3</sup> ]	557						
Steel grade	S 355					Steel grade	S 235
$f_{yk}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	355					$f_{yk}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	235

Slab section		Wall section		Headed Studs type:		NELSON/KOCO-S-19	
$h_c$ [mm]	140	$t_{c,wall}$ [mm]	300	$\phi_s$ [mm]	19	$e_y$ [mm]	200
$x_r$ [mm]	40	$x_{r,out}$ [mm]	40	$h_{ef}$ [mm]	210	$e_z$ [mm]	200
$h_c - x_r$ [mm]	100	$x_{r,in}$ [mm]	40	$n$ [row]	2	$n$ [col]	2
Concrete	C30/37	Concrete	C30/37	$f_{uk}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	450	$f_{yk}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	350
$f_{ck}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	30,00	$f_{ck}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	30,00	Surface reinforcement		Stirrup reinforcement	
Slab reinforcement	acc. to	DIN 488		$\# d_s$ [mm]	8	$\# d_s$ [mm]	0
$a_s$ [cm <sup>2</sup> ]	15,5	$f_{sk}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	519	$\# s$ [mm]	150	number legs	

Joint loading		Loading components	
$M_{ed}$ [kNm]	248,5	$T_d$ [kN]	629,67
$V_{ed}$ [kN]	166	$C_d$ [kN]	629,67
		$V_{ed}$ [kN]	166,00
		$e$ [mm]	79,00
		$M'_{ed}$ [kNm]	13,11

Anchor plate in compression + bending			
For rigid anchor plate $t_{min}$ [mm]		112,84	
Plate Type	Flexible	Comments	
$\beta_j$	0,67	This factor considered	
$f_j$ [N/mm <sup>2</sup> ]	33,34		
$c$ [mm]	29,23	Bearing width for equivalent rigid plate	
$h'_{ap}$ [mm]	138,46	updated value	
$b'_{aj}$ [mm]	158,46	updated value	
Maximum N for applied M'ed			
$h_{cpr}$ [mm]	138,46	$N_{max}$ [kN]	731,47
$N_{con}$ [kN]	731,47	$M'_{ed}$ [kNm]	13,11
		$F_t$ [kN]	-
		% $T_{Rd}$	0,00
Maximum M' for applied Ned			
$h_{cpr}$ [mm]	124,83	$N_{Ed}$ [kN]	629,67
$N_{con}$ [kN]	659,48	$M'_{max}$ [kNm]	42,11
		$F_t$ [kN]	29,81
		% $T_{Rd}$	52,47

Verification	OK
No anchors in tension! The applied moment can be larger. Equivalent rigid plate is considered.	
Verification	OK
Anchors in tension!	

Abbildung 2.2: EXCEL Ausgabemaske 1

*Tension resistance of upper line of anchors*

Steel failure			
$N_{Rk,s}$ [kN]	122,00		
n columns	2		
$\Sigma N_{Rk,s}$ [kN]	244,00		

Pull Out Failure			
$A_h$ [cm <sup>2</sup> ]	5,21	cracked concrete considered	
$6 \cdot f_{ck,cube}$	222,00		
n columns	2		
$N_{Rk,p}$ [kN]	231,20		

Concrete Cone Failure			
$f_{ck,cube}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	35,15	$\Psi_{s,N}$	1,00
$N_{Rk,cone}^0$ [kN]	153,36	$z$ [mm] $\leq$	200,00
$c_{cr,N}$ [mm]	315,00	$\Psi_{m,N}$	1,28
$s_{cr,N}$ [mm]	630,00	$\Psi_{re,N}$	1,00
$A_{c,N}^0$ [cm <sup>2</sup> ]	7938,00	$\Psi_{ec,N}$	1,00
$A_{c,N}$ [cm <sup>2</sup> ]	3444,50	$\Psi_{ucr,N}$	1,00
$c$ [mm]	$> c_{cr,N}$	$N_{Rk,cone}$ [kN]	85,21

CC Failure + suppl. stirrups (IWB model)			
$x$ [mm]	-	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	-
$\Psi_{supp}$	-	$N_{Rd,reif.}$ [kN]	-
$N_{Rd,cone}$ [kN]	-	$N_{Rd,anch.}$ [kN]	-
design values!			

Splitting Failure			
$N_{Rk,sp}^0$ [kN]	-	$\Psi_{s,N}$	-
$c_{cr,sp}$ [mm]	-	$\Psi_{h,sp}$	-
$s_{cr,sp}$ [mm]	-	$\Psi_{ec,N}$	-
$A_{c,sp}^0$ [cm <sup>2</sup> ]	-	$\Psi_{m,N}$	-
$A_{c,sp}$ [cm <sup>2</sup> ]	-	$\Psi_{ucr,N}$	-
$c$ [mm]	$> c_{cr,sp}$	$N_{Rk,sp}$ [kN]	OK

acc. to NA Germany				
$k_2$	0,75	<i>CCT node</i>	$\sigma_{Rd,max}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	12,75
$f_{cd}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	17,00	<i>TC</i>	$\sigma_{Rd,max}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	17,00
$\nu$	1	<i>TT</i>	$\sigma_{Rd,max}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	12,75
$k_3$	0,75	<i>TTC node</i>	$\sigma_{Rd,max}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	12,75

		Assess upper node N1		Assess lower node N2	
		Acting stress (srb $\geq$ 80)		Acting stress	
$z$ [mm]	394,65	$b_{eff,rb}$ [mm]	575,19	$b'_{ap}$ [mm]	158,46
$b'$ [mm]	240,00	$a$ [mm]	166,27	$h'_{ap}$ [mm]	138,46
$\beta$ [°]	58,69	$A_{e, strut}$ [cm <sup>2</sup> ]	956,37	$A_{e, strut}$ [cm <sup>2</sup> ]	422,26
		$F_{Rd,N1}$ [kN]	1219,37	$F_{Rd,N2}$ [kN]	2153,52
		$F_{Rd,N1,h}$ [kN]	633,58	$F_{Rd,N2,h}$ [kN]	1118,96
<b>Verification</b>		OK		OK	

Reinforcement Slab	
req. $A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	14,0

Tension Resistance	
$T_{Rd}$ [kN]	56,81

$! \geq C_d = 629,67$  [kN]

Abbildung 2.3: EXCEL Ausgabemaske 2

Friction		Verification	
C [kN] ≥	629,67	V <sub>Rd,V</sub> [kN]	227,11
μ	0,00	V <sub>Rd,M</sub> [kN]	532,99
V <sub>fric</sub> [kN]	0,00		OK

Steel failure of anchors	
V <sub>Rk,S</sub> [kN]	73,00
n studs	4
Σ V <sub>Rk,S</sub> [kN]	292,00

Pry-out Failure			
Include upper row of anchors ?		y	[Y or N]
N <sup>o</sup> <sub>rk,c</sub> [kN]	153,36	Ψ <sub>s,N</sub>	1,00
c <sub>cr,N</sub> [mm]	315,00	z [mm] <	200,00
s <sub>cr,N</sub> [mm]	630,00	Ψ <sub>m,N</sub>	1,28
A <sup>o</sup> <sub>c,N</sub> [cm <sup>2</sup> ]	15876,00	Ψ <sub>re</sub>	1,00
A <sub>c,N</sub> [cm <sup>2</sup> ]	6889,00	Ψ <sub>ec</sub>	1,00
c [mm]	>c <sub>cr,N</sub>	Ψ <sub>ucr</sub>	1,00

Steel Contact Plate			
l <sub>cp,eff</sub> [mm]	100	C <sub>Rd</sub> [kN]	705,00
h <sub>cp,eff</sub> [mm]	30	σ <sub>Ed</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	209,89
A <sub>eff</sub> [cm <sup>2</sup> ]	30		
Verification			OK

Beam flange and web in compression			
W <sub>y,el</sub> [cm <sup>3</sup> ]	557,00	ρ	-
		M <sub>c,Rd</sub> [kN.m]	197,74
A <sub>z</sub> [cm <sup>2</sup> ]	20,54		
V <sub>z,Rd</sub> [kN]	382,66	F <sub>fl,Rd</sub> [kN]	683,49
Reduction	NO	Verification	OK

Steel console in bending			
I [cm <sup>4</sup> ]	426,67		
W <sub>el</sub> [cm <sup>3</sup> ]	106,67	Verification	
M <sub>Rd,c</sub> [kNm]	37,87		OK

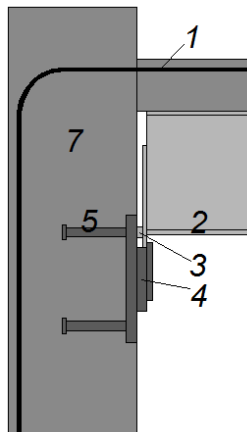
<b>Design results:</b>	Load bearing capacity	V <sub>R,d</sub> =	227 kN	M <sub>R,d</sub> =	250 kN
		V <sub>S,d</sub> / V <sub>R,d</sub> =	0,73	M <sub>S,d</sub> / M <sub>R,d</sub> =	0,99
	Interaction	α = 1,5	μ=	-	irrelevant/no tension in stud
	Stiffness connection	S <sub>im</sub> =	135,9 MNm/rad	S <sub>sec</sub> =	92,7 MNm/rad
	Ductility	μ <sub>θ</sub> =	elastic		
	anchor plate behaviour		Flexible		acc. to EN1993-1-8
	7. Slab reinforcement	min. A <sub>s</sub> =	15,5 cm <sup>2</sup>		

Abbildung 2.4: EXCEL Ausgabemaske 3

## 2.1.6 Berechnungsergebnisse für die einzelnen Komponenten

### 2.1.6.1 Allgemeines

Im Folgenden werden die Berechnungen der Tragfähigkeiten der einzelnen Komponenten dargestellt. Im Falle des momententragfähigen Verbundträgeranschlusses mit schließendem (negativem) Biegemoment ist der Beton auf Druck und die Ankerplatte auf Biegung beansprucht. Im Berechnungsmodell, das dem EXCEL-Programm zu Grunde liegt, werden die in Abbildung 2.5 dargestellten Komponenten berücksichtigt.



Nummer	Komponente
1	Längsbewehrung in der Betonplatte auf Zug
2	Trägerflansch und Trägersteg auf Druck
3	Stahlkontaktplatte auf Druck
4	Stahlknagge mit Biegebeanspruchung
5	Kopfbolzen unter Zug-/Schubbeanspruchung
6	Beton auf Druck mit Ankerplatte mit Biegebeanspruchung
7	Komponente des Betonanschlussbereichs auf Druck

Abbildung 2.5: Komponenten von momententragfähigen Anschlüssen mit neg. Biegemoment

### 2.1.6.2 Ankerplatte auf Druck- und Biegebeanspruchung

Die Ergebnisse dieser Komponente ergeben sich aus einer nichtlinearen Berechnung. Es werden Druckkräfte aus der Momentenbeanspruchung des Gesamtanschlusses und Biegebeanspruchungen aus dem exzentrischen Lastangriff der Querkraft an der Ankerplatte berücksichtigt. In einem ersten Schritt wird die minimal erforderliche Dicke der Ankerplatte ermittelt, für die die Ankerplatte noch als starr angenommen werden kann. Indem die tatsächlich eingegebene Dicke und die vorhandene Dicke miteinander verglichen werden, kann der Typ der Ankerplatte festgelegt werden. Wenn die Ankerplatte als starr angenommen werden kann, werden die tatsächlich vorhandenen geometrischen Abmessungen verwendet. Bei einer nachgiebigen Ankerplatte wird mit einer äquivalenten Breite und einer kleineren, starren Ankerplatte gerechnet. Dies Makro wird ausgeführt, indem die Schaltfläche gedrückt wird. Anschließend werden zwei Extremfälle berücksichtigt:

- Maximale Normalkraftbeanspruchung in Zusammenwirken mit einem Exzentrizitätsmoment. Dieses Moment resultiert aus der Querkraft, die exzentrisch an der Ankerplatte angreift.
- Maximale Momentenbeanspruchung in Zusammenwirken mit einer gegebenen Normalkraft unter Druck.

Die Beanspruchungen sind in den Zellen D/36 und D/33 angegeben, die jeweilig zusätzlich aufnehmbaren Kräfte sind entsprechend aufgelistet. Die fiktiven Abmessungen unter Annahme einer starren Ankerplatte sind ebenfalls angegeben.

### 2.1.6.3 Zugtragfähigkeit der oberen Kopfbolzenreihe

In diesem Teil wird die Tragfähigkeit der oberen Kopfbolzenreihe berechnet, die auf Zug beansprucht werden kann. Es können verschiedene Versagensmodi auftreten. Die Zugtragfähigkeit der Kopfbolzen entspricht dem minimalen Wert der folgenden fünf Versagensmechanismen.

#### Stahlversagen

Stahlversagen wird nach CEN/TS 1992-4-2, Abs. 6.2.3 [2] nachgewiesen.

### Versagen durch Herausziehen des Kopfbolzens

Die maximale Traglast des Befestigungsmittels bei Herausziehen kann nach CEN/TS 1992-4-2, Abs. 6.2.4 [2] berechnet werden. Es wird von gerissenem Beton ausgegangen, obwohl ungerissener Beton durch die vertikale Auflast auf der Wand wahrscheinlich ist. Es muss allerdings im Detail untersucht werden, ob ungerissener Beton vorliegt und daher ein Faktor von 1,4 berücksichtigt werden kann.

### Betonversagen ohne zusätzliche Rückhängebewehrung (modifiziertes Standardmodell)

Für diese Komponente wird von gerissenem Beton ausgegangen, obwohl durch die vertikale Auflast ungerissener Beton angenommen werden könnte. Dies muss im Detail bewertet werden und in diesem Fall kann der Parameter zu 1,4 gesetzt werden.

### Betonversagen mit Berücksichtigung von zusätzlicher Rückhängebewehrung

Im ersten Eingabeblatt kann die zusätzliche Bewehrung über die Eingabe eines entsprechenden Durchmessers definiert werden. Pro Kopfbolzen werden auf jeder Seite zwei Bewehrungsschenkel angesetzt, die rechnerisch bei der Bestimmung der Tragfähigkeit berücksichtigt werden. Die Lage der Rückhängebewehrung wird mit 40 mm Betondeckung angenommen (siehe Abbildung 2.6). Die Bestimmung der Tragfähigkeit ist vom Versagensmechanismus der Rückhängebewehrung abhängig. Treten vor dem Erreichen der maximalen Tragfähigkeit ein Verbundversagen oder ein Fließen der Rückhängebewehrung auf, werden diese Versagensmechanismen maßgebend.

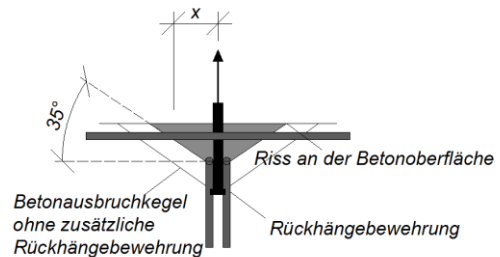


Abbildung 2.6: Definition des Abstandes x

### Versagen durch Spalten des Betons

Da die Betonwand mit unendlicher Ausdehnung angenommen wird, muss lediglich die minimale Wanddicke als notwendige Anforderung überprüft werden. Bei langen Kopfbolzen mit großen Ausbruchkegeln kann Versagen durch Spalten des Betons theoretisch auftreten. Wenn ausreichend Oberflächenbewehrung vorhanden ist, kann ein Versagen durch Spalten ausgeschlossen werden. Die erforderliche Bewehrung in den jeweiligen orthogonal liegenden Bewehrungslagen sollte mit der Gleichung (2.1) bestimmt werden. Der Teilsicherheitsbeiwert für die Bewehrung beträgt  $\gamma_{s, \text{reinf}} = 1,15$ . Wenn diese Bedingung nicht erfüllt ist, wird die Tragfähigkeit beim Spalten des Betons angesetzt.

$$A_s = 0,5 \cdot \sum \frac{N_{Ed}}{(f_{yk}/\gamma_{s, \text{reinf}})} \quad (2.1)$$

#### 2.1.6.4 Betonanschlussbereich auf Druck

Aus der Momentenbeanspruchung resultieren Zugkräfte in der Bewehrung der Betonplatte. Diese stehen im Gleichgewicht mit der Komponente "Betonanschlussbereich auf Druck", die als ein diagonaler Druckstab angenommen wird. In Abbildung 2.7 ist dieser Druckstab durch eine gestrichelte Linie dargestellt.

#### 2.1.6.5 Längsbewehrung auf Zug

Die Längsbewehrung der Betonplatte ist die einzige auf Zug beanspruchte Komponente, die im Anschluss berücksichtigt wird. Das Mitwirken des Betons bei der Tragfähigkeit wird nicht berücksichtigt. Die Zugbeanspruchung des Kräftepaars wird aus einem Momentengleichgewicht ermittelt. Die Druckkraft wird in der Schwerachse des unteren Flansches des Stahlträgers angenommen. Die Tragfähigkeit der ersten Zugkomponente wird nach DIN

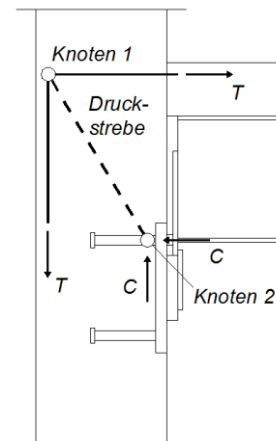


Abbildung 2.7: Zug- und Druckstrebenmodell

EN 1994-1-1 [10] berechnet und ist begrenzt auf die Bewehrung innerhalb der mittragenden Breite nach DIN EN 1994-1-1, Abs. 5.4 [10].

#### 2.1.6.6 Schubkomponenten

In diesem Absatz werden die Schubkomponenten im Bereich der Ankerplatte beschrieben. Es können drei Komponenten unter Schub in der Berechnung berücksichtigt werden. Reibung, Stahlversagen der Kopfbolzen und Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite. Die Schubtragfähigkeit wird der minimalen Tragfähigkeit der folgenden Versagensmechanismen gleichgesetzt.

##### **Reibung**

Im druckbeanspruchten Bereich der Ankerplatte kann eine der Schubkraft entgegenwirkende Reibungskomponente angesetzt werden. Als konservative Annahme wird in diesem Programm der Reibungskoeffizient zu Null angenommen.

##### **Stahlversagen**

Stahlversagen unter Schubbeanspruchung wird nach DIN EN 1992-4-2, Abs. 6.3.3 [2] berechnet.

##### **Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite**

Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite wird nach DIN EN 1992-4-2, Abs. 6.3.4 [2] berechnet.

##### **Resultierende Schubtragfähigkeit**

Die Schubkraft, die in die Betonwand eingeleitet werden kann, wird aus zwei Versagensmechanismen bestimmt. Der Minimalwert dieser beiden Tragfähigkeiten ist die maximal mögliche Schubbelastung unter den gegebenen geometrischen Werten.

- Reine Schubtragfähigkeit: Die Schubtragfähigkeit wird aus den vorangegangenen Überlegungen berechnet. In den meisten Fällen ist dieser Wert maßgebend. Die Tragfähigkeit wird mit  $V_{Rd,V}$  bezeichnet.
- Schubtragfähigkeit mit kleiner Exzentrizität. Die Schubtragfähigkeit kann auch durch die Tragfähigkeit der gesamten Ankerplatte begrenzt werden. Die maximale Momententragfähigkeit aus der exzentrischen Lasteinleitung wird nach Kapitel 2.1.6.2 berechnet und ist in Zelle D/36 ausgegeben. Mit Hilfe der Dicke der Stahlknagge kann die maximal mögliche Schubkraft bestimmt werden.

#### 2.1.6.7 Weitere Stahlkomponenten

Zusätzlich sollen die Stahlkomponenten auf der Vorderseite der Ankerplatte nachgewiesen werden. Diese Komponenten sollten nicht ausschlaggebend für das Versagen der Ankerplatte sein, auch wenn sie nicht in direktem Zusammenhang mit der Verankerung der Ankerplatte stehen. Es werden hier die Stahlkontaktplatte, der Steg des Walzprofils, der auf Druck beanspruchte untere Flansch des Walzprofils und die Stahlknagge betrachtet. Die Tragfähigkeit der Stahlknagge wird nachgewiesen, indem die einwirkende Momentenbeanspruchung mit der Momententragfähigkeit an der Kontaktstelle zwischen Knagge und Ankerplatte verglichen wird. Die Prüfung dieser Komponenten gibt "OK" oder "NOT OK" wieder. Damit die Nachweise eingehalten werden, können vom Anwender beispielsweise Geometriewerte oder Materialgüten verändert werden. Zusätzlich müssen die Schweißnähte an der Seite der Knagge vom Anwender nachgewiesen werden.

### 2.1.7 Globale Ergebnisse

#### 2.1.7.1 Ausnutzung in Bezug auf Momenten- und Schubtragfähigkeit

Auf der unteren Hälfte des zweiten EXCEL-Datenblattes wird die Tragfähigkeit und der Ausnutzungsgrad des Anschlusses unter Berücksichtigung der Zug- und Schubkomponenten hinsichtlich  $V_{R,d}$  und  $M_{R,d}$  gegeben. Ausnutzungsgrade werden als Verhältnisse von  $V_{S,d}/V_{R,d}$  und  $M_{S,d}/M_{R,d}$  gegeben. Diese Werte werden auch in die untere Hälfte des Eingabeblatts kopiert, siehe Abbildung 2.1 in Kapitel 2.1.2.

### 2.1.7.2 Interaktionsbedingungen

Wenn die Kopfbolzen auf Schub und Zug beansprucht sind, müssen die Interaktionsbedingungen berücksichtigt werden. Dieser Fall tritt bei dieser Anschlusskonfiguration jedoch selten ein, da die Ankerplatte auf Grund der hohen globalen Momentenbeanspruchung die Zugkomponente in der Ankerplatte meist überdrückt ist. Wenn Zug- und Schub berücksichtigt werden müssen, wird die Gleichung (2.2) nach CEN/TS 1992-4-2, Abs. 6.4.1 [2] angewendet

$$\mu = \left( \frac{V_{S,d}}{V_{R,d}} \right)^\alpha + \left( \frac{T_{S,d}}{T_{R,d}} \right)^\alpha \leq 1 \quad (2.2)$$

Bei Stahlversagen wird der Exponent nach Abs. 6.4.1.1 zu  $\alpha = 2,0$  und bei den anderen Versagensmechanismen nach Abs. 6.4.1.2 zu  $\alpha = 1,5$  gesetzt. Wenn zusätzliche Rückhängebewehrung bei der Berechnung der Zug- und Schubtragfähigkeit angesetzt wird, wird  $\alpha = 1,5$  angesetzt. Vereinfachend und nach dem derzeitigen Stand der europäischen Zulassungen für Kopfbolzen wird der Exponent von 1,5 verwendet.

### 2.1.7.3 Steifigkeit und Duktilität

Die Steifigkeit des momententragfähigen Anschlusses als Teil der Momenten-Rotationsbeziehung ist hauptsächlich vom nichtlinearen Verformungsverhalten des Stahl- und Betonverbunds, dem Schlupf der Kopfbolzen in der Verbundfuge und dem Tragverhalten der Schubkomponente im Betonanschlussbereich abhängig. Die Verformungen im Druckbereich der Ankerplatte sind marginal. Die Näherung der Anschlusssteifigkeit wird über die Verformungen dieser horizontalen Komponenten in der Achse der Längsbewehrung und der Momentenbeanspruchung mit zwei Steifigkeitsparametern gegeben.

- $S_{ini}$ : Die Anfangssteifigkeit mit der Einheit [MNm/rad] gibt die Momenten-Rotationsbeziehung des Anschlusses in der Anfangsphase wieder. Die Steigung der Geraden stellt das maximal mögliche elastische Tragverhalten dar.
- $S_{sec}$ : Die Sekantensteifigkeit mit der Einheit [MNm/rad] gibt das nicht-lineare Verhalten der Momenten-Rotationsbeziehung wieder. Der Neigungswinkel der Momenten-Rotationskurve ist bei größerer Momentenbeanspruchung  $\leq$  als die Anfangssteifigkeit.

Der Begriff der Duktilität wird bei Anschlüssen verwendet, die Energiedissipation durch plastisches Verhalten aufweisen. Auf Grund des Plastizierens in Bereichen des Anschlusses entstehen bleibende Verformungen im Stahl. Kann trotz der abnehmenden Sekantensteifigkeit kein duktiles Verhalten festgestellt werden, wird im Ausgabeblatt "elastic" wiedergegeben. Dann liegt nichtlinear elastisches Verhalten vor.

### 2.1.7.4 Ankerplatte und minimale Zugbewehrung

Das Tragverhalten der Ankerplatte ist im Ausgabeblatt als starr oder nachgiebig "rigid / flexible" in Zelle B45 angegeben. Die minimal erforderliche Zugbewehrung auf Bemessungsniveau der Betonplatte ist als Information für den Anwender angegeben.





## 2.2 Bemessungsprogramm für dünne Ankerplatten mit Kopfbolzen – momententragfähige Anschlüsse (Version 2.0)

### 2.2.1 Allgemeines

Das Programm "Bemessungsprogramm für dünne Ankerplatten mit Kopfbolzen – momententragfähige Anschlüsse" [23] dient zur Berechnung der Tragfähigkeit von Ankerplatten mit insgesamt mindestens vier und maximal sechs Kopfbolzen in zweireihiger Anordnung unter einachsiger Lastbeanspruchung (siehe Abbildung 2.8). Dabei wird das Verformungsverhalten der Ankerplatte bis hin zu einer eventuell auftretenden kinematischen Kette erfasst und als Momenten-Rotationsdiagramm ausgegeben. Direkt neben den Kopfbolzen kann zur Steigerung der Zugtragfähigkeit eine schlaufenförmige Rückhängebewehrung angeordnet und rechnerisch erfasst werden. Die in unmittelbarer Nähe der Kopfbolzen liegende Zugbewehrung führt zu einer erheblichen Vergrößerung des Widerstandes der Kopfbolzen gegen Versagen durch Ausbruch eines kegelförmigen Betonkörpers ("Concrete cone failure"). Bei Ankerplatten, deren Tragfähigkeit unter Zug-, Biege- oder kombinierter Zug- und Biegebeanspruchung nicht durch ein vorzeitiges Versagen der Stahlkomponenten (Ankerplatte unter Biegebeanspruchung, Kopfbolzen unter Zugbeanspruchung) begrenzt wird, führt dieses zu einer deutlichen Steigerung der Tragfähigkeit. Zudem kann das Wissen um das Verformungsverhalten des Anschlusses zu einer verfeinerten Modellierung des Gesamttragwerkes genutzt werden.

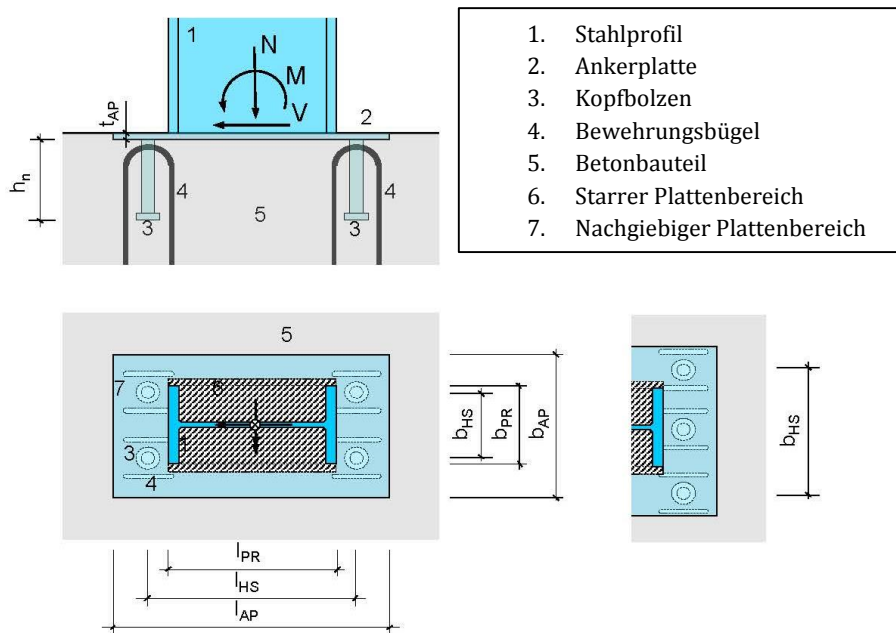


Abbildung 2.8: Geometrie des Anschlusses mit dünner Ankerplatte

### 2.2.2 Programmstruktur und statisches Modell

#### 2.2.2.1 Allgemeines

Grundlage des Bemessungsprogramms bildet das Tabellenkalkulationsprogramm Microsoft-EXCEL mit der integrierten Programmiersprache Microsoft Visual Basic. Dabei wurden zehn unterschiedliche Tabellenblätter zur Ein- und Ausgabe, für die Bemessung verschiedener Komponenten, zur Unterstützung der Bemessung des Gesamtsystems und zur Datenablage erzeugt. Bedingt durch das nichtlineare Tragverhalten der Ankerplatte unter Biegebeanspruchung und die anschließend, nach Ausbildung einer kinematischen Fließgelenkkette auftretenden, geometrischen nichtlinearen Effekte der Zugbandwirkung sowie einer zusätzlichen nichtlinearen Einzelkomponenten wird die Bemessung des Gesamtsystems iterativ im Lastschrittverfahren unter Berücksichtigung von Systemwechselln durchgeführt. Dazu dient ein unter Microsoft Visual Basic erstelltes Programm, das auf die zuvor aufgelisteten Tabellenblätter zurückgreift.

2.2.2.2 Lastabtrag der vertikalen Kräfte N und des Biegemoments M – Statisches Modell zu Beginn der Berechnung

Ausgangsmodell zur Abtragung von Vertikallasten N und des Biegemoments M ist ein Durchlaufträger auf elastischen Einzellagern. Dabei wird die Ankerplatte als eindimensionales, ebenes Stabsystem abgebildet. Die durch das anschließende Profil ausgesteiften Plattenbereiche werden als starre Stäbe diskretisiert. Druckfedern, die den Betonuntergrund abbilden, sind an den Knoten 1 bis 8 vorhanden, sofern sich die Ankerplatte gegen den Beton abstützt. Andernfalls entfallen diese Ersatzfedern. Nichtlineare Zugfedern bilden das Tragverhalten der Kopfbolzen einschließlich der Rückhängebewehrung ab. Abhängig von der Eingabe der Ankerplattengeometrie sind die Zugfedern nur alternativ an den Stellen 2 und 7, 3 und 6 oder 4 und 5 möglich. Aktiv sind diese nur bei einer Vergrößerung des Abstandes zwischen Ankerplatte und Betonkörper. Andernfalls tritt an gleicher Stelle eine Feder zur Simulation der Druckbeanspruchung des Betonkörpers auf. Im Laufe der iterativen Berechnung können an den Stellen 2, 3, 6 und 7 Fließgelenke entstehen, wobei zu Beginn der Berechnung am Stabzug keine Gelenke vorhanden sind. Zudem werden nach jedem Lastschritt die Randbedingungen der Auflagerfedern den entsprechenden Knotenverformungen angepasst. Die Überstände der tatsächlichen Ankerplatte über die Randknoten 1 und 8 des statischen Systems sind in den entsprechenden Druckfederkomponenten erfasst (siehe Abbildung 2.9).

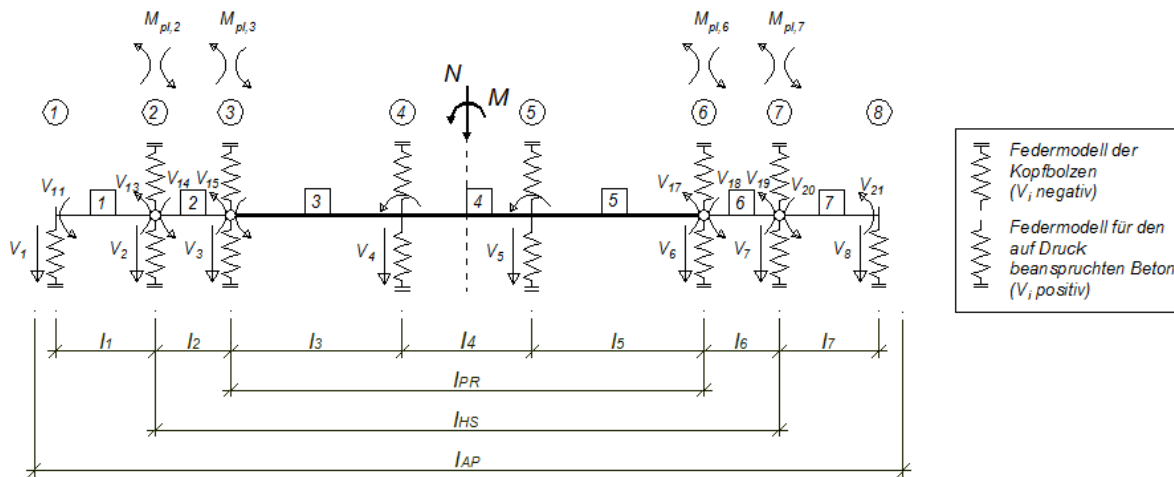


Abbildung 2.9: Bemessungsmodell für einwirkende vertikale Lasten und Biegebeanspruchungen

Die Berechnung erfolgt nach dem Weggrößenverfahren. Nichtlineare, physikalische Effekte werden über ein iteratives Berechnungsverfahren mit einer stetigen Zunahme von Lastschritten erfasst. In jedem Lastschritt werden die Auflagerbedingungen und das Auftreten von Fließgelenken überprüft. Wenn sich die Auflagerbedingungen ändern oder Fließgelenke auftreten, werden die entsprechenden Einträge der globalen Steifigkeitsmatrix **K**, der kinematischen Transformationsmatrix **a** und des externen Lastvektors **P** modifiziert.

Bei reiner Biegebeanspruchung ohne Zugkräfte ( $N \geq 0$ ) wird die Kopfbolzenreihe in der Nähe der Druckzone nicht als Auflager mit Feder für Zugbeanspruchung berücksichtigt ( $c_s=0$ ). Interne Schnittgrößen und globale Knotenverformungen, die aus der Biegebeanspruchung und aus den Normalkräften resultieren, werden durch das Weggrößenverfahren nach Krätzig [14] bestimmt.

$$\mathbf{v} = \mathbf{a} \cdot \mathbf{V} \tag{2.3}$$

$$\mathbf{s} = \mathbf{k} \cdot \mathbf{v} + \dot{\mathbf{s}} \tag{2.4}$$

$$\mathbf{P} = \mathbf{a}^T \cdot \mathbf{s} \tag{2.5}$$

$$\mathbf{P} = \mathbf{a}^T \cdot \mathbf{k} \cdot \mathbf{a} \mathbf{V} + \mathbf{a}^T \cdot \dot{\mathbf{s}} = \mathbf{K} \cdot \mathbf{V} + \mathbf{a}^T \cdot \dot{\mathbf{s}} \tag{2.6}$$

$$\mathbf{V} = \mathbf{K}^{-1} \cdot \mathbf{P} - \mathbf{K}^{-1} \cdot \mathbf{a}^T \cdot \dot{\mathbf{s}} \quad (2.7)$$

$$\mathbf{s} = \mathbf{k} \cdot \mathbf{a} \cdot \mathbf{V} + \dot{\mathbf{s}} \quad (2.8)$$

Mit:

- s** Vektor der inneren Stabendkraftgrößen;
- v** Vektor der inneren Stabendweggrößen;
- P** Vektor der äußeren Knotenlasten;
- V** Vektor der äußeren Knotenverschiebungen;
- k** Reduzierte Steifigkeitsmatrix aller Elemente;
- a** Kinematische Transformationsmatrix;
- ḡ** Vektor mit Volleinspannkraftgrößen aller Elemente.

Nichtlineare Materialeffekte werden berücksichtigt, indem die Gesamtsteifigkeitsmatrix **K**, die kinematische Transformationsmatrix **a** und der Vektor der äußeren Knotenlasten **P** modifiziert werden.

$$\mathbf{K} = \mathbf{K}_{\text{sing}} + \mathbf{K}_{\text{bound}} \quad (2.9)$$

Mit:

- $\mathbf{K}_{\text{sing}}$  Steifigkeitsmatrix ohne Randbedingungen und mit Gelenken an den Knoten 2, 3 6 und 7;
- $\mathbf{K}_{\text{bound}}$  Steifigkeitsmatrix unter Berücksichtigung der Randbedingungen und Verwendung von "Null"-Einträgen auf der Hauptdiagonalen durch Fließgelenkbildung.

$$\mathbf{P} = \mathbf{P}' + \Delta\mathbf{P} \quad (2.10)$$

Mit:

- $\mathbf{P}'$  Knotenlasten aus äußeren Belastung;
- $\Delta\mathbf{P}$  Knotenlasten, die aus den nichtlinearen Federn an den Auflagern und der Fließgelenkbildung resultieren;
- a** Wenn keine plastischen Gelenke an den Knoten 2, 3, 6 und 7 auftreten, wird durch Änderung der Matrix **a** die Zahl der Freiheitsgrade verringert.

Die Auflagerreaktionen können bestimmt werden, indem die Diagonaleinträge der Steifigkeitsmatrix  $\mathbf{K}_{\text{bound}}$  mit den zugehörigen Verformungen **V** multipliziert werden und die Knotenkräfte  $\mathbf{P}'$  addiert werden.

$$\mathbf{C} = \mathbf{K}_{\text{bound}}^{88} \cdot \mathbf{V}^8 + \Delta\mathbf{P}^8 \quad (2.11)$$

$$\mathbf{C}_1 = \mathbf{K}_{\text{bound},11} \cdot \mathbf{V}_1 + \Delta\mathbf{P}_1; \dots; \mathbf{C}_8 = \mathbf{K}_{\text{bound},88} \cdot \mathbf{V}_8 + \Delta\mathbf{P}_8 \quad (2.12)$$

$$\mathbf{P} = \begin{bmatrix} P_1 \\ P_2 \\ \vdots \\ P_{20} \end{bmatrix} (20 \times 1) \quad \mathbf{V} = \begin{bmatrix} V_1 \\ V_2 \\ \vdots \\ V_{20} \end{bmatrix} (20 \times 1) \quad \mathbf{s} = \begin{bmatrix} M_1^1 \\ M_r^1 \\ \vdots \\ M_1^7 \\ M_r^7 \end{bmatrix} (14 \times 1) \quad \dot{\mathbf{s}} = \begin{bmatrix} \dot{M}_1^1 \\ \dot{M}_r^1 \\ \vdots \\ \dot{M}_1^7 \\ \dot{M}_r^7 \end{bmatrix} (14 \times 1)$$

$$\mathbf{k}^2 = \begin{bmatrix} \frac{4EI}{l} & \frac{2EI}{l} \\ \frac{2EI}{l} & \frac{4EI}{l} \end{bmatrix}^e (2 \times 2) \quad \mathbf{k} = \begin{bmatrix} \frac{4EI_1}{l_1} & \frac{2EI_1}{l_1} & & 0 & 0 \\ \frac{2EI_1}{l_1} & \frac{4EI_1}{l_1} & \dots & 0 & 0 \\ & \vdots & \ddots & \vdots & \\ 0 & 0 & & \frac{4EI_7}{l_7} & \frac{2EI_7}{l_7} \\ 0 & 0 & \dots & \frac{2EI_7}{l_7} & \frac{4EI_7}{l_7} \end{bmatrix} (14 \times 14)$$

$$\mathbf{a} = \begin{bmatrix}
 -\frac{1}{l_1} & \frac{1}{l_1} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 -\frac{1}{l_1} & \frac{1}{l_1} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & -\frac{1}{l_2} & \frac{1}{l_2} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \boxed{0} & \boxed{1} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & -\frac{1}{l_2} & \frac{1}{l_2} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & -\frac{1}{l_3} & \frac{1}{l_3} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \boxed{0} & \boxed{1} & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & -\frac{1}{l_3} & \frac{1}{l_3} & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & -\frac{1}{l_4} & \frac{1}{l_4} & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & -\frac{1}{l_4} & \frac{1}{l_4} & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & -\frac{1}{l_5} & \frac{1}{l_5} & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & -\frac{1}{l_5} & \frac{1}{l_5} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -\frac{1}{l_6} & \frac{1}{l_6} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \boxed{0} & \boxed{1} & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -\frac{1}{l_6} & \frac{1}{l_6} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -\frac{1}{l_7} & -\frac{1}{l_7} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \boxed{0} & \boxed{1} \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -\frac{1}{l_7} & -\frac{1}{l_7} & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0
 \end{bmatrix} \quad (14 \times 20)$$

Die markierten Werte werden in der Transformationsmatrix vertauscht, wenn an den Knoten 2, 3, 6 oder 7 keine Gelenke angesetzt werden.

$$K_{\text{sing}} = \mathbf{a}^T \cdot \mathbf{k} \cdot \mathbf{a} \quad (20 \times 20) \tag{2.13}$$

$$K_{\text{Bound}} = \begin{bmatrix}
 K_{11} & 0 & \dots & 0 & 0 \\
 0 & 0 & & 0 & 0 \\
 \vdots & & \ddots & & \vdots \\
 0 & 0 & & 0 & 0 \\
 0 & 0 & \dots & 0 & K_{2020}
 \end{bmatrix} \quad (20 \times 20) \tag{2.14}$$

$$K = K_{\text{sing}} + K_{\text{Bound}} \quad (20 \times 20) \tag{2.15}$$

Die vom Anwender eingegebene Belastung wird in 100 Teillasten aufgeteilt und schrittweise auf das System aufgebracht. Nach dem einhundertsten Lastschritt wirkt die Gesamtlast auf das statische System ein. Sollte es jedoch durch die Bildung einer kinematischen Fließgelenkkette zu einem vorzeitigen Versagen des Stabzuges kommen (singuläre Gesamtsteifigkeitsmatrix), so wird die Iteration mit dem nachfolgend beschriebenen System fortgesetzt.

### 2.2.2.3 Lastabtrag der vertikalen Kräfte N und der Biegemomente M – statisches Modell nach Bildung einer Fließgelenkkette

Die Ankerplatte wirkt nach dem Auftreten einer kinematischen Fließgelenkkette in ihrer verformten Struktur als Zugband (siehe Abbildung 2.10). Vereinfachend wird dabei die gesamte resultierende Zuglast dem steiler geneigten Pendelstab zugewiesen. Für jeden neuen Lastschritt wird der Zuwachs der Stabnormalkraft am verformten System bestimmt, und es wird anschließend über die zusätzliche Stablängung die neue Gesamtverformung der Struktur berechnet. Im Regelfall ist die Lastaufnahme des Systems durch die Tragfähigkeit der Auflagerkomponenten (Kopfbolzen unter Schubbeanspruchung) beschränkt, da durch die relativ geringe Verformung der Ankerplatte extreme Horizontallasten auf die Auflager des ‚Membrantragwerkes‘ einwirken.

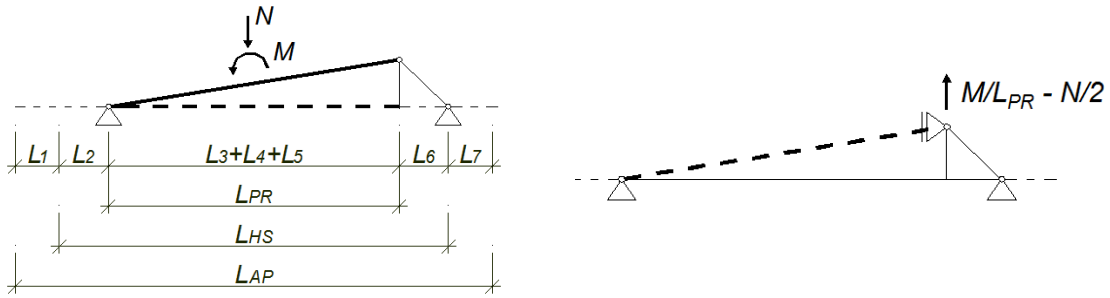


Abbildung 2.10: Modell der Fußplatte unter Zugbeanspruchung und vereinfachtes Berechnungsmodell

An allen Knoten mit druckbeanspruchten Federn werden die Reibungskräfte zwischen Beton und Ankerplatte berücksichtigt (siehe Abbildung 2.11). Die verbleibende Differenzlast von aufgebrachtener äußerer Beanspruchung und den Reibungskomponenten wird auf die beiden Kopfbolzenpaare entsprechend ihrer Federsteifigkeiten aufgeteilt.

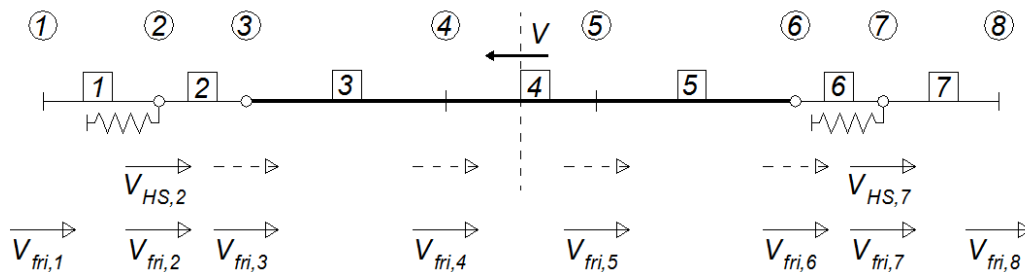


Abbildung 2.11: Bemessungsmodell für horizontale (Schub) Kräfte

### 2.2.3 EXCEL-Arbeitsblätter / VBA Programmierung

Das gesamte Bemessungsprogramm enthält zehn EXCEL-Arbeitsblätter und ein Microsoft Visual Basic Programmelement. Für den Anwender sind lediglich die Arbeitsblätter „Input+Output“ und „Design output“ sichtbar. In Tabelle 2.1 wird ein Überblick über die Funktion und Hintergründe der unterschiedlichen Arbeitsblätter gegeben.

Tabelle 2.1: Überblick über alle Arbeitsblätter

Name (Arbeitsblatt)	Funktion
„Input + Output“	Kapitel 2.2.7
„Design output“	Kapitel 2.2.8
„Headed studs tension“	Bestimmung des Verformungsverhaltens und der Tragfähigkeit der Komponente „Kopfbolzen unter Zugbeanspruchung mit Berücksichtigung von zusätzlicher Rückhängebewehrung“.
„Headed studs shear“	Bestimmung des Verformungsverhaltens und der Tragfähigkeit der Komponente „Kopfbolzen unter Schubbeanspruchung“.
„HS interaction tension-shear“	Bestimmung der Tragfähigkeit des Kopfbolzens unter Zug- und Schubbeanspruchung.
„Concrete member compression“	Bestimmung des Verformungsverhaltens und der Tragfähigkeit der Komponente „Beton unter Druckbeanspruchung“.
„Steel plate bending“	Bestimmung des Verformungsverhaltens und der Tragfähigkeit der Komponente „Stahlplatte unter Biegebeanspruchung“.
„Calculation core anchor plate“	Berechnung der inneren Kräfte und Auflagerreaktionen mit dem Weggrößenverfahren für jeden Lastschritt.
„Data“	Datenblatt mit festen Werten (Materialfestigkeit, Dimensionen, Teilsicherheitsbeiwerten, internen Parametern zur Berechnungskontrolle).
„Data temp“	Datenblatt mit veränderlichen Werten (Knotenverformungen jedes Lastschrittes), die Verformungen werden dazu verwendet, die Momenten-Rotationskurve in EXCEL-Datenblatt „Design output“ auszugeben.

### 2.2.4 Komponenten

Die nachfolgend aufgelisteten Komponenten sind in das Bemessungsprogramm integriert. Detaillierte Angaben zu diesen Komponenten sind im Handbuch I in den entsprechenden Kapiteln zu finden.

Tabelle 2.2: Komponenten des Bemessungsprogramms für dünne Ankerplatten

Komponente	Kopfbolzen auf Zug	Betonausbruch auf Zug	Zugversagen der Rückhängebewehrung	Herausziehen der Kopfbolzen	Schubversagen der Kopfbolzen
Abbildung					

Komponente	Reibung	Betonkomponente auf Druck	Gewindebolzen auf Schub und Druck
Abbildung			

### 2.2.5 Teilsicherheitsbeiwerte

Tabelle 2.3: Grenzzustand der Tragfähigkeit (CEN/TS 1992-4-1:2009 4.4.3.1.1 [1])

Steel		
Anchors tension	Anchors shear	Reinforcement
$\gamma_{Ms}$	$\gamma_{Ms}$	$\gamma_{Ms, re}$
$\gamma_{Ms} = 1,2 * f_{uk} / f_{yk} (\gamma_{Ms} \geq 1,4)$	$\gamma_{Ms} = 1,0 * f_{uk} / f_{yk} (\gamma_{Ms} \geq 1,25 (f_{uk} \leq 800 \text{ N/mm}^2 \text{ and } f_{yk} / f_{uk} \leq 0,8))$	1,15
	$\gamma_{Ms} = 1,25 (f_{uk} > 800 \text{ N/mm}^2 \text{ or } f_{yk} / f_{uk} > 0,8)$	

Tabelle 2.4: Grenzzustand der Tragfähigkeit (DIN EN 1993-1-8 [9])

Steel
Steelplate
$\gamma_{Ma}$
1,00
(no stability failure)

Tabelle 2.5: Grenzzustand der Tragfähigkeit (CEN/TS 1992-4-1:2009 4.4.3.1.2 [1])

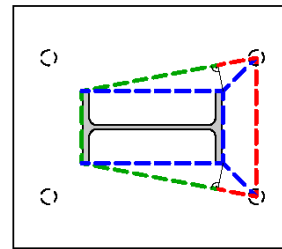
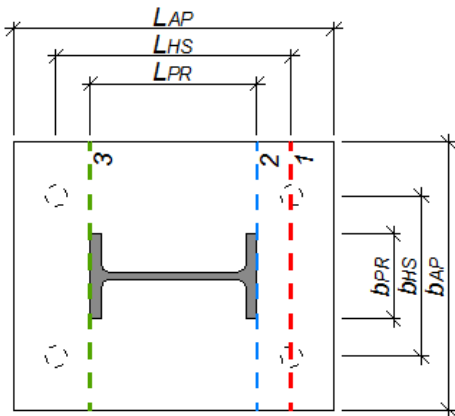
Concrete			
Cone failure	Pry-out failure	Pull out failure	Anchor. failure
$\gamma_{Mc}$	$\gamma_{Mc}$	$\gamma_{Mp}$	$\gamma_{Mc}$
1,5	1,5	1,5	1,5

### 2.2.6 Randbedingungen

Eine durch Kopfbolzen mit dem Betonkörper verbundene Ankerplatte mit außen aufgeschweißtem Stahlprofil stellt unter Biegebeanspruchung ein relativ vielseitiges Tragsystem dar. Alle Plattenbereiche sind bei Druckbeanspruchung gebettet und in klaffenden Fugenbereichen nicht gelagert. Mit Ausnahme der Stellen mit Kopfbolzen, die nur bei Zugbeanspruchung wirken. Zudem wirken Steg und Flansche des aufgeschweißten Profils wie aussteifende Rippen auf die Stahlplatte. Unabhängig von der Blechdicke verhält sich dieser Teilbereich der Ankerplatte durch das anschließende Stahlprofil nahezu vollständig starr. Daher wurde das Plattentragwerk vereinfachend als ebenes, eindimensionales Durchlaufsystem abgebildet, an dessen Mitte

die nach unten als Druckkraft wirkende Normalkraft, die horizontal gerichtete Querkraft und das Einzelmoment angreifen. Der durch Verbindung der äußeren Ecken des angeschweißten Profils eingefasste Bereich wird als starrer Ankerplattenbereich angenommen und durch die Stäbe 3 bis 5 abgebildet. Alle anderen Stäbe besitzen einen rechteckigen Vollquerschnitt mit der effektive Breite  $b_m$  und der Höhe  $t_{AP}$ . Als unterer Grenzwert wird  $b_m$  mit  $b_{PR} + 5 \cdot t_{AP}$  festgelegt. Die maximal mögliche effektive Breite entspricht der Ankerplattenbreite  $b_{AP}$ . Falls die plastische Tragfähigkeit der Ankerplatte unter der Annahme durchlaufender, senkrecht zur Stabachse gerichteten Fließlinien größer ist als die eines lokal begrenzten umlaufenden Fließlinienbildes mit pyramidenförmiger Verformungsfigur, wird die effektive Breite im Verhältnis der Tragfähigkeiten reduziert, ohne jedoch den unteren Grenzwert zu unterschreiten.

a) Fließlinienbild bei aufgeschweißtem I-Profil



b) Fließlinienbild bei aufgeschweißter Knagge

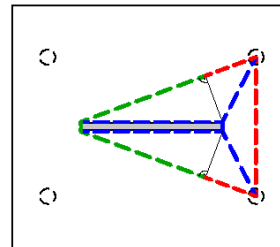
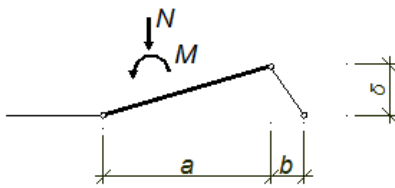


Abbildung 2.12: Statisches Modell der Ankerplatten mit Fließlinien über die gesamte Breite der Ankerplatte

Abbildung 2.13: Lokal umlaufendes Fließlinienbild für Fälle in denen  $b_{HS} > b_{PR}$  ist

Die Zugtragfähigkeit für den Fall von durchgängigen Fließlinien nach Abbildung 2.12 kann mit den Gleichungen (2.16) bis (2.18) berechnet werden.

$$Z_{Rd} \cdot \delta = m_{pl,Rd} \cdot b_{AP} \cdot \left( \frac{2 \cdot \delta}{a} + \frac{2 \cdot \delta}{b} \right) \quad (2.16)$$

$$Z_{Rd} = m_{pl,Rd} \cdot f_{bar} \quad (2.17)$$

$$f_{bar} = b_{AP} \cdot \left( \frac{2}{a} + \frac{2}{b} \right) \quad (2.18)$$

Die Zugtragfähigkeit für umlaufende Fließlinienmuster nach Abbildung 2.14 kann mit den Gleichungen (2.19) bis (2.22) bestimmt werden.

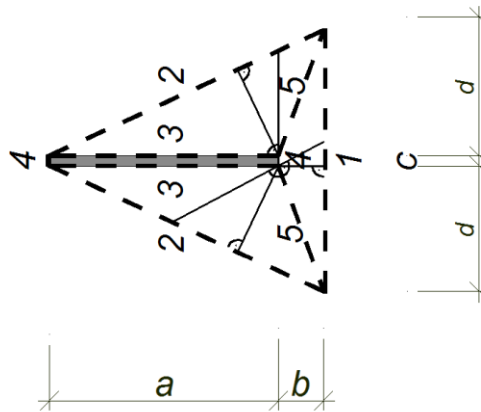


Abbildung 2.14: Geometrie für umlaufende Fließlinien

$$\begin{aligned}
 l_1 &= c + 2 \cdot d & a \\
 l_2 &= ((a + b)^2 + d^2)^{1/2} & b \\
 l_3 &= a & c \\
 l_4 &= c & d \\
 l_5 &= (b^2 + d^2)^{1/2} & 
 \end{aligned} \tag{2.19}$$

$$\begin{aligned}
 s_1 &= b & a \\
 s_2 &= l_3 \cdot \sin \alpha_{23} \text{ mit } \sin \alpha_{23} = d / l_2 & b \\
 s_3 &= l_3 / \tan \alpha_{23} \text{ mit } \tan \alpha_{23} = d / (a + b) & c \\
 s_4 &= s_1 & d \\
 s_{5-1} &= l_5 \cdot \tan \alpha_{15} \text{ mit } \tan \alpha_{15} = b / d & e \\
 s_{5-2} &= l_5 \cdot \tan \alpha_{25} \text{ mit } \sin \alpha_{25} = s_2 / l_5 & 
 \end{aligned} \tag{2.20}$$

$$\begin{aligned}
 \tan \psi_1 &= \delta / s_1 \approx \psi_1 & a \\
 \tan \psi_2 &= \delta / s_2 \approx \psi_2 & b \\
 \tan \psi_3 &= \delta / s_3 \approx \psi_3 & c \\
 \tan \psi_{4,0} &= \delta / l_3 + \delta / s_4 \approx \psi_{4,0} & d \\
 \tan \psi_{4,u} &= \delta / l_3 \approx \psi_{4,u} & e \\
 \tan \psi_5 &= \delta / s_{51} + \delta / s_{52} \approx \psi_5 & f
 \end{aligned} \tag{2.21}$$

$$\begin{aligned}
 Z_{Rd} \cdot \delta & & a \\
 &= m_{pl,Rd} \cdot (l_1 \cdot \psi_1 + 2 \cdot l_2 \cdot \psi_2 + 2 \cdot l_3 \cdot \psi_3 + l_4 \cdot (\psi_{4,0} + \psi_{4,u}) + 2 \cdot l_5 \cdot \psi_5) & (2.22) \\
 Z_{Rd} &= m_{pl,Rd} \cdot f_{local} & b \\
 f_{local} &= (l_1 \cdot \psi_1 + 2 \cdot l_2 \cdot \psi_2 + 2 \cdot l_3 \cdot \psi_3 + l_4 \cdot (\psi_{4,0} + \psi_{4,u}) + 2 \cdot l_5 \cdot \psi_5) / \delta & c
 \end{aligned}$$

Falls der Wert von  $f_{local}$  kleiner als der von  $f_{bar}$  nach Gleichung (2.18) ist, erfolgt die Berechnung am ebenen Stabsystem mit folgender effektive Breite nach Gleichung (2.23):

$$b_m = b_{AP} \cdot f_{local} / f_{bar} \tag{2.23}$$

Der Nachweis des Anschlusses des Stahlprofils an die Ankerplatte ist durch den Anwender selbst zu führen. Werden Stahlprofile nicht direkt angeschweißt, sondern beispielsweise an aufgeschweißten Gewindebolzen befestigt, so ist der Anschlussbereich  $l_{AP}$  und  $b_{AP}$  vom Anwender sinngemäß und unabhängig von den tatsächlichen Stahlprofilabmessungen zu definieren (zum Beispiel durch Eingabe des Längs- und Querabstandes der Gewindebolzen für  $l_{AP}$  und  $b_{AP}$ ).

Grundlage der in den Programmen eingesetzten, neuen Komponenten bilden Versuche, die an Prüfkörpern mit großen Randabständen der Kopfbolzen zu den Betonkanten durchgeführt wurden. Daher müssen die in Abbildung 4.23 dargestellten Randabstände zwingend eingehalten werden (siehe Kapitel 4.3.4.2).

Liegt die Rückhängebewehrung zu weit entfernt vom Kopfbolzen oder von der Betonoberfläche, so ist die Verankerungslänge der Bewehrung innerhalb des Betonausbruchs kleiner als es bei optimaler Lage



möglich wäre. Im ungünstigsten Fall ist die Bewehrung völlig unwirksam. Die skizzierte Lage der Bewehrung ist durch Minimierung der Abstände X und Y nach Abbildung 2.15 unbedingt einzuhalten.



Abbildung 2.15: Anordnung der Rückhängebewehrung mit Werten X und Y so klein wie möglich

### 2.2.7 Programmeingabe

Im Eingabedatenblatt "Input + Output" ist auf der oberen Hälfte eine Skizze mit der Bezeichnung der wichtigsten Eingabeparametern angegeben (siehe Abbildung 2.16). Im zweiten Teil des Arbeitsblattes können die geometrischen Abmessungen, Materialkennwerte und die Belastungen der Ankerplatte eingegeben werden. Indem die Schaltfläche "Calculation" auf der rechten unteren Hälfte gedrückt wird, kann die nichtlineare Berechnung der inneren Schnittgrößen und die Nachweise für die Einzelkomponenten gestartet werden. Links neben dieser Schaltfläche ist der Ausnutzungsgrad der wichtigsten Komponenten angegeben. Im Folgenden wird die Programmeingabe beschrieben.

**Stahlprofil (1. Zeile):** Zur Bestimmung des starren Plattenbereichs werden in dieser Zeile die Abmessungen des angeschlossenen Profils über die Länge  $l_{PR}$  [mm] und die Breite  $b_{PR}$  [mm] definiert. Wenn die Stahlprofile über Kopfplatten und aufgeschweißte Gewindebolzen an die Ankerplatte angeschlossen werden, müssen die äußeren Abstände zwischen den Gewindebolzen in beiden Richtungen für die Abmessungen  $l_{PR}$  und  $b_{PR}$  eingegeben werden.

New Market Chances for Steel Structures  
by Innovative Fastening Solutions

**SLIM ANCHOR PLATE WITH HEADED STUDS (BENDING JOINT)** Version 1.2

**Drawing:**

1. Steel profile  
2. Anchor plate  
3. Headed studs  
4. Reinforcement (stirrups)  
5. Concrete member  
6. Rigid plate area  
7. Flexible plate area

**Input:**

1. Steel profile	$l_{PR}$ [mm]	$b_{PR}$ [mm]			
	280	350			
2. Anchor plate	$l_{AP}$ [mm]	$b_{AP}$ [mm]	$t_{AP}$ [mm]	Studs/row	Material:
	560	350	12	2	S355
3. Headed studs	$l_{HS}$ [mm]	$b_{HS}$ [mm]	Shaft $\varnothing$	Length $h_n$	Material:
	440	150	22	200	S235J2+C470
4. Reinforcement (stirrups)	$d_s$ [mm]	Material:			
	8	B500A			
5. Concrete member	$h_c$ [mm]	Material:			
	300	C35/45			
Loads	$M_{Ed}$ [kNm]	$N_{Ed}$ [kN]	$V_{Ed}$ [kN]		
	32,0	-10,0	0,0		

**Design results:**

Element	Exploitat.	
Headed studs tension	0,56	⊕
Headed studs shear	0,00	⊖
Headed studs interact. tens./shear	0,38	⊕
Concrete member pression	0,04	⊖
Steel plate bending	0,76	⊕

Abbildung 2.16: EXCEL Arbeitsblatt "Input + Output" Seite 1/1

**Ankerplatte (2. Zeile):** Eingabe der Länge  $l_{AP}$  [mm], der Breite  $b_{AP}$  [mm] und der Dicke  $t_{AP}$  [mm] der Ankerplatte. Des Weiteren kann die Anzahl der Kopfbolzen pro Reihe (2 oder 3) und die Materialgüte der Stahlplatte nach DIN EN 1993-1-1 [8] und DIN EN 10025 [3] eingegeben werden.

**Kopfbolzen (3. Zeile):** In dieser Zeile können die Abstände zwischen den Kopfbolzen in Längsrichtung  $l_{HS}$  [mm], und in Querrichtung  $b_{HS}$  [mm] eingegeben werden. Des Weiteren kann eine Auswahl über den Kopfbolzendurchmesser [mm], die Einbindelänge der Kopfbolzen  $h_n$  [mm] und die Materialgüte der Kopfbolzen nach DIN EN 10025 [3] und DIN EN 10088 [4] getroffen werden. Wenn die Bedingung  $l_{HS} \leq l_{PR}$  eingehalten ist, sollte der Abstand  $b_{HS}$  der Kopfbolzen kleiner oder gleich der Summe der Breite des angeschlossenen Profils  $b_{PR}$  und dem Fünffachen der Ankerplattendicke  $t_{AP}$  ( $b_{HS} \leq b_{PR} + 5 \cdot t_{AP}$ ) sein.

**Bewehrung (4. Zeile):** Die Zusatzbewehrung kann über den Bewehrungsdurchmesser  $d_s$  [mm] und die Materialgüte nach DIN EN 488 [11] definiert werden. Die Bewehrungsbügel sollten als Schlaufen mit dem kleinstmöglichen Biegerollenradius gebogen werden. Diese sollten in Paaren in unmittelbarer Nähe zum Schaft des Kopfbolzens und geringem Abstand zur Unterkante der Ankerplatte angeordnet werden. Dies führt zu einer maximalen Überlappung von Kopfbolzen und Rückhängebewehrung.

**Beton (5. Zeile):** Für den Beton kann die Dicke des Bauteils  $h_c$  [mm] und die Betondruckfestigkeitsklasse nach DIN EN 1992-1-1 [7] angegeben werden.

**Lasten (6. Zeile):** Die einwirkenden Beanspruchungen können mit den Bemessungswerten als Biegemomente  $M_{Ed}$  [kNm], Druckkräfte  $N_{Ed}$  [kN] und Schubkräfte  $V_{Ed}$  [kN] angegeben werden. Die Bemessungslasten im Grenzzustand der Tragfähigkeit müssen vom Anwender bestimmt werden, da auf der Lastseite keine Teilsicherheitsbeiwerte programmseitig berücksichtigt werden.

**2.2.8 Programmausgabe**

Die Programmausgabe "Design output" ist in vier Teile gegliedert. Im ersten Teil werden das statische System und die nichtlinearen Auflagerbedingungen als Federmodelle wiedergegeben (siehe Abbildung 2.17). Die Ergebnisse der nichtlinearen Schnittgrößenbestimmung werden im zweiten Teil (siehe Abbildung 2.18) und die Nachweise der maßgeblichen Komponenten im dritten Teil dargestellt. Im letzten Teil ist die Momenten-Rotationskurve des Anschlusses gegeben (siehe Abbildung 2.19).

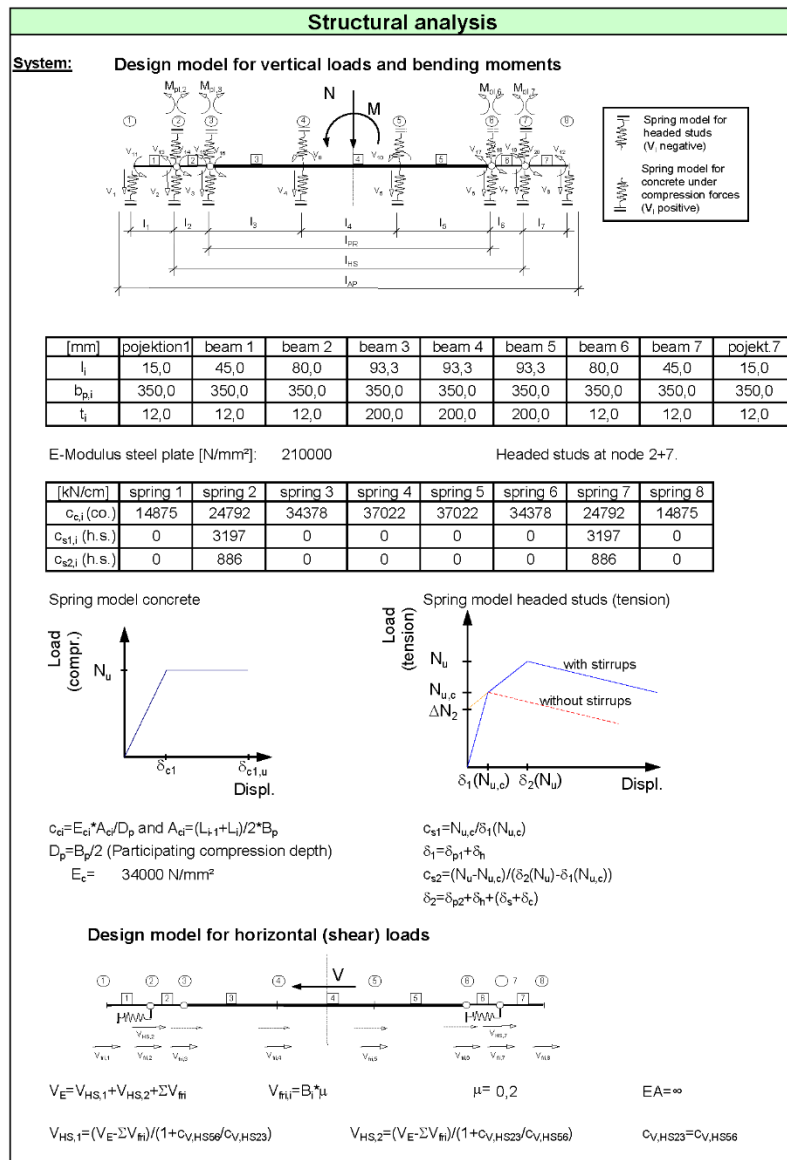


Abbildung 2.17: EXCEL-Arbeitsblatt "Design output" Seite 1/3

**Loads:**

$M_{Ed}$	$N_{Ed}$	$V_{Ed}$
[kNm]	[kN]	[kN]
32,0	-10,0	0,0

$\Delta M_{Ed} = V_{Ed} * (t_p + d)$

**Internal forces: Bearing reactions and bending moments caused by  $M_{Ed}$  and  $N_{Ed}$**

	node 1	node 2	node 3	node 4	node 5	node 6	node 7	node 8	
$B_i$	0,00	34,94	48,39	0,00	0,00	0,00	-159,84	66,52	[kN]
$M_i$	0,00	0,00	2,80	10,57	-13,18	-4,47	2,99	0,00	[kNm]

**Bearing reactions caused by  $V_{Ed}$  used for concrete design**

	node 1	node 2	node 3	node 4	node 5	node 6	node 7	node 8	
$V_i$	-	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-	[kN]
$V_{fi,i}$	0,00	6,99	9,68	0,00	0,00	0,00	0,00	13,30	[kN]

**Bearing reactions caused by  $V_{Ed}$  used for steel design**

$V_{Ed,max} = \text{MIN}[(1 - \eta_{N2}) * V_{Rd,s}^{0,5}; V_{Ed,tot}] = 0 \text{ N}$       Statement:  $\eta_N^2 + \eta_V^2 = 1 \rightarrow V_{Ed}$

$V_{Ed,min} = V_{Ed,tot} - V_{Ed,max} = 0 \text{ N}$

**Verifications: Headed studs under tension loads**

Steel failure of fasteners

Ultimate resistance  $N_{Rk,u,s} = \eta_a * A_s * f_{uk} = 357325 \text{ N}$

$N_{Ed} \leq N_{Rd,u,s} = N_{Rk,u,s} / \gamma_{Ms} = 285860 \text{ N}$        $N_{Ed} / N_{Rd,u,s} = 0,56$  ☺

Concrete cone failure

$N_{Rk,u,c} = N_{u,c} * A_{c,N} / A_{c,N} * \Psi_{s,N} * \Psi_{re,N} * \Psi_{ec,N} * \Psi_{m,N} * \Psi_{ucr,N} = 232243$

$N_{Ed} \leq N_{Rd,u,c} = N_{Rk,u,c} / \gamma_{Mc} = 154829 \text{ N}$        $N_{Ed} / N_{Rd,u,c} = 1,03$  ☹

Concrete cone failure with reinforcement

Concrete failure  $N_{Rk,u,max} = \Psi_{supp} * N_{Rk,u,c} = 355318 \text{ N}$

Yielding of reinforcement  $N_{Rk,u,1} = A_{s,y} * f_{s,y} + N_{u,c} + \delta_{s,y} * K_c = 302894 \text{ N}$

Anchorage failure  $N_{Rk,u,2} = N_{sbu} + N_{u,c} + \delta_{sbu} * K_c = 340284 \text{ N}$

$N_{Ed} \leq N_{Rd,u,cc+tr} = 302894 \text{ N}$        $N_{Ed} / N_{Rd,u,cc+tr} = 0,53$  ☺

$N_{Rd,u,cc+tr} = \text{MIN}[N_{Rk,u,max} / \gamma_{Mc}; N_{Rk,u,1} / \gamma_{Ms}; N_{Rk,u,2} / \gamma_{Mc}]$

Pull-out failure

$N_{Rk,p} = n * p_k * A_h = 488863 \text{ N}$

$N_{Ed} \leq N_{Rd,p} = N_{Rk,p} / \gamma_{Mp} = 325909 \text{ N}$        $N_{Ed} / N_{Rd,p} = 0,49$  ☺

Abbildung 2.18: EXCEL-Arbeitsblatt "Design output" Seite 2/3

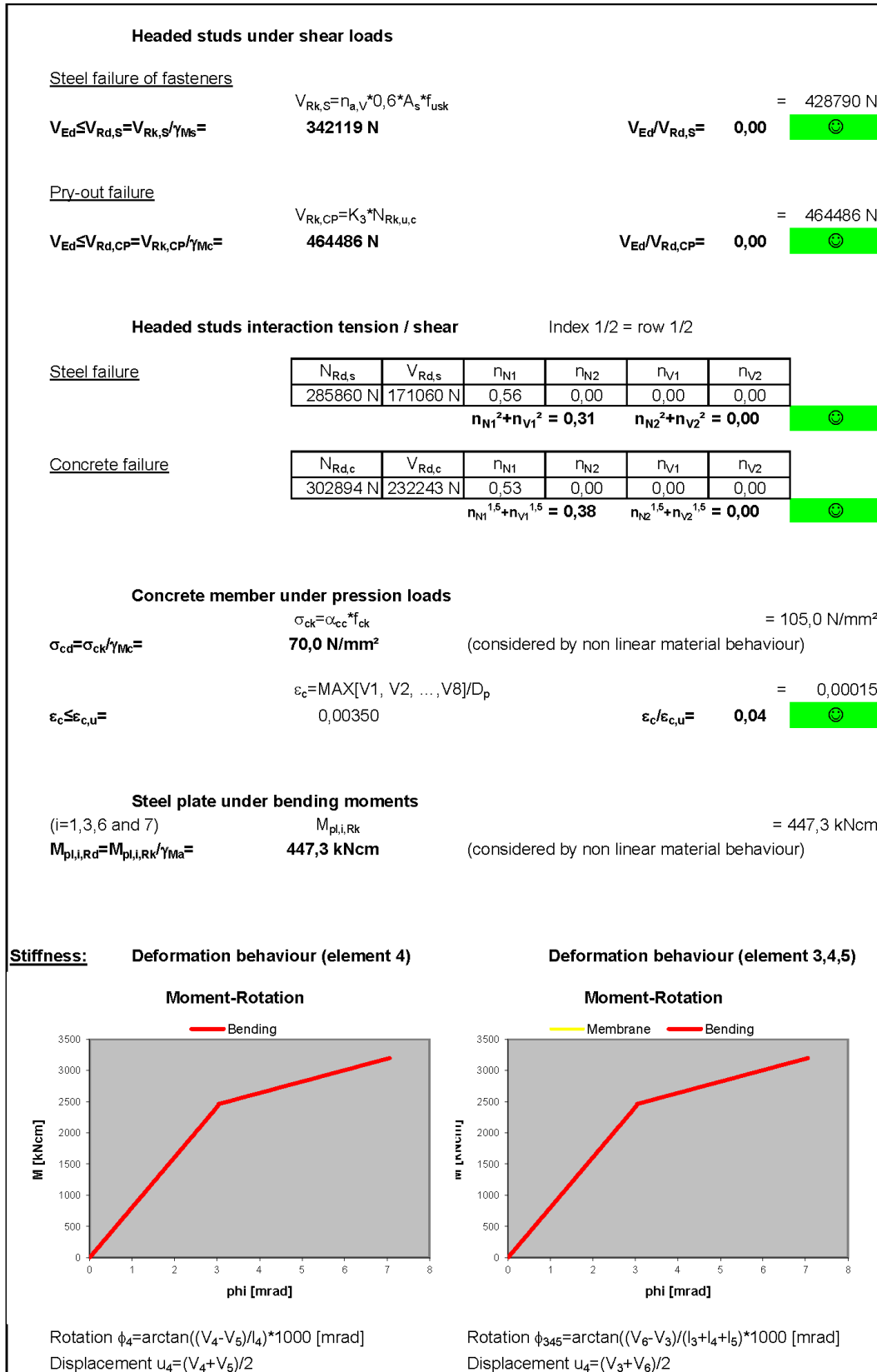


Abbildung 2.19: EXCEL-Arbeitsblatt "Design output" Seite 3/3

### 2.2.9 Anschlussoptimierung

Um eine möglichst große Tragfähigkeit der Verankerung zu erhalten, sind die nachfolgend angeführten Maßnahmen möglich. Welche der aufgelisteten Veränderungen in Betracht kommt, hängt individuell von dem jeweiligen Einsatzbereich des Anschlusses ab. Zudem sollten die Maßnahmen aufeinander abgestimmt sein, das heißt die Anschlussoptimierung ist ein iterativer Prozess, in dem die jeweils maßgebenden Komponenten verändert werden müssen, bis eine ausreichende Tragfähigkeit erreicht ist.

Bei großem Biegemoment  $M$  und / oder großer Zugkraft  $N$ :

- (M1) Anordnung einer Rückhängebewehrung an den zugbeanspruchten Kopfbolzenreihen
- (M2) Vergrößerung des Kopfbolzenlängsabstandes  $l_{HS}$
- (M3) Vergrößerung des Kopfbolzenquerabstandes  $b_{HS}$  auf  $3 \cdot h_{ef}$  (siehe Abbildung 4.5)
- (M4) Vergrößerung der Kopfbolzenlänge
- (M5) Vergrößerung des Kopfbolzendurchmessers
- (M6) Vergrößerung der Kopfbolzenanzahl je Reihe
- (M7) Wahl einer höheren Materialfestigkeit für die Kopfbolzen
- (M8) Wahl einer höheren Betonfestigkeitsklasse
- (M9) Vergrößerung der Ankerplattendicke
- (M10) Wahl einer höheren Materialfestigkeit für die Ankerplatte

Bei großer Querbeanspruchung  $V$ :

- (M2a) Vergrößerung des Kopfbolzenlängsabstands  $l_{HS}$  auf  $2 \cdot h_{ef}$  (siehe Abbildung 4.5)
- (M3) Vergrößerung des Kopfbolzenquerabstandes  $b_{HS}$  auf  $3 \cdot h_{ef}$  (siehe Abbildung 4.5)
- (M4) Vergrößerung der Kopfbolzenlänge
- (M5) Vergrößerung des Kopfbolzendurchmessers
- (M6) Vergrößerung der Kopfbolzenanzahl je Reihe
- (M7) Wahl einer höheren Materialfestigkeit für die Kopfbolzen
- (M8) Wahl einer höheren Betonfestigkeitsklasse

Bei Biegemoment- und Querkraftbeanspruchung kommt eine Kombination aus den oben ausgeführten Maßnahmen in Frage. Die nachfolgende Tabelle 2.6 zeigt Möglichkeiten zur Optimierung der Tragfähigkeit unter bestimmten Randbedingungen auf.

Tabelle 2.6: Optimierung von Anschlüssen mit dünnen Ankerplatten mit Kopfbolzen

Ziel	Maßnahme
Geringe Ankerplattendicke	Biegebeanspruchung: Anordnung der Kopfbolzen möglichst nah an den äußeren Eckpunkten des aufgeschweißten Stahlprofils.
Große Duktilität	Biegebeanspruchung: Optimierung der Anschlusskomponente so, dass als maßgebende Versagensform die Bildung einer Fließgelenkkette der Ankerplatte auftritt. Wahl eines duktilen Werkstoffes der Ankerplatte.
Geringe Kopfbolzenlänge	Biegebeanspruchung: Maßnahmen M1, M2, M3, M5, M6, (M7), M8, M9, M10; Querkraftbeanspruchung: Maßnahmen M2a, M3, M5, M6, (M7), M8
Keine Rückhängebewehrung	Biegebeanspruchung: Maßnahmen M2 bis M8, (M9), (M10)



## 2.3 Bemessungsprogramm für starre Ankerplatten mit Kopfbolzen – gelenkige Anschlüsse (Version 2.0)

### 2.3.1 Allgemeines

Das Programm "Bemessungsprogramm für starre Ankerplatten mit Kopfbolzen – gelenkige Anschlüsse" (Version 2.0) [24] dient zur Berechnung der Tragfähigkeit von Ankerplatten mit insgesamt mindestens vier und maximal sechs Kopfbolzen in zweireihiger Anordnung unter einachsiger Lastbeanspruchung (siehe Abbildung 2.20). Voraussetzung für die Anwendung des Programmes ist, dass der Lagerpunkt im statischen System der anschließenden Konstruktion gelenkig definiert ist. Da das tatsächliche Gelenk des Auflagers häufig nicht unmittelbar an der Betonoberfläche liegt, kann bei der Bemessung eine Lastexzentrizität erfasst werden. Bedingt durch diesen Lastversatz der Querkraft zur Ankerplatte wirkt neben der Normalkraft und der Querkraft selbst auch ein Biegemoment auf die eigentliche Ankerplatte ein. Direkt neben der zugbeanspruchten Kopfbolzengruppe kann zur Steigerung der Zugkrafttragfähigkeit eine schlaufenförmige Rückhängebewehrung angeordnet und rechnerisch erfasst werden. Die eigentliche Ankerplatte wird elastisch ohne die Berücksichtigung plastischer Traglastreserven bemessen. Die in unmittelbarer Nähe der Kopfbolzen liegende Zugbewehrung führt zu einer erheblichen Vergrößerung des Widerstandes der Kopfbolzen gegen Versagen durch Ausbilden eines kegelförmigen Betonausbruchkegels (concrete cone failure).

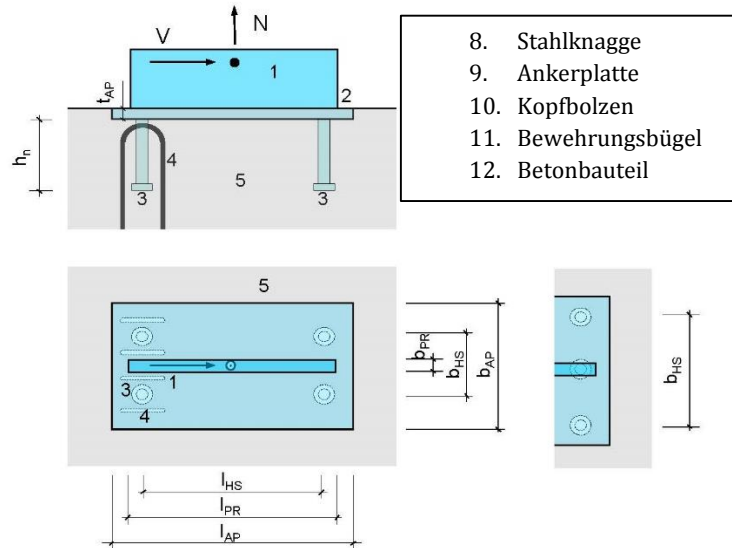


Abbildung 2.20: Geometrie des Anschlusses mit starrer Ankerplatte

### 2.3.2 Programmstruktur und statisches Modell

Basis des Bemessungsprogramms bildet das Tabellenkalkulationsprogramm Microsoft-EXCEL. Dabei wurden zehn unterschiedliche Tabellenblätter zur Ein- und Ausgabe, für die Bemessung verschiedener Komponenten, zur Bemessung des Gesamtsystems und zur Datenablage erzeugt. In einem ersten Schritt wird die Höhe der Druckzone abgeschätzt. Auf Basis dieser Annahme können alle weiteren unbekanntten Kräfte aus Abbildung 4.12 berechnet werden. Mit Hilfe von Momenten- und vertikalen Kräftegleichgewichten können die Annahmen verifiziert werden. Die Schubkraft  $V_{Ed}$  wird nach Gleichung (2.24) von einem Reibungsanteil und der Schubtragfähigkeit der Kopfbolzen aufgenommen.

$$V_{Ed} = V_{Ed,2} + V_{Ed,1} + V_f \quad (2.24)$$

Aus dem Momentengleichgewicht um den Schnittpunkt der Wirkungslinien der Betonkraft  $C_{Ed}$  und der Schubkomponenten der Kopfbolzen  $V_{Ed,2}$  und  $V_{Ed,1}$  folgt die Gleichung (2.25) zur Bestimmung der einwirkenden Normalkraft in der zweiten Kopfbolzenreihe. Mit Hilfe eines vertikalen Kräftegleichgewichts kann die Annahme der Druckzonenhöhe verifiziert werden. Die tatsächliche Druckzonenhöhe wird im Programm iterativ bestimmt. Weitere Hintergrundinformationen sind im Kapitel 5.2.2 des Handbuches I "Entwurf von Anschlüssen zwischen Stahl und Beton" [16] zu finden.

$$N_{Ed} = V_{Ed} \cdot \frac{(e + t + d)}{(z + \mu \cdot d)} \quad (2.25)$$

### 2.3.3 EXCEL-Arbeitsblätter / VBA Programmierung

Das gesamte Bemessungsprogramm enthält zehn EXCEL-Arbeitsblätter. Für den Anwender sind lediglich die Arbeitsblätter „Input+Output“ und „Design output“ sichtbar. In Tabelle 2.1 wird ein Überblick über die Funktion und Hintergründe der unterschiedlichen Arbeitsblätter gegeben.

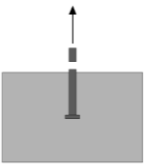
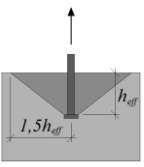
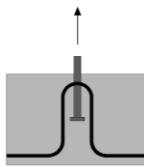
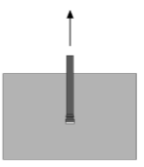

Tabelle 2.7: Überblick über alle Arbeitsblätter

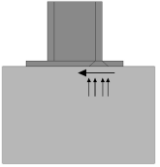
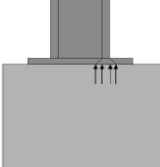
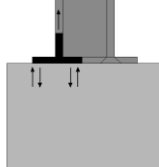
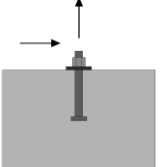
Name (Arbeitsblatt)	Funktion
“Input + Output”	Kapitel 2.2.7
“Design output”	Kapitel 2.2.8
“Headed studs tension”	Bestimmung des Verformungsverhaltens und der Tragfähigkeit der Komponente “Kopfbolzen unter Zugbeanspruchung mit Berücksichtigung von zusätzlicher Rückhängebewehrung”.
“Headed studs shear”	Bestimmung des Verformungsverhaltens und der Tragfähigkeit der Komponente “Kopfbolzen unter Schubbeanspruchung”.
“HS interaction tension-shear”	Bestimmung der Tragfähigkeit des Kopfbolzens unter Zug- und Schubbeanspruchung.
“Concrete member compression”	Bestimmung des Verformungsverhaltens und der Tragfähigkeit der Komponente “Beton unter Druckbeanspruchung”.
“Steel plate bending CM”	Bemessung der Ankerplatte unter Biegebeanspruchung
“Calculation core CM”	Berechnung der Auflagerreaktionen mit dem Kräfte- und Momentengleichgewicht unter iterativer Bestimmung der Druckzonenhöhe
“Data”	Datenblatt mit festen Werten (Materialfestigkeit, Dimensionen, Teilsicherheitsbeiwerten, internen Parametern zur Berechnungskontrolle).
“Data temp”	Datenblatt mit veränderlichen Werten.

### 2.3.4 Komponenten

Die folgenden Komponenten sind im Programm implementiert. Detaillierte Beschreibungen dieser Komponenten sind im Handbuch I in den entsprechenden Abschnitten zu finden. Das Last-Verformungsverhalten der Ankerplatte wird innerhalb des iterativen Berechnungsverlaufs berücksichtigt.

Tabelle 2.8: Komponenten des Bemessungsprogramms für starre Ankerplatten

Komponente	Kopfbolzen auf Zug	Betonausbruch auf Zug	Zugversagen der Rückhängebewehrung	Herausziehen der Kopfbolzen	Schubversagen der Kopfbolzen
Abbildung					

Komponente	Reibung	Betonkomponente auf Druck	Ankerplatte auf Biegung und Zug	Ankerbolzen/ Kopfbolzen auf Schub und Druck
Abbildung				

### 2.3.5 Sicherheitsbeiwerte

Siehe Kapitel 2.2.5.



### 2.3.6 Randbedingungen


Der Nachweis des Anschlusses des Stahlprofils an die Ankerplatte ist durch den Anwender selbst zu führen. Werden Stahlprofile nicht direkt angeschweißt, sondern an auf der Ankerplatte aufgeschweißten Gewindebolzen befestigt, so ist der Anschlussbereich  $l_{AP}$  und  $b_{AP}$  vom Anwender sinngemäß und unabhängig von den tatsächlichen Stahlprofilabmessungen zu definieren. Zum Beispiel durch Eingabe des Längs- und Querabstandes der Gewindebolzen für  $l_{AP}$  und  $b_{AP}$ . Grundlage der in den Programmen eingesetzten, neuen Komponenten bilden Versuche, die an Prüfkörpern mit großen Randabständen der Kopfbolzen zu den Betonkanten durchgeführt werden. Daher müssen die in Kapitel 4.3.4.2 angeführten Mindestwerte der Randabstände ebenfalls eingehalten werden. Für die Lage der Rückhängebewehrung sind die Angaben aus Kapitel 2.2.6 zu beachten.

### 2.3.7 Programmeingabe

Im Eingabedatenblatt "Input + Output" ist auf der oberen Hälfte eine Skizze mit der Bezeichnung der wichtigsten Eingabeparametern angegeben (siehe Abbildung 2.21). Im zweiten Teil des Arbeitsblattes können die geometrischen Abmessungen, Materialkennwerte und die Belastungen der Ankerplatte eingegeben werden. Indem die Schaltfläche "Calculation" auf der rechten unteren Hälfte gedrückt wird, kann die nichtlineare Berechnung der inneren Schnittgrößen und die Nachweise für die Einzelkomponenten gestartet werden. Links neben dieser Schaltfläche ist der Ausnutzungsgrad der wichtigsten Komponenten angegeben. Im Folgenden wird die Programmeingabe beschrieben.

**Stahlprofil (1. Zeile):** Eingabe der Länge  $l_{PR}$  [mm] und der Breite  $b_{PR}$  [mm] des Fahnenblechs.

**Ankerplatte (2. Zeile):** Eingabe der Länge  $l_{AP}$  [mm], der Breite  $b_{AP}$  [mm] und der Dicke  $t_{AP}$  [mm] der Ankerplatte. Des Weiteren

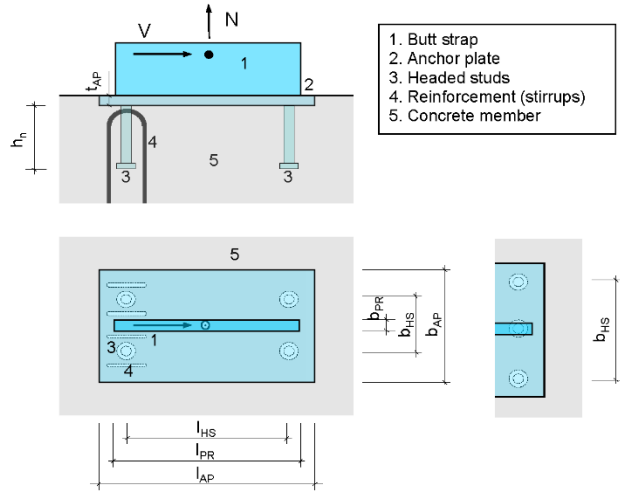


**New Market Chances for Steel Structures**  
by Innovative Fastening Solutions

---

**RIGID ANCHOR PLATE WITH HEADED STUDS (PINNED JOINT)** Version 1.1

**Drawing:**



**Input:**

1. Steel profile	$l_{PR}$ [mm]	$b_{PR}$ [mm]				
	220	10				
2. Anchor plate	$l_{AP}$ [mm]	$b_{AP}$ [mm]	$t_{AP}$ [mm]	Studs/row	Material:	
	350	250	25	2	S355	
	3. Headed studs	$l_{HS}$ [mm]	$b_{HS}$ [mm]	Shaft $\varnothing$	Length $h_n$	Material:
		250	150	22	150	S235J2+C470
		4. Reinforcement (stirrups)	$d_s$ [mm]	Material:		
	8	B500A				
5. Concrete member	$h_c$ [mm]	Material:				
	250	C30/37				
Loads	$M_{Ed}$ [kNm]	$N_{Ed}$ [kN]	$V_{Ed}$ [kN]	$e$ [cm]		
	40,9	0,0	136,2	30,0		
	<b>Design results:</b>					
	Element	Exploitat.				
Headed studs tension	0,63	⊕				
Headed studs shear	0,61	⊖				
Headed studs interact. tens./shear	0,72	⊖				
Concrete member pression	1,00	⊖				
Steel plate bending	0,96	⊖				

Abbildung 2.21: EXCEL Arbeitsblatt "Input + Output" Seite 1/1

kann die Anzahl der Kopfbolzen pro Reihe (2 oder 3) und die Materialgüte der Stahlplatte nach DIN EN 1993-1-1 [8] und DIN EN 10025 [3] eingegeben werden.

**Kopfbolzen (3. Zeile):** In dieser Zeile können die Abstände zwischen den Kopfbolzen in Längsrichtung  $l_{HS}$  [mm], und in Querrichtung  $b_{HS}$  [mm] eingegeben werden. Des Weiteren kann eine Auswahl über den Kopfbolzendurchmesser [mm], die Einbindelänge der Kopfbolzen  $h_{ef}$  [mm] und die Materialgüte der Kopfbolzen nach DIN EN 10025 [3] und DIN EN 10088 [4] getroffen werden.

**Bewehrung (4. Zeile):** Die Zusatzbewehrung kann über den Bewehrungsdurchmesser  $d_s$  [mm] und die Materialgüte nach DIN EN 488 [11] definiert werden. Die Bewehrungsbügel sollten als Schlaufen mit dem kleinstmöglichen Biegerollenradius gebogen werden. Diese sollten in Paaren in unmittelbarer Nähe zum Schaft des Kopfbolzens und geringem Abstand zur Unterkante der Ankerplatte angeordnet werden. Dies führt zu einer maximalen Überlappung von Kopfbolzen und Rückhängebewehrung.

**Beton (5. Zeile):** Für den Beton kann die Dicke des Bauteils  $h_c$  [mm] und die Betondruckfestigkeitsklasse nach DIN EN 1992-1-1 [7] angegeben werden.

**Beanspruchungen (6. Zeile):** Die einwirkenden Beanspruchungen können mit den Bemessungswerten als Druckkraft  $N_{Ed}$  [kN] und als Schubkraft  $V_{Ed}$  [kN] sowie deren Exzentrizitäten [cm] angegeben werden. Die Bemessungslasten im Grenzzustand der Tragfähigkeit müssen vom Anwender bestimmt werden, da auf der Lastseite keine Teilsicherheitsbeiwerte programmseitig berücksichtigt werden.

### 2.3.8 Programmausgabe

Die Programmausgabe "Design output" ist in drei Teile gegliedert. Im ersten Teil werden das statische System und die nichtlinearen Auflagerbedingungen als Federmodelle gezeigt (siehe Abbildung 2.22). Die Ergebnisse der nichtlinearen Schnittgrößenbestimmung werden im zweiten Teil dargestellt und im dritten Teil sind die Nachweise der maßgeblichen Komponenten zusammengestellt (siehe Abbildung 2.23).

### 2.3.9 Anschlussoptimierung

Die Anschlussoptimierung kann wie bei dünnen Ankerplatten nach Kapitel 2.2.9 durchgeführt werden. Weitere Information zur Optimierung von gelenkigen Anschlüssen sind in Kapitel 4.3 gegeben.

Structural analysis (Pinned joint)

**System:**

**Loads:**

$V_{Ed}$	$e_v$	$N_{Ed}$
[kN]	[cm]	[kN]
136,2	30,0	0,0

**Internal forces: Bearing reactions  $N_{Ed,2}$  and  $C_{Ed}$  caused by  $V_{Ed} * e_v$  and  $N_{Ed}$**

Inner lever arm	$z = l_{HS} + (l_{AP} - l_{HS})/2 - x_c/2$	= 289 mm
Total tension force	$N_{Ed,2} = V_{Ed} * (e_v + d + t_p) / z / (1 + \mu * d / z)$	= 161,2 kN
Compression force	$C_{Ed} = N_{Ed,2}$	= 161,2 kN

**Internal forces: Bearing reactions  $V_{Ed,1}$  and  $V_{Ed,2}$  caused by  $V_{Ed}$**

Division of shear loads (calculation for steel failure)		
	$V_{Ed,2} = \text{MAX} \{0; V_{Ed} - V_{Rd,s} - V_f\}$	= 0,0 kN
	$V_{Ed,1} = V_{Ed} - V_f - V_{Ed,2}$	= 104,0 kN
Division of shear loads (calculation for concrete failure)		
	$V_{Ed,1} = V_{Ed,2} = (V_{Ed} - V_f) / 2$	= 52,0 kN

Abbildung 2.22: EXCEL-Arbeitsblatt "Design output" Seite 1/2

Verifications: Headed studs under tension loads																	
<u>Steel failure of fasteners</u>																	
Ultimate resistance	$N_{Rk,u,s} = n_a \cdot A_s \cdot f_{uk}$	=	357,3 kN														
$N_{Ed,2} \leq N_{Rd,u,s} = N_{Rk,u,s} / \gamma_{Ms} =$	<b>285,9 kN</b>	$N_{Ed,2} / N_{Rd,u,s} =$	<b>0,56</b>	☺													
<u>Concrete cone failure (without additional reinforcement)</u>																	
	$N_{Rk,u,c} = N_{u,c}^\circ \cdot A_{c,N} / A_{c,N}^\circ \cdot I_{s,N}^* \cdot I_{re,N}^* \cdot \Psi_{ec,N} \cdot \Psi_{m,N} \cdot \Psi_{ucr,N}$	=	192,1 kN														
$N_{Ed,2} \leq N_{Rd,u,c} = N_{Rk,u,c} / \gamma_{Mc} =$	<b>128,1 kN</b>	$N_{Ed,2} / N_{Rd,u,c} =$	<b>1,26</b>	☹													
<u>Concrete cone failure with reinforcement</u>																	
Concrete failure	$N_{Rk,u,max} = \Psi_{supp} \cdot N_{Rk,u,c}$	=	288,0 kN														
Yielding of reinforcement	$N_{Rk,u,1} = A_{s,y} \cdot f_{s,y} + N_{u,c} + \delta_{s,y} \cdot K_c$	=	271,3 kN														
Anchorage failure	$N_{Rk,u,2} = N_{sbu} + N_{u,c} + \delta_{sbu} \cdot K_c$	=	253,9 kN														
$N_{Ed,2} \leq N_{Rd,u,cc+thr} =$	<b>253,9 kN</b>	$N_{Ed,2} / N_{Rd,u,cc+thr} =$	<b>0,63</b>	☺													
$N_{Rd,u,cc+thr} = \text{MIN}[N_{Rk,u,max} / \gamma_{Mc}; N_{Rk,u,1} / \gamma_{Ms}; N_{Rk,u,2} / \gamma_{Mc}]$																	
<u>Pull-out failure</u>																	
	$N_{Rk,p} = n \cdot p_k \cdot A_h$	=	419,0 kN														
$N_{Ed,2} \leq N_{Rd,p} = N_{Rk,p} / \gamma_{Mp} =$	<b>279,4 kN</b>	$N_{Ed,2} / N_{Rd,p} =$	<b>0,58</b>	☺													
<b>Headed studs under shear loads</b>																	
<u>Steel failure of fasteners</u>																	
	$V_{Rk,s} = n_a \cdot v \cdot 0,7 \cdot A_s \cdot f_{usk}$	=	214,4 kN														
$V_{Ed,1} \leq V_{Rd,s} = V_{Rk,s} / \gamma_{Ms} =$	<b>171,1 kN</b>	$V_{Ed,1} / V_{Rd,s} =$	<b>0,61</b>	☺													
<u>Pry-out failure</u>																	
	$V_{Rk,CP} = K_3 \cdot N_{Rk,u,c}$	=	144,6 kN														
$V_{Ed,1/2} \leq V_{Rd,CP} = V_{Rk,CP} / \gamma_{Mc} =$	<b>144,6 kN</b>	$V_{Ed,1/2} / V_{Rd,CP} =$	<b>0,36</b>	☺													
<b>Headed studs interaction tension / shear</b> Index 1/2 = row 1/2																	
<u>Steel failure</u>																	
	<table border="1" style="display: inline-table; border-collapse: collapse;"> <tr> <th><math>N_{Rd,s}</math></th> <th><math>V_{Rd,s}</math></th> <th><math>\eta_{N1}</math></th> <th><math>\eta_{N2}</math></th> <th><math>\eta_{V1}</math></th> <th><math>\eta_{V2}</math></th> </tr> <tr> <td>285,9 kN</td> <td>171,1 kN</td> <td>0,00</td> <td>0,56</td> <td>0,61</td> <td>0,00</td> </tr> </table>	$N_{Rd,s}$	$V_{Rd,s}$	$\eta_{N1}$	$\eta_{N2}$	$\eta_{V1}$	$\eta_{V2}$	285,9 kN	171,1 kN	0,00	0,56	0,61	0,00				
$N_{Rd,s}$	$V_{Rd,s}$	$\eta_{N1}$	$\eta_{N2}$	$\eta_{V1}$	$\eta_{V2}$												
285,9 kN	171,1 kN	0,00	0,56	0,61	0,00												
		$\eta_{N1}^2 + \eta_{V1}^2 =$	<b>0,37</b>	$\eta_{N2}^2 + \eta_{V2}^2 =$	<b>0,32</b>												
					☺												
<u>Concrete failure</u>																	
	<table border="1" style="display: inline-table; border-collapse: collapse;"> <tr> <th><math>N_{Rd,c}</math></th> <th><math>V_{Rd,c}</math></th> <th><math>\eta_{N1}</math></th> <th><math>\eta_{N2}</math></th> <th><math>\eta_{V1}</math></th> <th><math>\eta_{V2}</math></th> </tr> <tr> <td>253,9 kN</td> <td>144,6 kN</td> <td>0,00</td> <td>0,63</td> <td>0,36</td> <td>0,36</td> </tr> </table>	$N_{Rd,c}$	$V_{Rd,c}$	$\eta_{N1}$	$\eta_{N2}$	$\eta_{V1}$	$\eta_{V2}$	253,9 kN	144,6 kN	0,00	0,63	0,36	0,36				
$N_{Rd,c}$	$V_{Rd,c}$	$\eta_{N1}$	$\eta_{N2}$	$\eta_{V1}$	$\eta_{V2}$												
253,9 kN	144,6 kN	0,00	0,63	0,36	0,36												
		$\eta_{N1}^{1,5} + \eta_{V1}^{1,5} =$	<b>0,22</b>	$\eta_{N2}^{1,5} + \eta_{V2}^{1,5} =$	<b>0,72</b>												
					☹												
<b>Concrete member under pression loads</b>																	
	$C_{Rd} = f_{jd} \cdot X_c \cdot b_{eff}$	=	161,4 kN														
$C_{Ed} \leq C_{Rd} =$	<b>161,4 kN</b>	$C_{Ed} / C_{Rd} =$	<b>1,00</b>	☺													
<b>Steel plate under bending moments</b>																	
	$M_{Ed} = N_{Ed,2} / 2 \cdot m$	=	500 kNcm														
	$M_{el,Rk} = I_{eff,1} \cdot t_p^2 / 6 \cdot f_{yk}$	=	519 kNcm														
$M_{el,Rd} = M_{el,Rk} / \gamma_{M0} =$	<b>519,2 kNcm</b>	$M_{Ed} / M_{el,Rd} =$	<b>0,96</b>	☺													

Abbildung 2.23: EXCEL-Arbeitsblatt "Design output" Seite 2/2

## 3 Bemessungsbeispiele

### 3.1 Anschluss eines Verbundträgers an eine bewehrte Betonwand in einem Bürogebäude

#### 3.1.1 Allgemeines

##### 3.1.1.1 Beschreibung des Systems

Mehrgeschossige Bürogebäude haben oft ein Raster von  $n \cdot 1,35$  m bis ungefähr 7,8 m, das aus der Raumtiefe und der Breite des Korridors resultiert. Neben unterschiedlichen Fertigungsmöglichkeiten der Betondecke mit und ohne Trägerkonstruktion wird in diesem Fall eine Verbundkonstruktion gewählt, bei der IPE 300 Walzprofile, eine Halbfertigteildecke mit Aufbeton und Kopfbolzen als Schubverbindung gewählt werden. Aus der geringen Konstruktionshöhe der Decken resultiert eine niedrige Raumhöhe jedes Stockwerks. Die Deckenhöhe kann über die Momententragfähigkeit des Anschlusses gesteuert werden. Eine hohe Momententragfähigkeit im Anschluss führt zu einer geringeren Konstruktionshöhe in Feldmitte. Mit der Kenntnis des Rotationsverhaltens im Anschlussbereich kann dieser hinsichtlich Bewehrungsmenge und der Umlagerung von Schnittgrößen optimiert werden.

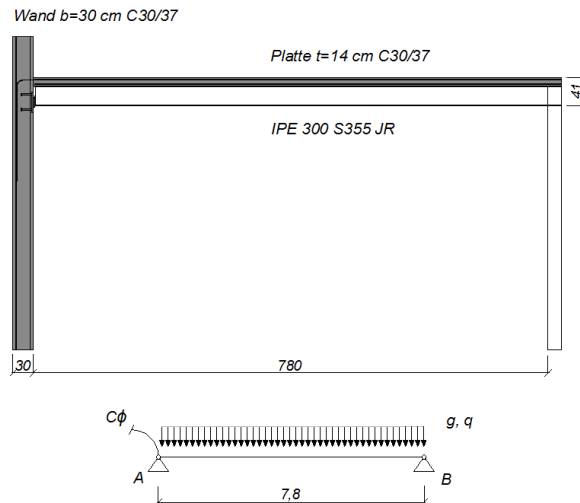


Abbildung 3.1: Statisches System des Verbundträgers

##### 3.1.1.2 Statisches System

In Abbildung 3.1 ist der untersuchte Stahlverbundträger dargestellt, der aus einem IPE 300 Walzprofil mit einer Halbfertigteildecke mit Aufbeton gefertigt ist. Die Gesamthöhe der Betonplatte beträgt 14 cm. Der Achsabstand der Träger ist  $2 \cdot 1,35$  m = 2,70 Meter und die Spannweite 7,8 Meter. Das innere Auflager kann an einer Betonwand, z.B. dem Kern des Gebäudes, angeschlossen werden. Am äußeren Auflager liegt der Träger an einer Stütze auf, die Teil der Fassade ist. Im Folgenden sind die einzelnen Bauteile aufgelistet:

- Halbfertigteildecke mit Aufbeton. Dicke der Fertigteilplatten = 6 cm. Gesamtdicke der Decke = 14 cm, Durchlaufträger mit 2,70 m Spannweite in Querrichtung.
- Walzträger IPE 300 S355 JR mit 7,80 m Länge und gleichmäßiger Verdübelung
- Auflagerung an Fassadenstützen mit einem Abstand zwischen den Stützen von 2,70 Meter.
- Auflagerung an der Innenseite durch eine momententragfähige Verbindung.

##### 3.1.1.3 Lasten

Eigengewicht der Platte (Streckenlast)	$g'$	=	1,6 kN/m
Eigengewicht der Platte (Flächenlast)	$g_1$	=	3,5 kN/m <sup>2</sup>
Eigengewicht Estrich	$g_2$	=	1,6 kN/m
Eigengewicht abgehängte Decke und Installation	$g_3$	=	0,4 kN/m <sup>2</sup>
Eigengewicht (gesamt)	$g$	=	<b>5,50 kN/m<sup>2</sup></b>
Veränderliche Lasten (B2, C1 nach DIN EN 1991-1-1 NA [5])	$q$	=	<b>3,00 kN/m<sup>2</sup></b>

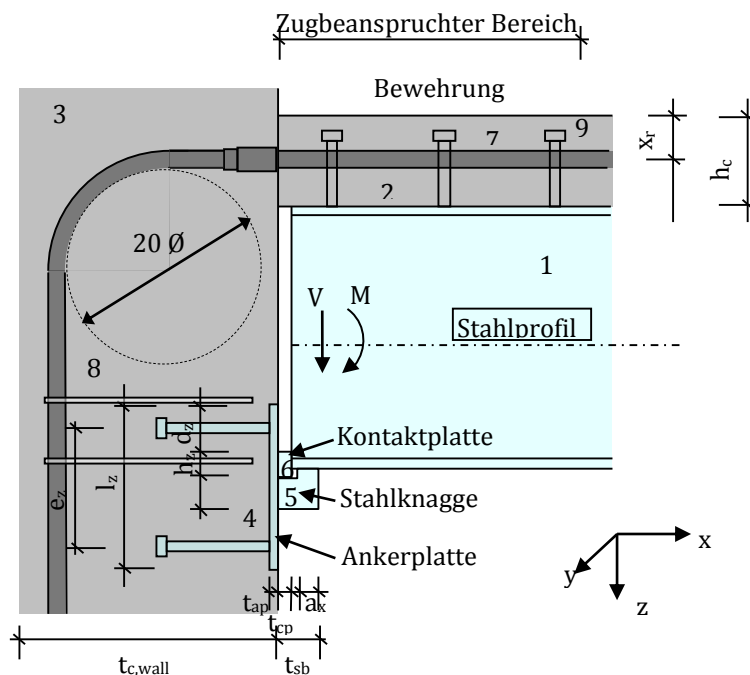
### 3.1.2 Ausführungsmöglichkeiten

#### 3.1.2.1 Bisherige Ausführungen

Die Ausführung von momententragfähigen Anschlüssen im Bereich von Verbundkonstruktionen ist zunächst nicht neu, da hier stets die Zugkräfte über die Bewehrung in die Wand und die Druckkräfte im Bereich des unteren Trägerflansches in die Wand eingeleitet werden. Gleichwohl gibt es bisher Lösungen mit Ankerplatten und Fahnenblechen für die Lasteinleitung der Schubkräfte oder Ankerplatten und Endplatten wie im herkömmlichen Stahlbau, die teuer und arbeitsintensiv sind. Zusätzlich sind diese Lösungen komplex in der Vorhersage des Rotationsverhaltens auf Grund der nicht ganz einfachen Lastpfade in der Verbindung. Aus diesem Grund muss eine deutlich größere Spanne der Schnittkräfte abgedeckt werden, da die Verteilung der inneren Kräfte unbekannt ist.

#### 3.1.2.2 Verbesserte Ausführung

Die im Folgenden beschriebene momententragfähige Verbindung für Verbundkonstruktionen an eine Betonwand ist eine Lösung, die auf der Baustelle leicht auszuführen ist. Dies ist darin begründet, dass sowohl die vertikalen als auch die horizontalen Toleranzen leicht einzuhalten sind. Die Kräfte werden strikt aufgeteilt und über einfache Lastpfade abgeleitet. Dadurch kann das Tragverhalten des Anschlusses auf einfache Art und Weise abgebildet werden, da der Anschluss in die einzelnen Komponenten aufgeteilt werden kann. Die Komponentenmethode ist in den Eurocodes verankert, wurde aber im Detail in diesem Forschungsprojekt verbessert. So wurde das Spannungs-Dehnungsmodell der Bewehrung in der Betonplatte mit zusätzlichen Zugkräften in der Betonplatte überarbeitet und die Verformungen im Bereich der Ankerplatten neu berücksichtigt. In dem neuen Modell kann der Schlupf in der Verbundfuge und das nichtlineare Verhalten des Betonanschlussbereichs berücksichtigt werden.



- |                                    |                                |
|------------------------------------|--------------------------------|
| 1. Verbundträger                   | 2. Betonplatte                 |
| 3. Betonwand                       | 4. Ankerplatte                 |
| 5. Stahlknagge                     | 6. Kontaktplatte               |
| 7. Bewehrungsstäbe (Zugkomponente) | 8. Zusätzliche Bewehrungsbügel |
| 9. Kopfbolzen in der Zugzone       |                                |

Abbildung 3.2: Geometrie des momententragfähigen Verbundträgeranschlusses

### 3.1.3 Statische Berechnung des Anschlusses

#### 3.1.3.1 Modellbildung

Im Allgemeinen können die Schnittgrößen mit Bemessungsprogrammen ermittelt werden, die unterschiedliche Trägersteifigkeiten und Rotationssteifigkeiten im Bereich der Auflager berücksichtigen. Das Tragwerk dieses Bemessungsbeispiels ist statisch unbestimmt und die Anschlusssteifigkeiten müssen daher möglichst exakt nachgebildet werden, um die Schnittgrößen, Auflagerkräfte und die resultierenden Kräfte in den Anschlüssen bestimmen zu können. Für die Schnittkraftermittlung dieses Bemessungsbeispiels wurde das Stabwerksprogramm KRASTA [25] verwendet. Zu Beginn der Berechnung kann eine auf der sicheren Seite liegende Abschätzung über die Momentenumlagerung getroffen werden. Am momententragfähigen Auflager hat der negative Momentenverlauf das Maximum. Der Schnittgrößenverlauf nimmt zum äußeren Auflager hin ab und erreicht bei etwa 5/8 der Spannweite das Maximum. Der Momentenbereich mit negativen Schnittkräften wird mit einem Viertel der Spannweite des Trägers angenommen. Die mittragende Breite des Trägers kann nach Gleichung (3.1) in EN 1994-1-1 Abs.5.4.1.2 [10] berechnet werden.

$$b_{\text{eff}} = b_0 + \sum b_{e,i} \quad (3.1)$$

Wenn die Träger einen gleichmäßigen Abstand haben, kann die mittragende Breite im negativen Momentenbereich mit Gleichung (3.2) und im positiven Momentenbereich mit Gleichung (3.3) berechnet werden. In beiden Fällen ist die mittragende Breite kleiner als der Achsabstand zwischen den Trägern (270 cm). Daher sollten die erforderlichen Bewehrungsstäbe im negativen Momentenbereich in Trägernähe angeordnet werden, da außenliegende Bewehrungsstäbe weniger wirksam sind.

$$b_{\text{eff},2} = 15 + 2 \cdot 780 \cdot 0,25/8 = 63,8 \text{ cm} \quad (3.2)$$

$$b_{\text{eff},1} = 15 + 2 \cdot 780 \cdot 0,75/8 = 161,25 \text{ cm} \quad (3.3)$$

Für die Berechnung der Flächenträgheitsmomente  $I_{\text{pos}}$  wird der Einfluss durch Kriechen berücksichtigt (siehe Gleichung (3.4) und (3.5)). Für dieses Bemessungsbeispiel beträgt das Verhältnis zwischen der Steifigkeit kurz nach der Fertigstellung und nach ein bis zwei Jahren (sprich  $T=\infty$ ) in etwa 4/3-tel. Exzentrische Zugkräfte auf Grund von Schwindeffekten werden in diesem Beispiel nicht berücksichtigt. Für ständige Lasten wird ein Flächenträgheitsmoment zum Zeitpunkt  $T=\infty$  und für veränderliche Lasten das Flächenträgheitsmoment zum Zeitpunkt  $T=0$  berechnet. Somit können die maximalen Einspannmomente und Kräfte am Auflager A berechnet werden.

$$\text{Negativer Bereich:} \quad I_{\text{neg}} \approx 18360 + 15,5 \cdot (30/2 + 15 - 4)^2 \approx 18000 \text{ cm}^4 \quad (3.4)$$

$$\text{Positiver Bereich:} \quad I_{\text{pos}, t=0} \approx 30200 \text{ cm}^4 \quad I_{\text{pos}, t=\infty} \approx 22500 \text{ cm}^4 \quad (3.5)$$

#### 3.1.3.2 Berechnung der Schnittgrößen

Mit den in Kapitel 3.1.3.1 beschriebenen Parametern werden die Schnittkräfte in einer ersten Iteration berechnet, indem die Rotationssteifigkeit der momententragfähigen Verbindung als unendlich (starr) angenommen wird. Die resultierenden Schnittkräfte sind in Abbildung 3.3 dargestellt.

In einem weiteren Schritt wird die Rotationssteifigkeit des Anschlusses ermittelt und in der Berechnung der Schnittgrößen berücksichtigt.

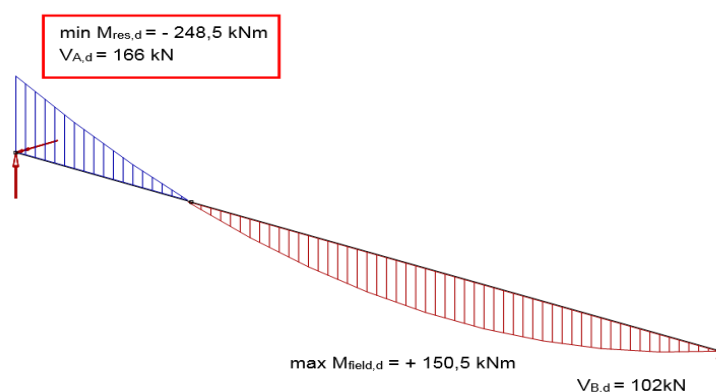


Abbildung 3.3: Ausgangswerte für die Verwendung im Bemessungsprogramm

Die Bemessung des Anschlusses und die Auswertung der Rotationssteifigkeit wird mit dem Bemessungsprogramm für momententragfähige Anschlüsse von Verbundträgern (Version 2.0) [22] durchgeführt. Die Parameter, die Einfluss auf das Modell haben, müssen im Detail definiert werden. Dies sind geometrische Werte, wie Größe, Lage und Dicke der Ankerplatte, Querschnittsabmessung der Träger und Bewehrung in der Decke und der Wand. Die Rotationscharakteristik des Anschlusses hängt zu einem hohen Maß von der Bewehrung in der Betonplatte ab. Des Weiteren wird der Schlupf in der Verbundfuge, das Tragverhalten im Betonanschlussbereich und im Bereich der hauptsächlich auf Druck beanspruchten Ankerplatte berücksichtigt. In der Dateneingabe werden vom Anwender zusätzliche Faktoren abgefragt, die nicht zwingend einen Einfluss auf die Rotationscharakteristik des Anschlusses haben, jedoch Auswirkungen auf die horizontale Verschiebung der Platte haben können. Wenn das Bemessungsprogramm für die momententragfähige Anschlüsse geöffnet wird, sind die Eingabezellen mit Standardwerten ausgefüllt. Diese Werte müssen in jedem Fall vom Anwender überprüft und angepasst werden.

Als Eingabewert wird für die Plattenbewehrung eine etwas größere Bewehrungsmenge als die Mindestbewehrung angenommen. Dies liegt daran, dass die Bemessung des Betonanschlussbereichs zu einem hohen Maße vom Bewehrungsgrad abhängig ist. Diese Menge muss innerhalb einer effektiven Breite im negativen Momentenbereich von 64 cm berücksichtigt werden. Es werden im Zugbereich 13 Kopfbolzen in der Verbundfuge im Abstand von 15 cm berücksichtigt.

Die Berechnung wird in einem EXCEL Dokument ausgeführt und daher werden die meisten Berechnungsergebnisse automatisch aktualisiert. Für die iterative Berechnung ist ein VBA-Makro implementiert, das ausgeführt wird, indem die "Start" Schaltfläche gedrückt wird. Wenn Parameter der Ankerplatte, der Betonwand, der Bewehrung und der Kopfbolzen verändert werden, muss das VBA-Makro gestartet werden.

Wenn alle Parameter für die Geometrie und die Kräfte in die Eingabemaske eingegeben werden, können auf diesem Arbeitsblatt die beiden Hauptergebnisse ausgelesen werden. Dies ist der Ausnutzungsgrad als Relation zwischen einwirkender Kraft und Tragfähigkeit und die Steifigkeit des Anschlusses, die in einem weiteren Iterationsschritt in einer neuen Schnittgrößenbestimmung berücksichtigt werden kann. In Abbildung

New Market Chances for Steel Structures  
by Innovative Fastening Solutions

RESTRAINED CONNECTION OF COMPOSITE BEAMS

**Drawing:**

**Input:**

1. Steel section	IPE 300	Material:	S 355
2. Concrete slab	$h_c = 14$ cm	Material:	C30/37 Bst 500 B
3. Concrete wall	$t_{c,wall} = 30$ cm	Material:	C30/37 Bst 500 B
4. Anchor plate	Dimension $t_{sp}/l_y/l_z$ /Mat.	20 mm	300 mm 300 mm S 235
Type of fasteners:		Headed Studs	NELSON/KÖCO-S-19
Fasteners		$n/l_y/e_z$	4 200 mm 200 mm 200 mm
5. Steel bracket	Dimension $t_{sp}/b_y/h_z/a_x$	50 mm	100 mm 80 mm 20 mm
6. Contact plate	Dimension $t_{sp}/b_y/h_z/dist_{sp}$	20 mm	100 mm 30 mm 80 mm
7. existing reinforcement slab/tensile length	$A_s/\phi_s/length$	15,5 cm <sup>2</sup>	16 mm 195 cm
8. Additional reinf.	Stirrups 2x2 legs	$d_s =$	
	Surface reinforcement	# $d_s =$	8 mm 150 mm
9. Slab Studs	tensile zone $\phi_s/h_z/n$	19 mm	100 mm 13
Loads	$V_{e,d} =$	166,0 kN	248,5 kNm
<input type="button" value="Calculate"/>			


**Design results:**

Load bearing capacity	$V_{R,d} = 227$ kN	$M_{R,d} = 250$ kNm
	$V_{e,d} / V_{R,d} = 0,73$	$M_{e,d} / M_{R,d} = 0,99$
Min req. reinforcement slab	calc. min. $A_s = 14,0$ cm <sup>2</sup>	

Abbildung 3.4: EXCEL-Arbeitsblatt "Input+Short Output" Maske



3.4 ist die ausgefüllte Eingabemaske mit dem resultierenden Ausnutzungsgrad des Anschlusses dargestellt. In Abbildung 3.5 bis Abbildung 3.7 ist die Berechnung detailliert mit Zwischenergebnissen der einzelnen Komponenten und der resultierenden Steifigkeit der aktuellen Parameterauswahl angegeben.



**New Market Chances for Steel Structures  
by Innovative Fastening Solutions**

---

**RESTRAINED CONNECTION OF COMPOSITE BEAMS**

---

**Input Data Echo**

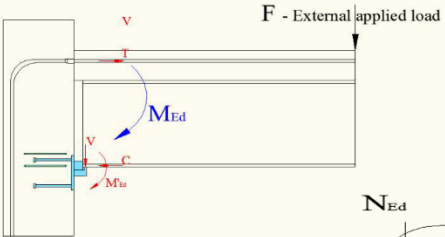
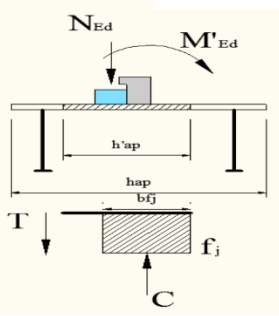
Steel Section		Contact plate		Bracket		Anchor Plate			
Profile	IPE 300	$h_{cp}$ [mm]	30	$h_{sb1}$ [mm]	80	$h_{ap}$ [mm]	300		
$h$ [mm]	300	$t_{cp}$ [mm]	20	$h_{sb2}$ [mm]		$t_{ap}$ [mm]	20		
$b$ [mm]	150	$b_{cp}$ [mm]	100	$t_{sb}$ [mm]	50	$b_{ap}$ [mm]	300		
$h_w$ [mm]	278,6	$dist_{cp}$ [mm]	80	$t_{sb2}$ [mm]	20				
$t_w$ [mm]	7,1	<i>Remark</i> Contact plate centre is aligned with centre of steel section bottom flange		$b_{sb}$ [mm]	100				
$d$ [mm]	248,6			$d_{sb}$ [mm]	110				
$t_f$ [mm]	10,7								
$W_{el,y}$ [cm <sup>3</sup> ]	557								
Steel grade	S 355					Steel grade	S 235		
$f_{yk}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	355					$f_{yk}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	235		

Slab section		Wall section		Headed Studs type:		NELSON/KOCO-S-19	
$h_c$ [mm]	140	$t_{c,wall}$ [mm]	300	$\phi_1$ [mm]	19	$e_y$ [mm]	200
$x_r$ [mm]	40	$x_{r,out}$ [mm]	40	$h_{et}$ [mm]	210	$e_z$ [mm]	200
$h_c - x_r$ [mm]	100	$x_{r,in}$ [mm]	40	$n$ [row]	2	$n$ [col]	2
Concrete	C30/37	Concrete	C30/37	$f_{uk}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	450	$f_{yk}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	350
$f_{ck}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	30,00	$f_{ck}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	30,00	Surface reinforcement		Stirrup reinforcement	
Slab reinforcement	acc. to	DIN 488		$\# d_s$ [mm]	8	$\# d_s$ [mm]	0
$a_s$ [cm <sup>2</sup> ]	15,5	$f_{sk}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	519	$\# s$ [mm]	150	number legs	

Joint loading		Loading components	
$M_{ed}$ [kNm]	248,5	$T_d$ [kN]	629,67
$V_{ed}$ [kN]	166	$C_d$ [kN]	629,67
		$V_{ed}$ [kN]	166,00
		$e$ [mm]	79,00
		$M'_{ed}$ [kNm]	13,11

---

**Result Data**

Anchor plate in compression + bending			
For rigid anchor plate $t_{min}$ [mm]		112,84	
Plate Type	Flexible	Comments	
$\beta_j$	0,67	This factor considered	
$f_j$ [N/mm <sup>2</sup> ]	33,34		
$c$ [mm]	29,23	Bearing width for equivalent rigid plate	
$h'_{ap}$ [mm]	138,46	updated value	
$b'_{ap}$ [mm]	158,46	updated value	
Maximum N for applied M'ed			
$h_{cpr}$ [mm]	138,46	$N_{max}$ [kN]	731,47
$N_{con}$ [kN]	731,47	$M'_{ed}$ [kNm]	13,11
		$F_t$ [kN]	-
		% $T_{Rd}$	0,00
Maximum M' for applied Ned			
$h_{cpr}$ [mm]	124,83	$N_{Ed}$ [kN]	629,67
$N_{con}$ [kN]	659,48	$M'_{max}$ [kNm]	42,11
		$F_t$ [kN]	29,81
		% $T_{Rd}$	52,47

Verification OK

No anchors in tension! The applied moment can be larger. Equivalent rigid plate is considered.

OK

Verification OK

Anchors in tension!

OK

Abbildung 3.5: Ausgabebblatt mit Zwischenergebnissen (1)

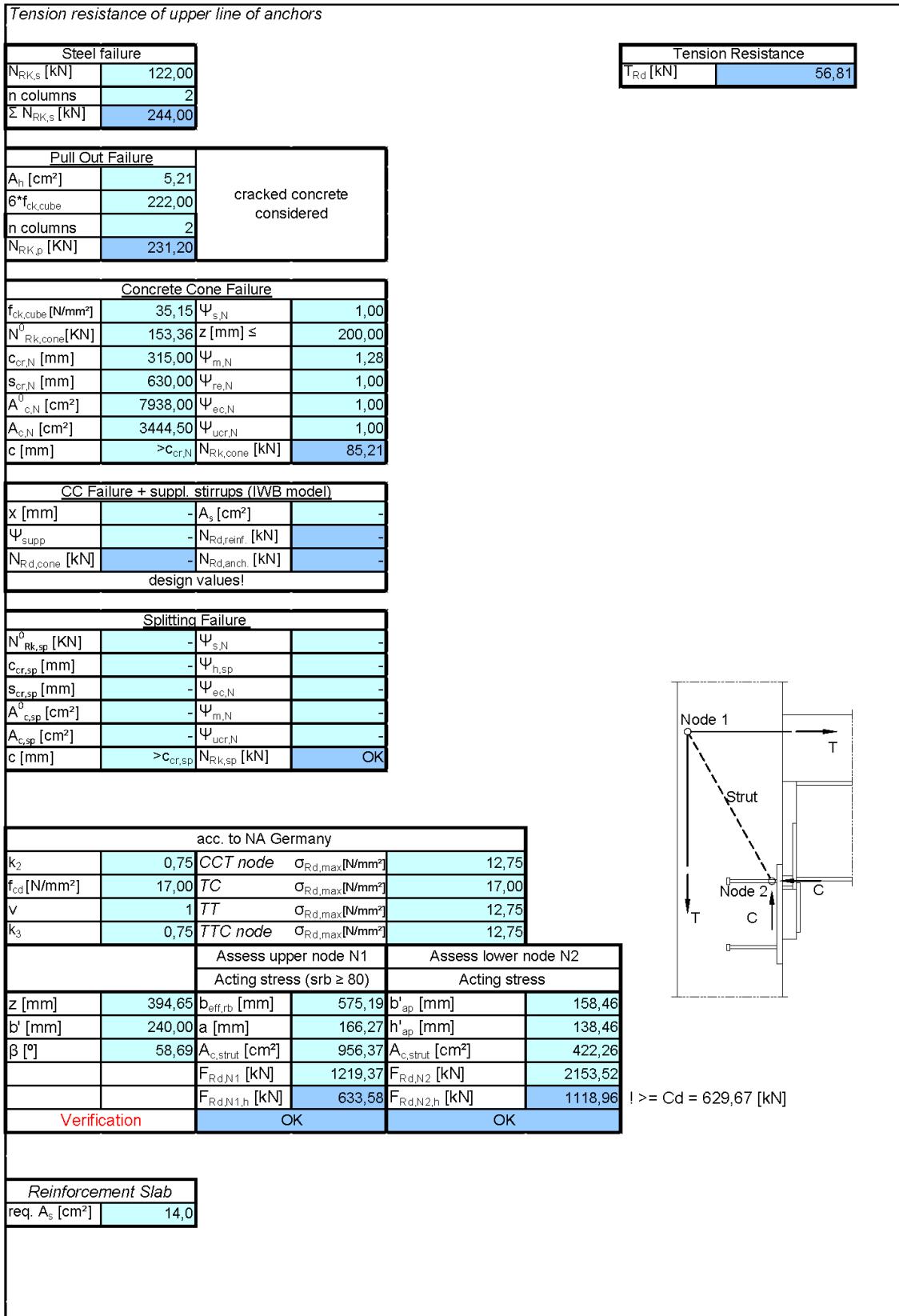


Abbildung 3.6: Ausgabblatt mit Zwischenergebnissen (2)

Friction		Verification	
C [kN] ≥	629,67	V <sub>Rd,V</sub> [kN]	227,11
μ	0,00	V <sub>Rd,M</sub> [kN]	532,99
V <sub>fric</sub> [kN]	0,00		OK
Steel failure of anchors			
V <sub>Rk,S</sub> [kN]	73,00		
n studs	4		
Σ V <sub>Rk,S</sub> [kN]	292,00		
Pry-out Failure			
Include upper row of anchors ?		y	[Y or N]
N <sup>o</sup> <sub>Rk,C</sub> [kN]	153,36	Ψ <sub>s,N</sub>	1,00
N <sub>Rk,C</sub> [kN]			85,21
c <sub>cr,N</sub> [mm]	315,00	z [mm] <	200,00
k <sub>s</sub>			2,00
s <sub>cr,N</sub> [mm]	630,00	Ψ <sub>m,N</sub>	1,28
V <sub>Rk,cp</sub> [kN]			681,70
A <sup>o</sup> <sub>c,N</sub> [cm <sup>2</sup> ]	15876,00	Ψ <sub>re</sub>	1,00
A <sub>c,N</sub> [cm <sup>2</sup> ]	6889,00	Ψ <sub>ec</sub>	1,00
c [mm]	>c <sub>cr,N</sub>	Ψ <sub>ucr</sub>	1,00
Steel Contact Plate			
l <sub>cp,eff</sub> [mm]	100	C <sub>Rd</sub> [kN]	705,00
h <sub>cp,eff</sub> [mm]	30	σ <sub>Ed</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	209,89
A <sub>eff</sub> [cm <sup>2</sup> ]	30		
Verification			OK
Beam flange and web in compression			
W <sub>y,el</sub> [cm <sup>3</sup> ]	557,00	ρ	-
M <sub>c,Rd</sub> [kN.m]			197,74
A <sub>z</sub> [cm <sup>2</sup> ]	20,54		
V <sub>z,Rd</sub> [kN]	382,66	F <sub>fl,Rd</sub> [kN]	683,49
Reduction	NO	Verification	OK
Steel console in bending			
I [cm <sup>4</sup> ]	426,67		
W <sub>el</sub> [cm <sup>3</sup> ]	106,67	Verification	
M <sub>Rd,c</sub> [kNm]	37,87		OK
<b>Design results:</b>	Load bearing capacity	V <sub>R,d</sub> =	227 kN
		V <sub>S,d</sub> / V <sub>R,d</sub> =	0,73
		M <sub>R,d</sub> =	250 kN
		M <sub>S,d</sub> / M <sub>R,d</sub> =	0,99
	Interaction	α = 1,5	μ = - irrelevant/no tension in stud
	Stiffness connection	S <sub>im</sub> =	135,9 MNm/rad
		S <sub>sec</sub> =	92,7 MNm/rad
	Ductility	μ <sub>θ</sub> =	elastic
	anchor plate behaviour		Flexible acc. to EN1993-1-8
	7. Slab reinforcement	min. A <sub>s</sub> =	15,5 cm <sup>2</sup>

Abbildung 3.7: Ausgabblatt mit Zwischenergebnissen (3)

Die Rotationssteifigkeit des Anschlusses wird als Ergebnis der Parameterwahl mit einer Sekantensteifigkeit von  $C_{\varphi} \approx 93$  MNm/rad ausgewählt. Wenn die Sekantensteifigkeit  $C_{\varphi}$  als Rotationssteifigkeit des Anschlusses gewählt wird, ergeben sich die Schnittgrößen nach Abbildung 3.8.

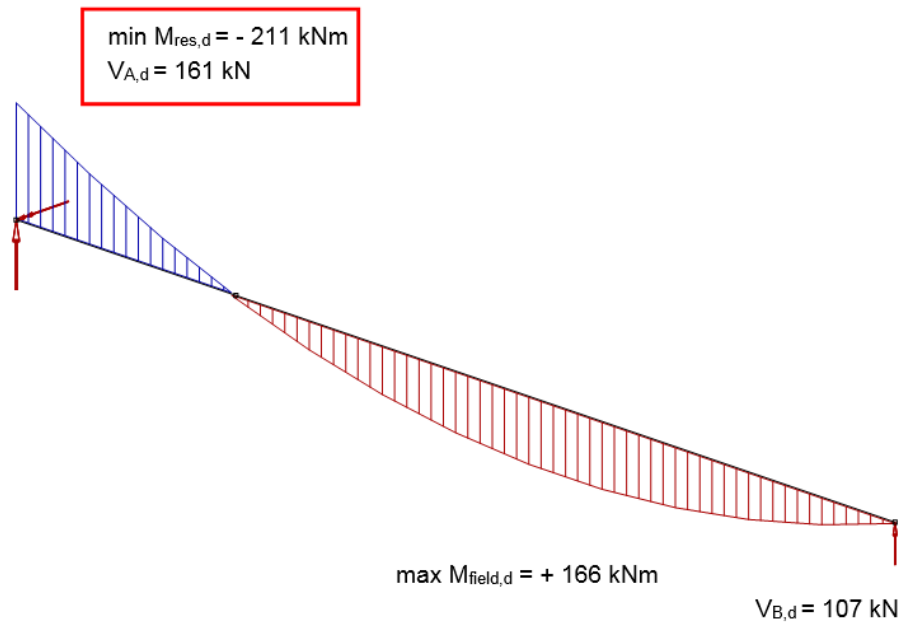



Abbildung 3.8: Schnittgrößen unter Berücksichtigung der Sekantensteifigkeit  $C_\varphi$  am Auflager A

Diese Werte liegen nahe an der Grenze der Tragfähigkeit und werden somit für das statisch unbestimmte System zur Bemessung herangezogen. Das reduzierte Moment und die reduzierte Querkraftbeanspruchung im Anschluss erhöht die resultierende Steifigkeit auf etwa  $C_\varphi \approx 94 \text{ MNm/rad}$  und hat daher keine signifikanten Auswirkungen mehr auf die Steifigkeit. Im Allgemeinen konvergiert bei geringer werdender Momentenbeanspruchung die Steifigkeit gegen das Maximum. Die sogenannte Anfangssteifigkeit von  $135 \text{ MN/rad}$  kann nicht überschritten werden, da dieser Grenzwert an die Stahldehnung und den ungerissenen Beton gekoppelt ist. Wenn der Bewehrungsgrad verringert wird, sinkt die Steifigkeit auf  $89 \text{ MNm/rad}$ . Da die Steifigkeit des Anschlusses nicht unterschätzt wird und keine höheren Lasten auftreten können, liegt dieser auf der sicheren Seite.

### 3.1.3.3 Statische Berechnung

Der Nachweis des Anschlusses wird mit dem Bemessungsprogramm für momententragfähige Anschlüsse von Verbundträgern (Version 2.0) [22] nach Abbildung 3.9 durchgeführt. Wie vorausgeführt erwähnt wurde, kann der Bewehrungsgrad durch Verminderung der Einspannwirkung reduziert werden.



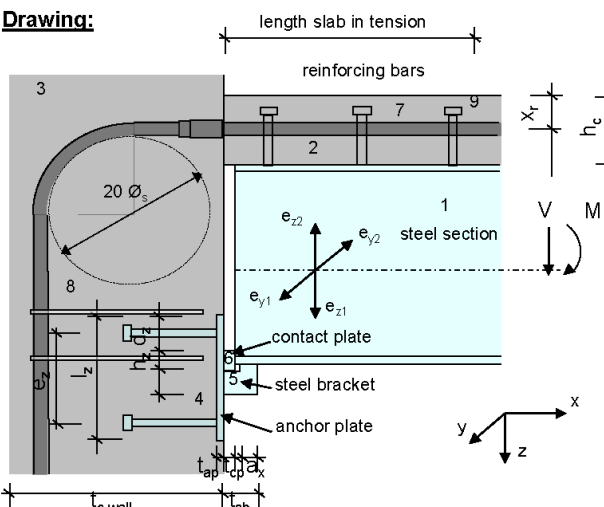
**InFaSo**

**New Market Chances for Steel Structures  
by Innovative Fastening Solutions**

---

**RESTRAINED JOINTS OF COMPOSITE BEAMS**

**Drawing:**



1. Composite beam (steel section)  
 2. Concrete slab  
 3. Concrete wall  
 4. Anchor plate  
 5. Steel bracket  
 6. Contact plate  
 7. Reinforcing bars (tension component)  
 $f_{yk} = 500$  class B, bending diameter  $20 \varnothing_s$   
 8. Additional stirrups  
 9. studs in slab's tensile zone

Code: NA Germany

**Input:**

1. Steel section	<span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">IPE 300</span>	Material:	<span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">S 235</span>												
2. Concrete slab	$h_c =$ <span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">14 cm</span>	Material:	<span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">C30/37</span> Bst 500 B												
3. Concrete wall	$t_{c,wall} =$ <span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">30 cm</span>	Material:	<span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">C30/37</span> Bst 500 B												
4. Anchor plate	<table border="1" style="border-collapse: collapse; width: 100%; text-align: center;"> <tr> <th style="font-size: 0.8em;">Dimension</th> <th style="font-size: 0.8em;"><math>t_{ap}/l_y/l_z</math>/Mat.</th> <td style="width: 10%;"><span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">20 mm</span></td> <td style="width: 10%;"><span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">300 mm</span></td> <td style="width: 10%;"><span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">300 mm</span></td> <td style="width: 10%;"><span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">S 235</span></td> </tr> </table>	Dimension	$t_{ap}/l_y/l_z$ /Mat.	<span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">20 mm</span>	<span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">300 mm</span>	<span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">300 mm</span>	<span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">S 235</span>								
Dimension	$t_{ap}/l_y/l_z$ /Mat.	<span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">20 mm</span>	<span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">300 mm</span>	<span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">300 mm</span>	<span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">S 235</span>										
Type of fasteners:		Headed Studs	<span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">NELSON/KÖCO-S-19</span>												
5. Steel bracket	<table border="1" style="border-collapse: collapse; width: 100%; text-align: center;"> <tr> <th style="font-size: 0.8em;">Fasteners</th> <th style="font-size: 0.8em;"><math>n/l_y/e_y/e_z</math></th> <td style="width: 10%;"><span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">4</span></td> <td style="width: 10%;"><span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">200 mm</span></td> <td style="width: 10%;"><span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">200 mm</span></td> <td style="width: 10%;"><span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">200 mm</span></td> </tr> </table>	Fasteners	$n/l_y/e_y/e_z$	<span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">4</span>	<span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">200 mm</span>	<span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">200 mm</span>	<span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">200 mm</span>								
Fasteners	$n/l_y/e_y/e_z$	<span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">4</span>	<span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">200 mm</span>	<span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">200 mm</span>	<span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">200 mm</span>										
6. Contact plate	<table border="1" style="border-collapse: collapse; width: 100%; text-align: center;"> <tr> <th style="font-size: 0.8em;">Dimension</th> <th style="font-size: 0.8em;"><math>t_{cp}/b_y/h_z/dist_{cp}</math></th> <td style="width: 10%;"><span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">50 mm</span></td> <td style="width: 10%;"><span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">100 mm</span></td> <td style="width: 10%;"><span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">80 mm</span></td> <td style="width: 10%;"><span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">20 mm</span></td> </tr> </table>	Dimension	$t_{cp}/b_y/h_z/dist_{cp}$	<span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">50 mm</span>	<span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">100 mm</span>	<span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">80 mm</span>	<span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">20 mm</span>								
Dimension	$t_{cp}/b_y/h_z/dist_{cp}$	<span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">50 mm</span>	<span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">100 mm</span>	<span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">80 mm</span>	<span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">20 mm</span>										
7. existing reinforcement slab/tensile length	<table border="1" style="border-collapse: collapse; width: 100%; text-align: center;"> <tr> <th style="font-size: 0.8em;">Dimension</th> <th style="font-size: 0.8em;"><math>t_{cp}/b_y/h_z/dist_{cp}</math></th> <td style="width: 10%;"><span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">20 mm</span></td> <td style="width: 10%;"><span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">100 mm</span></td> <td style="width: 10%;"><span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">30 mm</span></td> <td style="width: 10%;"><span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">80 mm</span></td> </tr> </table>	Dimension	$t_{cp}/b_y/h_z/dist_{cp}$	<span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">20 mm</span>	<span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">100 mm</span>	<span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">30 mm</span>	<span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">80 mm</span>								
Dimension	$t_{cp}/b_y/h_z/dist_{cp}$	<span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">20 mm</span>	<span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">100 mm</span>	<span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">30 mm</span>	<span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">80 mm</span>										
8. Additional reinf.	<table border="1" style="border-collapse: collapse; width: 100%; text-align: center;"> <tr> <th style="font-size: 0.8em;">Stirrups 2x2 legs</th> <th style="font-size: 0.8em;"><math>A_s/\varnothing_s/length</math></th> <td style="width: 10%;"><span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">13,5 cm<sup>2</sup></span></td> <td style="width: 10%;"><span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">16 mm</span></td> <td style="width: 10%;"><span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">195 cm</span></td> <td></td> </tr> <tr> <td>Surface reinforcement</td> <td><math>d_s =</math></td> <td><span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">8 mm</span></td> <td></td> <td></td> <td><span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">150 mm</span></td> </tr> </table>	Stirrups 2x2 legs	$A_s/\varnothing_s/length$	<span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">13,5 cm<sup>2</sup></span>	<span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">16 mm</span>	<span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">195 cm</span>		Surface reinforcement	$d_s =$	<span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">8 mm</span>			<span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">150 mm</span>		
Stirrups 2x2 legs	$A_s/\varnothing_s/length$	<span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">13,5 cm<sup>2</sup></span>	<span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">16 mm</span>	<span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">195 cm</span>											
Surface reinforcement	$d_s =$	<span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">8 mm</span>			<span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">150 mm</span>										
9. Slab Studs	<table border="1" style="border-collapse: collapse; width: 100%; text-align: center;"> <tr> <th style="font-size: 0.8em;">tensile zone</th> <th style="font-size: 0.8em;"><math>\varnothing_s / h_s / n</math></th> <td style="width: 10%;"><span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">19 mm</span></td> <td style="width: 10%;"><span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">100 mm</span></td> <td style="width: 10%;"><span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">13</span></td> <td></td> </tr> </table>	tensile zone	$\varnothing_s / h_s / n$	<span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">19 mm</span>	<span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">100 mm</span>	<span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">13</span>									
tensile zone	$\varnothing_s / h_s / n$	<span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">19 mm</span>	<span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">100 mm</span>	<span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">13</span>											
Loads	<table border="1" style="border-collapse: collapse; width: 100%; text-align: center;"> <tr> <th style="font-size: 0.8em;"><math>V_{e,d}</math></th> <td style="width: 10%;"><span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">161,0 kN</span></td> <td style="width: 10%;"><span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">211,0 kNm</span></td> </tr> </table>	$V_{e,d}$	<span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">161,0 kN</span>	<span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">211,0 kNm</span>											
$V_{e,d}$	<span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">161,0 kN</span>	<span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">211,0 kNm</span>													

**Design results:**

Load bearing capacity	$V_{R,d} =$ <span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">227 kN</span>	$M_{R,d} =$ <span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">218 kN</span>
	$V_{e,d} / V_{R,d} =$ <span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">0,71</span>	$M_{e,d} / M_{R,d} =$ <span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">0,97</span>
Min req. reinforcement slab	calc. min. $A_s =$ <span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">11,8 cm<sup>2</sup></span>	

Abbildung 3.9: Statische Berechnung des momententragfähigen Anschlusses

Der Biegerollenradius der Bewehrung in der Wand hat einen maßgeblichen Einfluss auf das Modell. Obwohl im Allgemeinen ein Mindestdurchmesser von  $10 \varnothing_s$  (bei großem Randabstand) möglich ist, wird empfohlen einen Wert von  $20 \varnothing_s$  zu wählen, da der Radius der Bewehrung Einfluss auf die Größe der diagonalen Druckstrebe hat. Wenn ein größerer Biegerollenradius gewählt wird, nimmt die wirksame Breite der einzelnen

Bewehrungsstäbe zu, in der die Zugkräfte der Plattenbewehrung aufgenommen werden können. Wird der Mindestbiegerollenradius verwendet, wird das Tragverhalten im Betonanschlussbereich deutlich reduziert. Damit ist eine unwirtschaftliche Steigerung des Bewehrungsgrades und der Betonfestigkeit notwendig.

In statisch bestimmten Systemen kann der Schritt der genauen Betrachtung der Anschlusssteifigkeit übersprungen werden, da die Steifigkeiten in den Anschlüssen keinen Einfluss auf die Schnittgrößen haben.

### **3.1.4 Ausführung**

#### **3.1.4.1 Montage**

Die Ankerplatte kann leicht auf der Innenseite der Betonschalung befestigt werden. Des Weiteren lassen sich die Ankerplatten mit den vergleichswisen kurzen Kopfbolzen zwischen den einzelnen Bewehrungsstäben der äußeren Bewehrungslage platzieren. Die schlaufenförmige Rückhängebewehrung wird im Bereich der gegenüberliegenden Bewehrungslage befestigt. Diese müssen nach dem Anbringen der Ankerplatte angepasst werden, wenn die Abstände zu den Kopfbolzen zu groß sind. Die Anschlussbewehrung der Betonplatte kann mittels Schraubanschlüssen an der Betonwand befestigt werden. Die Muffenstöße können wie die Ankerplatte auf der Innenseite der Schalung befestigt werden. Es ist zu berücksichtigen, dass diese Bewehrung einen großen Biegerollendurchmesser von  $20 \varnothing_s$  hat, um den Bereich der Umlenkkräfte im Betonanschlussbereich zu vergrößern. Nach dem Entfernen der Schalung wird die Knagge auf die Ankerplatte geschweißt. In einem weiteren Schritt werden die Stahlprofile angepasst und montiert, die Kontaktstücke für die Deckenschalung oder die Betonfertigteileplatten angebracht und die Anschlussbewehrung kann in die Anschlussmuffen eingeschraubt werden. Wenn die Plattenbewehrung vollständig eingebaut und angepasst ist, kann die Deckenplatte betoniert werden.

#### **3.1.4.2 Toleranzen**

Abweichungen der Ankerplatte in horizontaler und vertikaler Richtung, bezogen auf die Längsachse des Trägers können leicht ausgeglichen werden, da die Knagge auf die Ankerplatte auf der Baustelle angeschweißt wird. Wenn größere Abweichungen in Trägerlängsrichtung berücksichtigt werden müssen, sollte der Träger nach dem Aufnehmen der Ist-Maße hergestellt werden. Kleinere Abweichungen können über das Kontaktstück ausgeglichen werden. Abweichungen in horizontaler und vertikaler Richtung der Anschlussmuffen sind tolerierbar, wenn die Betondeckung eingehalten wird. Um den inneren Hebelarm der Kräfte nicht zu überschätzen, sollte die Betondeckung ausreichend berücksichtigt werden.

#### **3.1.4.3 Brandschutz**

Für die in diesem Beispiel dargestellte Gebäudestruktur sollte im Allgemeinen die Feuerwiderstandsklasse R90 eingehalten werden. Sämtliche Stahlbauteile, insbesondere die Anschlüsse müssen mit einer zugelassenen Brandschutzbeschichtung oder Brandschutzpanelen versehen werden. In diesem Beispiel sind im Bereich der Stahlprofile keine Installationen vorgesehen und die Zwischenräume können mit Beton als Brandschutz ausgefüllt werden. Die Anschlussknagge muss jedoch mit einer Brandschutzbeschichtung versehen werden. Der Brandschutz der Bewehrung ist durch die Berücksichtigung von ausreichend Betondeckung nach den entsprechenden Normen gewährleistet.

#### **3.1.4.4 Kosten**

Die Anschlusssteifigkeiten können genauer und mit weniger Unsicherheiten berechnet werden. Daraus folgt eine realistischere Schnittgrößenverteilung im System und die Kosten des Tragwerks können somit reduziert werden. Der momententragfähige Anschluss des Verbundträgers kann auf einfache Art und Weise ausgeführt werden, da die Träger ohne Verschraubungen auf den Knaggen abgesetzt werden können. Der Anschluss der Bewehrung über Muffen ist jedoch notwendig.

## 3.2 Fußplattenanschluss einer Leitplanke an eine Parkhausbodenplatte

### 3.2.1 Allgemeines

#### 3.2.1.1 Beschreibung des Systems

Eine Abfangvorrichtung, die aus einer Leitplanke aus zwei verbundenen Hohlprofilen und vertikalen Pfosten aus Walzprofilen besteht, ist über einen Fußplattenanschluss an einer 300 mm dicken Betonplatte befestigt. Als Verbindung wird eine einbetonierte Ankerplatte mit Kopfbolzen und Gewindebolzen verwendet. Der Abstand zwischen den Pfosten variiert zwischen 1,50 m und 2,00 m und der Schwerpunkt der Abfangvorrichtung wird in einem Abstand von 0,50 m von der Betonoberfläche angenommen. Für die gesamte Konstruktion ist ein Korrosionsschutz beispielsweise durch Verzinkung notwendig.

#### 3.2.1.2 Statisches System

Horizontale Schutzplanke:

Einfeldträger mit einer Spannweite von  $L = 1,50$  m bis  $2,00$  m, belastet durch eine horizontale Anpralllast

Vertikaler Pfosten:

Kragarm (vertikal) mit einer Länge von  $L = 0,50$  m; belastet durch eine horizontale Anpralllast (direkte oder indirekt durch die Leitplanke)

#### 3.2.1.3 Lasten

Anpralllast durch das Fahrzeug (DIN EN 1991-1-7, Abs. 4.3.1 [6])  
 $F_{dx} = 50,00$  kN  
 (Lastangriffspunkt, 0,5 m über der Betonoberfläche)

#### 3.2.1.4 Knotenlasten

Bemessungslasten  
 $V_{Ed} = F_{dx} = 50,00$  kN  
 $M_{Ed} = 50,00 \cdot 0,50 = 25,00$  kNm

### 3.2.2 Ausführungsoptionen

#### 3.2.2.1 Bisherige Ausführungen

In der herkömmlichen Lösung wird die Fußplatte des Pfostens über Gewindebolzen befestigt, die an der Ankerplatte angeschweißt sind (siehe Abbildung 3.10). Die Abstände zwischen den Kopfbolzen müssen groß gewählt werden, um die Zugkräfte in den Kopfbolzen zu reduzieren. Aus diesem Grund folgen hohe Biegebeanspruchungen in der Ankerplatte, da der Abstand zwischen den Gewindebolzen und den Kopfbolzen in diesem Beispiel groß ist. Die Ankerplatte wird dick und starr ausgeführt, um eine elastische Bemessung in der Berechnung zu Grunde legen zu können. Im Folgenden sind die Abmessungen der Ankerplatte gegeben:

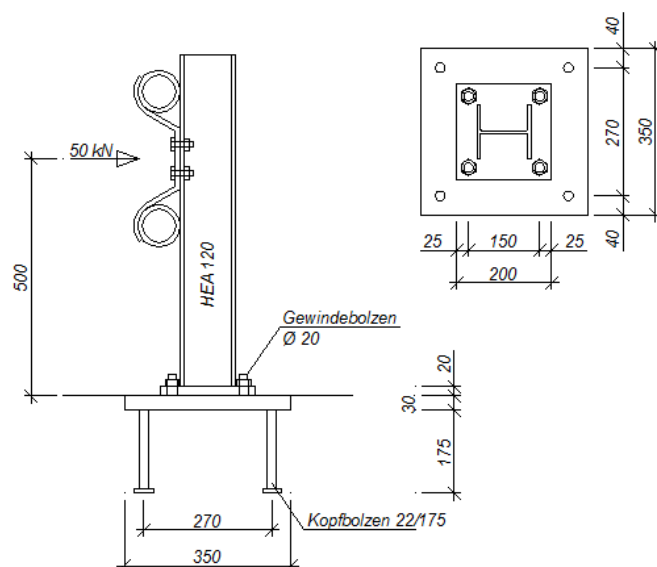


Abbildung 3.10: Herkömmliches Anschlussdetail des Sicherheitszauns

Fußplatte:	200 / 200 / 20 mm S 235
Gewindebolzen:	∅ 20 mm $f_{ub} = 500 \text{ N/mm}^2$
Abstand zwischen den Gewindebolzen:	150 / 150 mm
Ankerplatte:	350 / 350 / 30 mm
Kopfbolzen:	22 / 175 mm S 235
Abstand zwischen den Kopfbolzen:	270 / 270 mm

### 3.2.2.2 Modifizierte Ausführung – Version 1

Innerhalb der modifizierten Ausführung werden die neuen Komponenten nach INFASO [15] berücksichtigt. In dieser Ausführung werden die Pfosten über Gewindebolzen an der Ankerplatte befestigt (siehe Abbildung 3.11). Da eine sehr kleine Ankerplatte gewählt wird, entstehen sehr große Zugbeanspruchungen auf Grund der Momentenbeanspruchung durch die exzentrische Anpralllast. Daher werden im Bereich der zugbeanspruchten Kopfbolzen zusätzlich Bewehrungsbügel angeordnet. Da die Kopfbolzen und die Gewindebolzen mit einem geringen Abstand auf der Ankerplatte angeordnet sind, treten nur sehr geringe Biegebeanspruchungen in der Ankerplatte auf. Indem eine dünne Ankerplatte mit einer Dicke von 12 mm statt 30 mm gewählt wird, ist und plastische Bemessung der Ankerplatte möglich. Die gesamte Ankerplatte wird von der Fußplatte des Pfostens abgedeckt. Im Folgenden sind die Abmessungen der Ankerplatte gegeben:

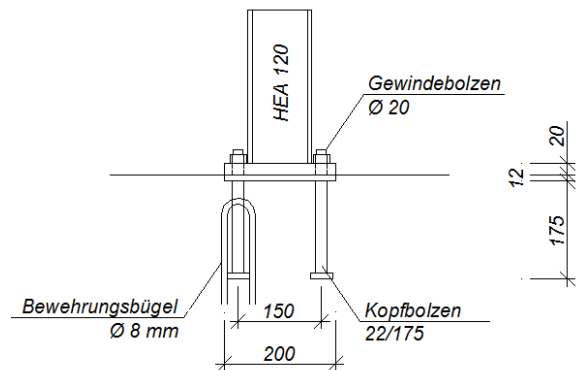



Abbildung 3.11: Verbesserte Ausführung – Version 1

Die gesamte Ankerplatte wird von der Fußplatte des Pfostens abgedeckt. Im Folgenden sind die Abmessungen der Ankerplatte gegeben:

Fußplatte:	200 / 200 / 20 mm S 235
Gewindebolzen:	∅ 20 mm $f_{ub} = 500 \text{ N/mm}^2$
Abstand zwischen den Gewindebolzen:	150 / 150 mm
Ankerplatte:	200 / 200 / 12 mm
Kopfbolzen:	22 / 175 mm S 235
Abstand zwischen den Kopfbolzen:	150 / 150 mm

Die statische Berechnung wird mit dem INFASO-Bemessungsprogramm für Ankerplatten mit Kopfbolzen [23] durchgeführt (siehe Abbildung 3.12 und Abbildung 3.15).





Research Fund  
for steel & steel

InFaSo

**New Market Chances for Steel Structures  
by Innovative Fastening Solutions**

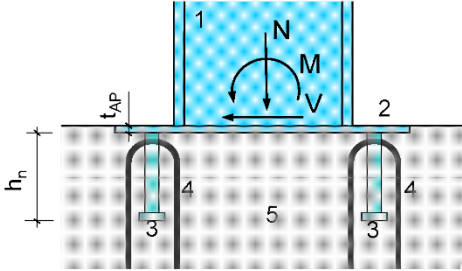
---

### SLIM ANCHOR PLATE WITH HEADED STUDS (BENDING JOINT)

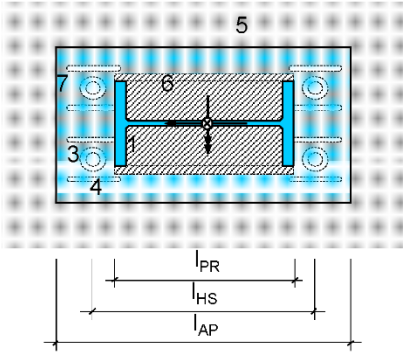
Version 1.2

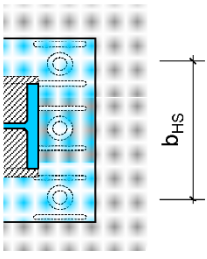
---

**Drawing:**



1. Steel profile
2. Anchor plate
3. Headed studs
4. Reinforcement (stirrups)
5. Concrete member
6. Rigid plate area
7. Flexible plate area





**Input:**

1. Steel profile	$l_{PR}$ [mm]	$b_{PR}$ [mm]				
	180	180				
2. Anchor plate	$l_{AP}$ [mm]	$b_{AP}$ [mm]	$t_{AP}$ [mm]	Studs/row	Material:	
	200	200	12	2	S235	
	3. Headed studs	$l_{HS}$ [mm]	$b_{HS}$ [mm]	Shaft $\varnothing$	Length $h_n$	Material:
		150	150	22	175	S235J2+C470
4. Reinforcement (stirrups)	$d_s$ [mm]				Material:	
	8				B500A	
5. Concrete member	$h_c$ [mm]				Material:	
	300				C20/25	
Loads	$M_{Ed}$ [kNm]	$N_{Ed}$ [kN]	$V_{Ed}$ [kN]			
	25,0	50,0	50,0			

**Design results:**

Element	Exploitat.	
Headed studs tension	0,91	☺
Headed studs shear	0,09	☺
Headed studs interact. tens./shear	0,67	☺
Concrete member pression	0,21	☺
Steel plate bending	0,07	☺

Abbildung 3.12: EXCEL Arbeitsblatt "Input + Output" für Version 1

49

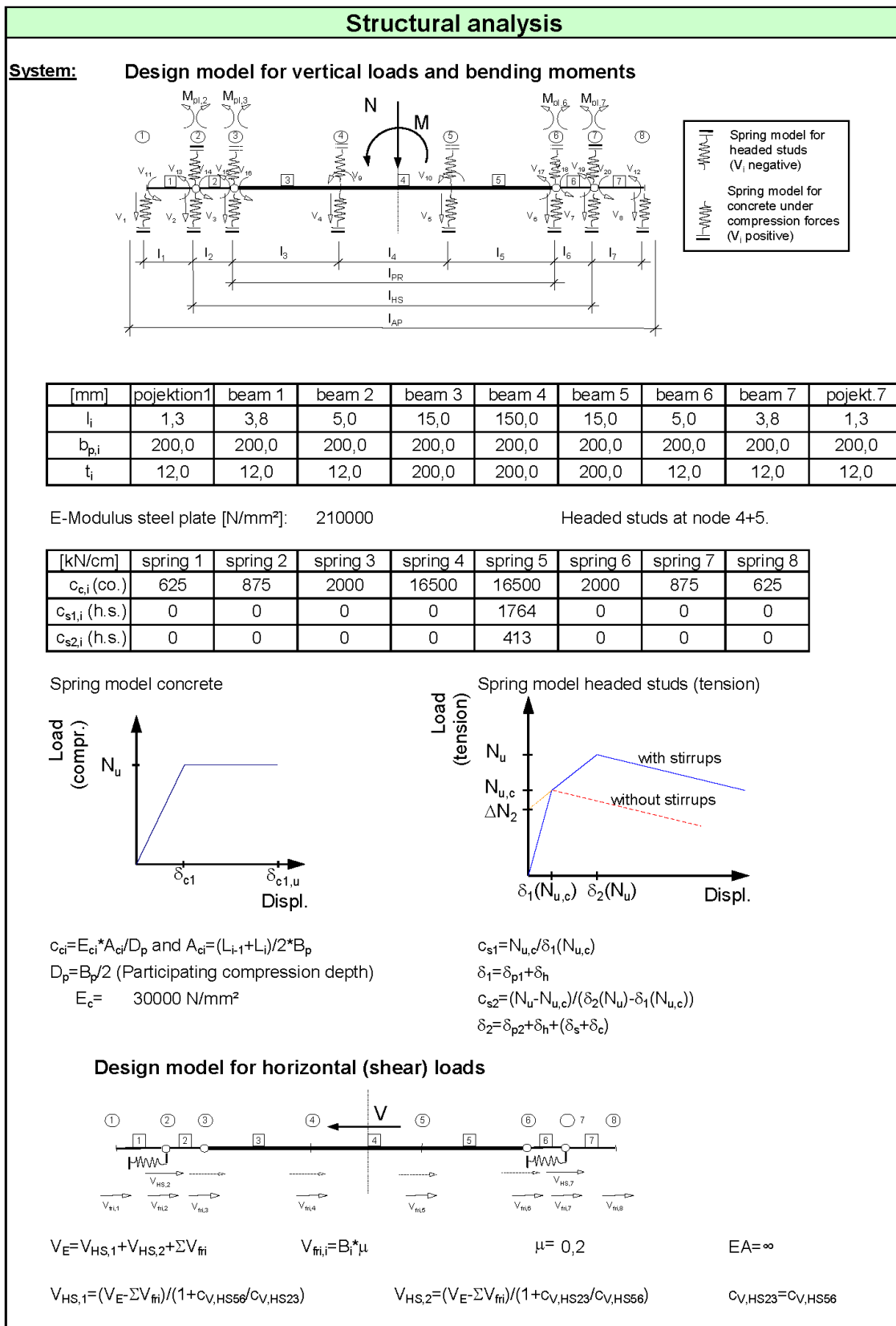


Abbildung 3.13: EXCEL-Arbeitsblatt "Design output" für Version 1 (1)



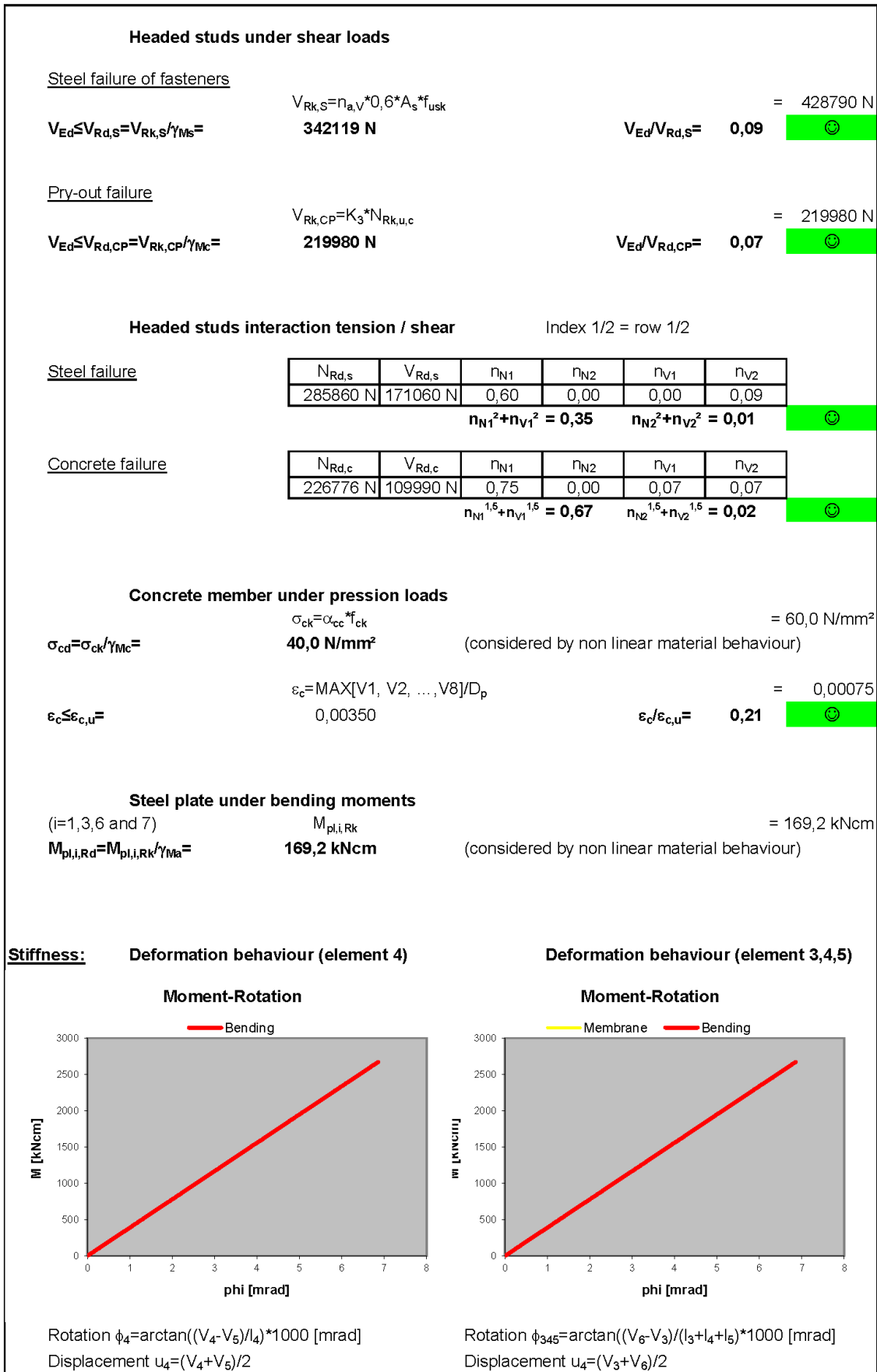


Abbildung 3.15: EXCEL-Arbeitsblatt "Design output" für Version 1 (3)

## 3.2.2.3 Modifizierte Ausführung – Version 2

In dieser modifizierten Version 2 sind auch die Komponenten nach INFASO [15] berücksichtigt. Die Fußplatte des Pfostens wird über Gewindebolzen befestigt, die auf die Ankerplatte aufgeschweißt sind. Die Version 2 unterscheidet sich von der ersten Ausführung, indem die Ankerplatte mit einer Dicke von 11 mm ausgeführt wird. Da die Ankerplatte die Biegebeanspruchungen nicht voll elastisch abtragen kann, müssen plastische Fließgelenke in der Berechnung berücksichtigt werden. Da das einwirkende Biegemoment nach Bildung einer Fließgelenkkette in der Ankerplatte nicht aufgenommen werden kann, wird der Anschluss bemessen, indem die kinetische Energie in plastische Deformationsenergie transformiert wird. Im Folgenden sind die Abmessungen des Anschlusses gegeben:

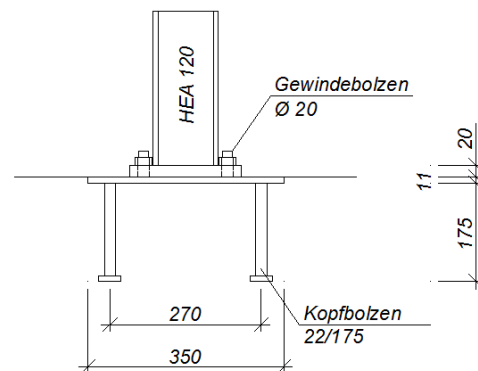


Abbildung 3.16: Modifizierte Ausführung – Version 2

Fußplatte:	200 / 200 / 20 mm S 235
Gewindebolzen:	∅ 20 mm $f_{ub} = 500 \text{ N/mm}^2$
Abstand zwischen den Gewindebolzen:	150 / 150 mm
Ankerplatte:	350 / 350 / 11 mm
Kopfbolzen:	22 / 175 mm S 235
Abstand zwischen den Kopfbolzen:	270 / 270 mm

Für die statische Bemessung sind Informationen über die Momenten Tragfähigkeit und das Verformungsverhalten des Anschlusses notwendig. Die Momenten Tragfähigkeit kann mit Hilfe des Bemessungsprogramms für Ankerplatten mit Kopfbolzen [23] mit einer schrittweisen Steigerung der externen Belastung bis hin zum Erreichen einer kinematischen Kette bestimmt werden (siehe Kapitel 0). Nach dem letzten Berechnungsschritt kann die Momenten-Rotationskurve des Datenblattes "Design output" nach Abbildung 3.18 verwendet werden. Die Nachweise werden nach DIN EN 1991-1-7 Anhang C2.2 [6] ausgeführt.

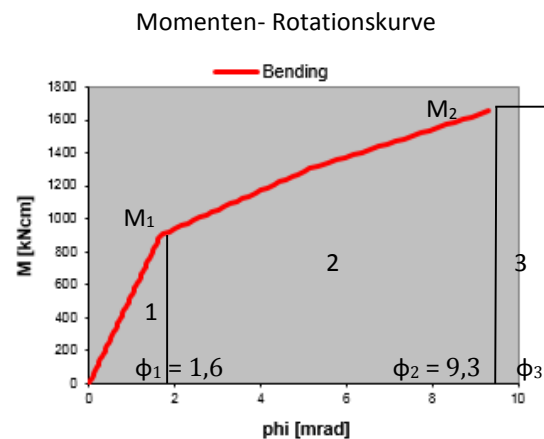



Abbildung 3.17: Momentenrotationskurve des Anschlusses



Research Fund  
for Civil & Steel  
InFaSo

**New Market Chances for Steel Structures  
by Innovative Fastening Solutions**

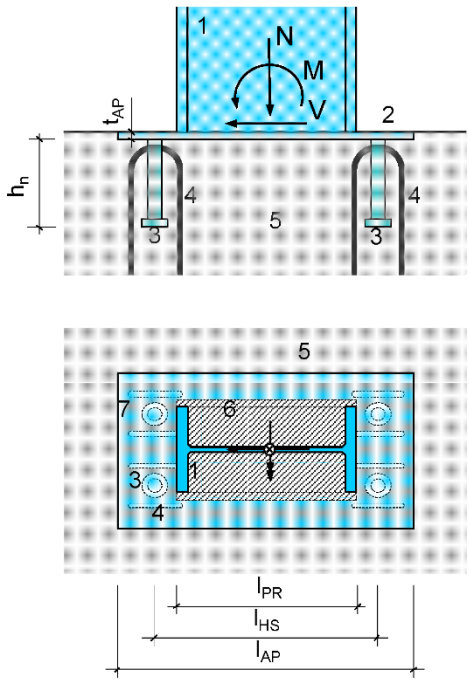
---

**SLIM ANCHOR PLATE WITH HEADED STUDS (BENDING JOINT)**

Version 1.2

---

**Drawing:**



1. Steel profile
2. Anchor plate
3. Headed studs
4. Reinforcement (stirrups)
5. Concrete member
6. Rigid plate area
7. Flexible plate area

**Input:**

1. Steel profile	$l_{PR}$ [mm]	$b_{PR}$ [mm]				
	180	180				
2. Anchor plate	$l_{AP}$ [mm]	$b_{AP}$ [mm]	$t_{AP}$ [mm]	Studs/row	Material:	
	350	350	11	2	S235	
	3. Headed studs	$l_{HS}$ [mm]	$b_{HS}$ [mm]	Shaft $\varnothing$	Length $h_n$	Material:
		270	270	22	175	S235J2+C470
4. Reinforcement (stirrups)	$d_s$ [mm]				Material:	
	-				B500A	
5. Concrete member	$h_c$ [mm]				Material:	
	300				C30/37	
Loads	$M_{Ed}$ [kNm]	$N_{Ed}$ [kN]	$V_{Ed}$ [kN]			
	15,5		31,0			

**Design results:**

Element	Exploitat.	
Headed studs tension	0,78	☺
Headed studs shear	0,03	☺
Headed studs interact. tens./shear	0,69	☺
Concrete member pression	0,08	☺
Steel plate bending	0,99	☺

Abbildung 3.18: EXCEL-Arbeitsblatt "Design output" für Version 2

Die Momenten Tragfähigkeit, die kinetische Deformationsenergie und die Verformungen des Anschlusses können mit den Gleichungen (3.6) bis (3.9) berechnet werden.

$$\begin{aligned} M_{Ed} &= 15,5 \text{ kNm} = M_2 && \text{a} \\ V_{Ed} &= 31,0 \text{ kN} && \text{b} \\ M_{Ed} + V_{Ed} \cdot (t_{AP} + d_{HS}) &= 16,5 \text{ kNm} && (3.6) \text{ b} \\ \rightarrow M_1 &= 9,00 \text{ kNm} \cdot 15,5/16,5 = 8,50 \text{ kNm} && \text{c} \end{aligned}$$

$$E_{kin} = 1/2 \cdot m \cdot v^2 = 1/2 \cdot 1500 \text{ kg} \cdot (10/3,6 \text{ m/s})^2 = 5787 \text{ Nm} = 5,787 \text{ kNm} \quad (3.7)$$

$$\begin{aligned} E_{def,1} &= 8,5/2 \cdot 1,5/1000 = 0,006 \text{ kNm} && \text{a} \\ E_{def,2} &= (8,5 + (15,5 - 8,5)/2) \cdot (9,3 - 1,5)/1000 = 0,092 \text{ kNm} && (3.8) \text{ b} \\ E_{def,3} &= 15,5 \cdot \Delta\Phi_{23} = 15,5 \cdot (\Phi_3 - \Phi_2) && \text{c} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Delta\Phi_{23} &= (5,787 - 0,006 - 0,092)/15,5 = 0,37 \text{ rad} && (3.9) \text{ a} \\ \Delta\Phi_{03} &\approx 0,37 \text{ rad} = 21,2^\circ && \text{b} \end{aligned}$$

Anmerkung 1: Die erforderliche Rotation von  $21,2^\circ$  setzt extrem große Dehnungen im Bereich der plastischen Fließgelenke voraus. Es muss des Weiteren überprüft werden, ob die zulässigen Dehnungen nicht überschritten werden.

Anmerkung 2: Bei starrer Ausnutzung der Komponente "Kopfbolzen auf Zug" wird empfohlen, zusätzliche Rückhängebewehrung zu verwenden, um sicherzustellen, dass die Komponente "Ankerplatte auf Biegung" maßgebend ist.

Auf Grund der starken Abweichungen der erforderlichen Rotationskapazität von den errechneten Rotationen kann diese Ausführung nicht empfohlen werden!

### 3.2.3 Ausführung

#### 3.2.3.1 Montage

In beiden Fällen kann die Ankerplatte leicht eingebaut werden. Die Ankerplatten der bisherigen Ausführungen sind unhandlich, da diese groß und schwer sind. Die modifizierte Ausführung 1 ist kompakter und leichter, jedoch ist zusätzliche Rückhängebewehrung erforderlich.

#### 3.2.3.2 Toleranzen

Abweichungen des Zentrums der Ankerplatte in die horizontalen Richtungen können mit Bohrungen mit ausreichendem Lochspiel ausgeglichen werden. Abweichungen in vertikaler Richtung können über Futterplatten kompensiert werden. Im Allgemeinen werden an Konstruktionen wie Verkehrsleitplanken geringere Anforderungen an die Toleranzen gestellt.

#### 3.2.3.3 Brandschutz

Für das in diesem Beispiel untersuchte System sind keine besonderen Brandschutzmaßnahmen erforderlich. Wenn eine Klassifizierung in eine entsprechende Feuerwiderstandsklasse notwendig ist, können zugelassene Brandschutzbeschichtungen oder Brandschutzbekleidung verwendet werden.

#### 3.2.3.4 Kosten

Für die verbesserte Konstruktion können geringere Materialkosten angesetzt werden. Allerdings werden die geringeren Materialkosten der Ankerplatte in der modifizierten Ausführung 1 durch die Kosten für den Einbau der zusätzlichen Rückhängebewehrung ausgeglichen.





### 3.3 Gelenkiger Anschluss eines Balkons an eine wärmedämmte Betonwand

#### 3.3.1 Allgemeines

##### 3.3.1.1 Beschreibung des Systems

In diesem Bemessungsbeispiel soll eine Balkonkonstruktion an eine wärmedämmte Betonwand angeschlossen werden. Die durchlaufenden Balkone bestehen aus 2,00 Meter spannenden Betonfertigteileplatten mit 6,50 Meter Länge, die an der Gebäudeseite an einer wärmedämmten Stahlbetonwand und außenseitig an Stahlstützen angeschlossen sind. (siehe Abbildung 3.19). Die begehbare Fläche wird als 14 cm dicke Betonplatte mit Aufkantungen ausgeführt und die Gehwegplatten des Belags werden in einem Kiesbett verlegt. Die Längsträger sind mit den Abfangträgern verbunden, die an der Betonwand angeschlossen und auf den Außenstützen aufgelagert sind. An der Betonwand wird der Anschluss über einbetonierte Ankerplatten ausgeführt. Auf Grund des 22 cm dicken Wärmedämmverbundsystems der Betonwand muss eine Exzentrizität von 30 cm zwischen dem Abfangträger und der Ankerplatte berücksichtigt werden. Im Bereich des Balkonanschlusses ist eine thermische Trennung zur Vermeidung von Wärmebrücken notwendig. Um die Maler- und Verputzarbeiten zu erleichtern, wird die Putzschicht nur durch eine Stahlplatte unterbrochen. Alle bewitterten äußeren Bauteile werden verzinkt ausgeführt.

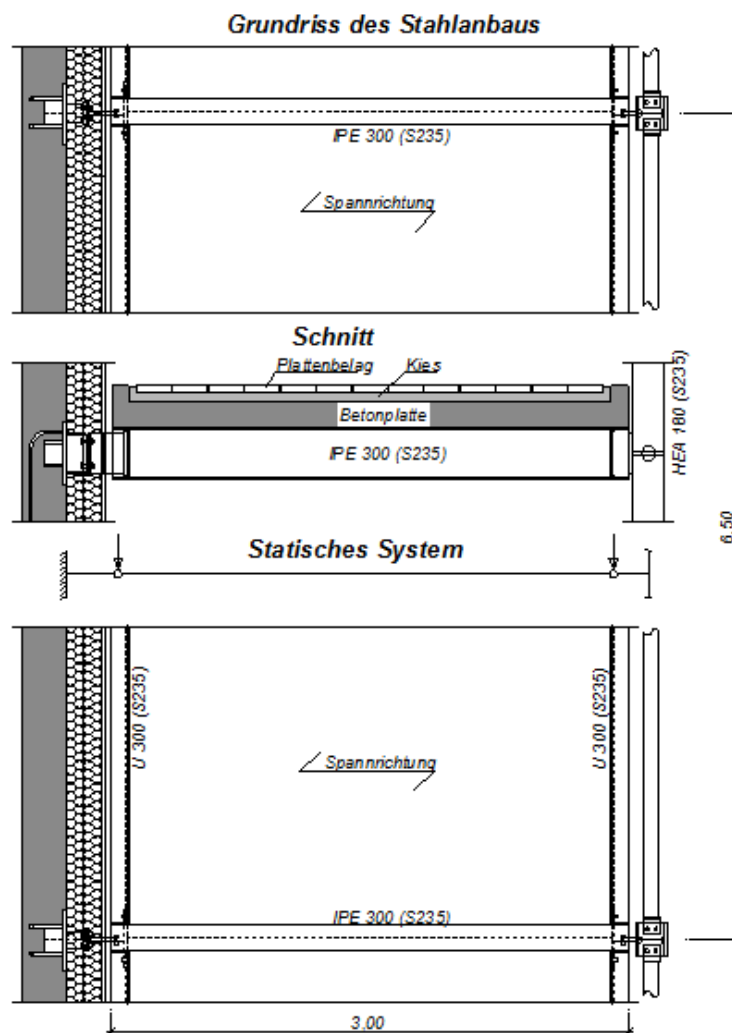


Abbildung 3.19: Bisherige Ausführung und statisches System

### 3.3.1.2 Statisches System

**Fertigteile Betonplatte:**

Einfeldträger mit einer Spannweite von  $L = 3,00\text{ m}$  (einachsiger Lastabtrag), Belastung durch Flächenlasten.

**Deckenträger:**

Einfeldträger mit einer Spannweite von  $L = 6,50\text{ m}$  mit Belastung durch eine Streckenlast.

**Abfangträger:**

Einfeldträger mit einer Spannweite von  $L = 3,00\text{ m}$  (Exzentrischer Anschluss an der Stahlstütze und der Ankerplatte).

**Anschlussstück zwischen Stahlträger und Ankerplatte:**

Kragarm mit einer Länge von  $L = 0,30\text{ m}$ .

### 3.3.1.3 Lasten

Ständige Lasten des Trägerrostes	$g_1 = 0,40\text{ kN/m}^2$
Ständige Lasten des Belags (Kiesbett und Betonplatten)	$g_2 = 2,00\text{ kN/m}^2$
Ständige Lasten der Fertigteileplatte	$g_3 = 3,50\text{ kN/m}^2$
<b>Ständige Lasten (gesamt)</b>	<b><math>g = 5,90\text{ kN/m}^2</math></b>
<b>Veränderliche Lasten</b>	<b><math>q = 4,00\text{ kN/m}^2</math></b>

### 3.3.1.4 Knotenlasten

Ständige Lasten	$F_{g,k} = 5,90\text{ kN/m}^2 * 3,00\text{ m} / 2 * 6,50\text{ m}$	= 57,53 kN
Ständige Lasten	$F_{q,k} = 4,00\text{ kN/m}^2 * 3,00\text{ m} / 2 * 6,50\text{ m}$	= 39,00 kN
Ständige Lasten	$F_{Ed} = 1,35 * 57,53 + 1,50 * 39,00$	= <b>136,17 kN</b>

## 3.3.2 Ausführungsoptionen

### 3.3.2.1 Bisherige Ausführung

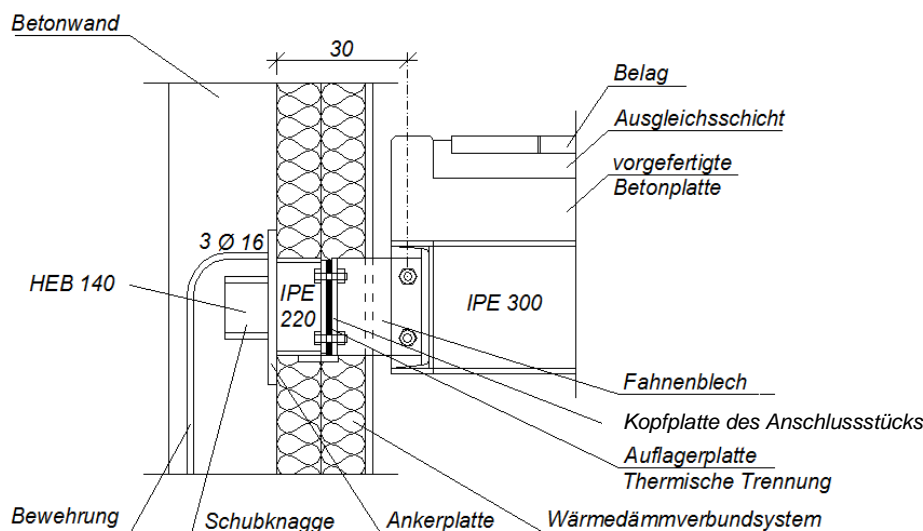


Abbildung 3.20: Bisherige Ausführung des Anschlussdetails der Balkonkonstruktion

Die herkömmliche Ausführung des Anschlussdetails besteht aus zwei Teilen mit jeweils einer Kopfplatte. Das innere Anbauteil ist aus einem Walzprofil (IPE 220) gefertigt, das direkt an die Ankerplatte angeschweißt wird. Am anderen Ende des Profils ist eine Stirnplatte angeschweißt, an der das Zwischenstück

momententragfähig über Schrauben angeschlossen wird. Das Zwischenstück besteht neben der Anschlussplatte aus einem Fahnenblech, an das der Träger gelenkig angeschlossen ist. Zwischen den beiden Kopfplatten wird eine druckfeste Zwischenschicht zur thermischen Trennung angeordnet. Abhängig von der Größe der Zwischenschicht muss evt. eine Auflagerplatte am unteren Ende der Verbindung angeschweißt werden, um die Querkräfte übertragen zu können und nicht die Schrauben auf Biegung zu beanspruchen. Der bewitterte äußere Teil des Anschlusses wird verzinkt. Für den inneren Teil des Zwischenstücks wird ein Korrosionsanstrich gewählt.

Der einbetonierte Teil der Ankerplatte besteht aus einer Stahlplatte mit angeschweißter Bewehrung und einem angeschweißten I-Profil. Über das mittig angeordnete I-Profil werden die Schubkräfte in den Beton eingeleitet. Der Angriffspunkt der resultierenden Vertikallast kann als Näherung im Zentrum des Querkraftanschlusses angenommen werden. Aus der äußerer Exzentrizität (30 cm) und der innerer Exzentrizität (Abstand zwischen der Oberkante der Ankerplatte und der Wirkungslinie der Querkraft) entstehen Momentenbeanspruchungen im Anschluss, die über ein horizontales Kräftepaar abgetragen werden. Die Druckkraft wird über Kontakt und die Zugkraft über die angeschweißte Bewehrung abgetragen. Auf Grund der geringen Wandstärke wird die Zugbewehrung mit einem großen Biegerollenradius gebogen und die Kraftübertragung über ausreichende Übergreifung mit der inneren Bewehrungslage gewährleistet. Der Anschlussbereich kann durch ein Stabwerkmodell diskretisiert werden. Der Horizontallastanteil der diagonal zwischen Krümmung und Druckbereich der Ankerplatte verlaufenden Druckstrebe ist im Kräftegleichgewicht mit der Druckkraft des horizontalen Kräftepaars. Die Anordnung und die Größe des angeschweißten I-Profils haben einen entscheidenden Einfluss auf die Steifigkeit der Ankerplatte. Biegebeanspruchungen müssen lediglich in den äußeren Bereichen der Ankerplatte berücksichtigt werden, da die Ankerplatte durch das angeschweißte Profil ausgesteift wird.

### 3.3.2.2 Modifizierte Ausführung

Die Stahlkonstruktion des Anschlusses ist bis zur Ankerplatte identisch mit der in Kapitel 3.3.2.1 beschriebenen Ausführung. Die Ankerplatte wird aus einer 25 dicken Stahlplatte und mit vier aufgeschweißten Kopfbolzen 22/150 mm gefertigt (siehe Abbildung 3.21). In der Nähe des auf Zug beanspruchten Kopfbolzens werden zwei Bewehrungsbügel mit  $\varnothing 8$  mm angeordnet. Es ist nicht erforderlich, die Bewehrungsbügel an die Ankerplatte anzuschweißen. Die zusätzliche Rückhängebewehrung hat einen großen Biegerollendurchmesser und übergreift die Bewehrungslage an der Innenseite der Betonwand. Alle vier Kopfbolzen werden für den Abtrag der Schubkräfte rechnerisch angesetzt. Für den Abtrag der Zugkräfte, die aus der Momentenbeanspruchung resultieren, werden lediglich die beiden oberen Kopfbolzen rechnerisch angesetzt. Die Tragfähigkeit der Komponente des Betonausbruchs wird positiv durch die Rückhängebewehrung gesteigert. Die Ankerplatte wird auch in dieser Ausführung durch das Anschlussstück ausgesteift. Die statische Bemessung wird mit dem Bemessungsprogramm für starre Ankerplatten mit Kopfbolzen (Version 2.0) [24] durchgeführt.

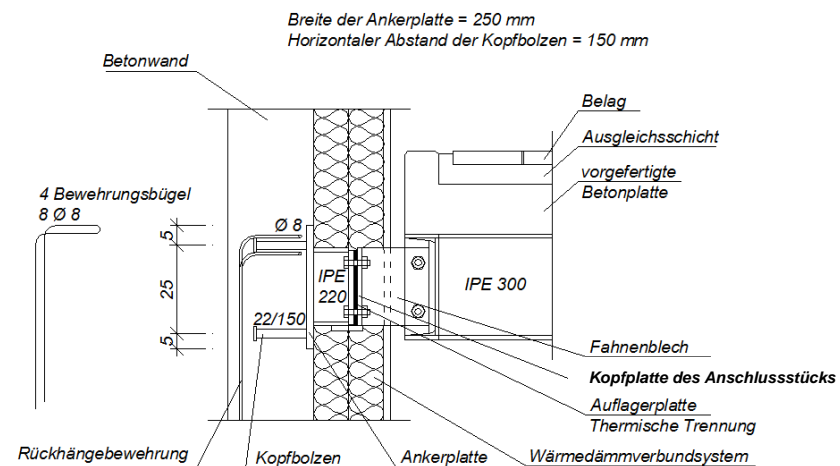



Abbildung 3.21: Verbesserte Ausführung des Anschlussdetails der Balkonkonstruktion



**Research Fund  
for Innovation**  
**InFaSo**

**New Market Chances for Steel Structures  
by Innovative Fastening Solutions**

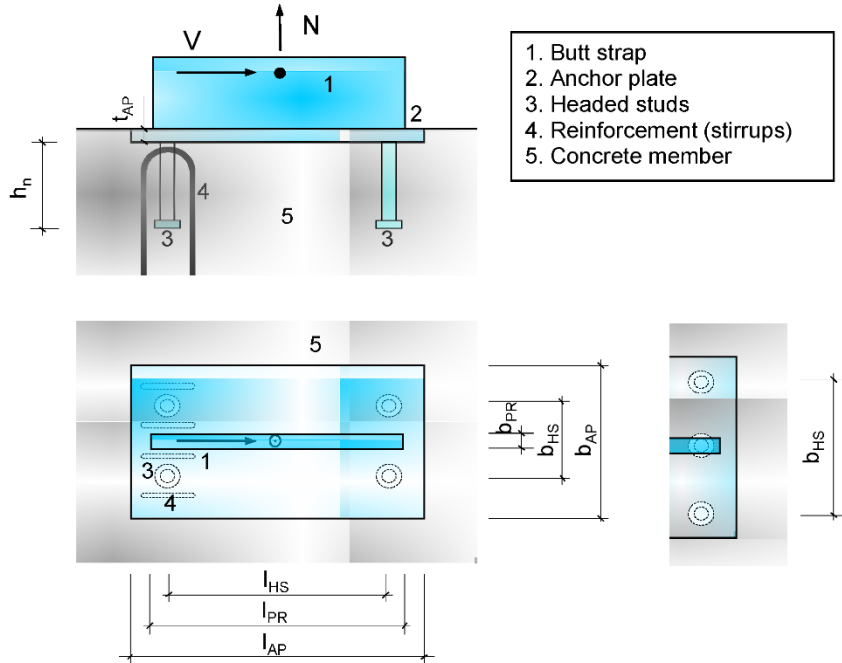
---

**RIGID ANCHOR PLATE WITH HEADED STUDS (PINNED JOINT)**

Version 1.1

---

**Drawing:**



1. Butt strap
2. Anchor plate
3. Headed studs
4. Reinforcement (stirrups)
5. Concrete member

**Input:**

1. Steel profile	$l_{PR}$ [mm]	$b_{PR}$ [mm]			
	220	10			
2. Anchor plate	$l_{AP}$ [mm]	$b_{AP}$ [mm]	$t_{AP}$ [mm]	Studs/row	Material:
	350	250	25	2	S355
3. Headed studs	$l_{HS}$ [mm]	$b_{HS}$ [mm]	Shaft $\varnothing$	Length $h_n$	Material:
	250	150	22	150	S235J2+C470
4. Reinforcement (stirrups)	$d_s$ [mm]				Material:
	6				B500A
5. Concrete member	$h_c$ [mm]				Material:
	250				C30/37
Loads	$M_{Ed}$ [kNm]	$N_{Ed}$ [kN]	$V_{Ed}$ [kN]	$e$ [cm]	
	40,9	0,0	136,2	30,0	
Element	Exploitat.				
Headed studs tension	0,83	☺			
Headed studs shear	0,61	☺			
Headed studs interact. tens./shear	0,97	☺			
Concrete member pression	1,00	☺			
Steel plate bending	0,96	☺			

Abbildung 3.22: EXCEL Arbeitsblatt "Input + Output" für die verbesserte Ausführung

**Structural analysis (Pinned joint)**

**System:**

**Loads:**

$V_{Ed}$	$e_v$	$N_{Ed}$
[kN]	[cm]	[kN]
136,2	30,0	0,0

**Internal forces: Bearing reactions  $N_{Ed,2}$  and  $C_{Ed}$  caused by  $V_{Ed} \cdot e_v$  and  $N_{Ed}$**

Inner lever arm	$z = l_{HS} + (l_{AP} - l_{HS}) / 2 - x_c / 2$	= 289 mm
Total tension force	$N_{Ed,2} = V_{Ed} \cdot (e_v + d + t_p) / z / (1 + \mu \cdot d / z)$	= 161,2 kN
Compression force	$C_{Ed} = N_{Ed,2}$	= 161,2 kN

**Internal forces: Bearing reactions  $V_{Ed,1}$  and  $V_{Ed,2}$  caused by  $V_{Ed}$**

Division of shear loads (calculation for steel failure)	$V_{Ed,2} = \text{MAX} \{0; V_{Ed} - V_{Rd,s} - V_f\}$	= 0,0 kN
	$V_{Ed,1} = V_{Ed} - V_f - V_{Ed,2}$	= 104,0 kN
Division of shear loads (calculation for concrete failure)	$V_{Ed,1} = V_{Ed,2} = (V_{Ed} - V_f) / 2$	= 52,0 kN

Abbildung 3.23: EXCEL-Arbeitsblatt "Design output" für die verbesserte Ausführung

**Verifications: Headed studs under tension loads**

Steel failure of fasteners  
 Ultimate resistance  $N_{Rk,u,s} = n_a \cdot A_s \cdot f_{uk} = 357,3 \text{ kN}$   
 $N_{Ed,2} \leq N_{Rd,u,s} = N_{Rk,u,s} / \gamma_{Ms} = 285,9 \text{ kN}$   $N_{Ed,2} / N_{Rd,u,s} = 0,56$  ☺

Concrete cone failure (without additional reinforcement)  
 $N_{Rk,u,c} = N_{u,c}^\circ \cdot A_{c,N} / A_{c,N}^\circ \cdot I_{s,N}^* / I_{re,N}^* \cdot \Psi_{ec,N} \cdot \Psi_{m,N} \cdot \Psi_{ucr,N} = 192,1 \text{ kN}$   
 $N_{Ed,2} \leq N_{Rd,u,c} = N_{Rk,u,c} / \gamma_{Mc} = 128,1 \text{ kN}$   $N_{Ed,2} / N_{Rd,u,c} = 1,26$  ☹

Concrete cone failure with reinforcement  
 Concrete failure  $N_{Rk,u,max} = \Psi_{supp} \cdot N_{Rk,u,c} = 291,9 \text{ kN}$   
 Yielding of reinforcement  $N_{Rk,u,1} = A_{s,y} \cdot f_{s,y} + N_{u,c} + \delta_{s,y} \cdot K_c = 194,8 \text{ kN}$   
 Anchorage failure  $N_{Rk,u,2} = N_{sbu} + N_{u,c} + \delta_{sbu} \cdot K_c = 199,7 \text{ kN}$   
 $N_{Ed,2} \leq N_{Rd,u,cc+hr} = 194,8 \text{ kN}$   $N_{Ed,2} / N_{Rd,u,cc+hr} = 0,83$  ☺  
 $N_{Rd,u,cc+hr} = \text{MIN}[N_{Rk,u,max} / \gamma_{Mc}; N_{Rk,u,1} / \gamma_{Ms}; N_{Rk,u,2} / \gamma_{Mc}]$

Pull-out failure  
 $N_{Rk,p} = n \cdot p_k \cdot A_h = 419,0 \text{ kN}$   
 $N_{Ed,2} \leq N_{Rd,p} = N_{Rk,p} / \gamma_{Mp} = 279,4 \text{ kN}$   $N_{Ed,2} / N_{Rd,p} = 0,58$  ☺

**Headed studs under shear loads**

Steel failure of fasteners  
 $V_{Rk,s} = n_{a,v} \cdot 0,7 \cdot A_s \cdot f_{usk} = 214,4 \text{ kN}$   
 $V_{Ed,1} \leq V_{Rd,s} = V_{Rk,s} / \gamma_{Ms} = 171,1 \text{ kN}$   $V_{Ed,1} / V_{Rd,s} = 0,61$  ☺

Pry-out failure  
 $V_{Rk,CP} = K_3 \cdot N_{Rk,u,c} = 144,6 \text{ kN}$   
 $V_{Ed,1/2} \leq V_{Rd,CP} = V_{Rk,CP} / \gamma_{Mc} = 144,6 \text{ kN}$   $V_{Ed,1/2} / V_{Rd,CP} = 0,36$  ☺

**Headed studs interaction tension / shear** Index 1/2 = row 1/2

Steel failure

$N_{Rd,s}$	$V_{Rd,s}$	$\eta_{N1}$	$\eta_{N2}$	$\eta_{V1}$	$\eta_{V2}$
285,9 kN	171,1 kN	0,00	0,56	0,61	0,00

$\eta_{N1}^2 + \eta_{V1}^2 = 0,37$   $\eta_{N2}^2 + \eta_{V2}^2 = 0,32$  ☺

Concrete failure

$N_{Rd,c}$	$V_{Rd,c}$	$\eta_{N1}$	$\eta_{N2}$	$\eta_{V1}$	$\eta_{V2}$
194,8 kN	144,6 kN	0,00	0,83	0,36	0,36

$\eta_{N1}^{1,5} + \eta_{V1}^{1,5} = 0,22$   $\eta_{N2}^{1,5} + \eta_{V2}^{1,5} = 0,97$  ☺

**Concrete member under pression loads**  
 $C_{Rd} = f_{jd} \cdot x_c \cdot b_{eff} = 161,4 \text{ kN}$   
 $C_{Ed} \leq C_{Rd} = 161,4 \text{ kN}$   $C_{Ed} / C_{Rd} = 1,00$  ☺

**Steel plate under bending moments**  
 $M_{Ed} = N_{Ed,2} \cdot 2 \cdot m = 500 \text{ kNcm}$   
 $M_{el,Rk} = I_{eff,1} \cdot t_p^2 / 6 \cdot f_{yk} = 519 \text{ kNcm}$   
 $M_{el,Rd} = M_{el,Rk} / \gamma_{M0} = 519,2 \text{ kNcm}$   $M_{Ed} / M_{el,Rd} = 0,96$  ☺

Abbildung 3.24: EXCEL-Arbeitsblatt "Design output" für die verbesserte Ausführung

### 3.3.3 Ausführung

#### 3.3.3.1 Montage

Da die relativ kurzen Kopfbolzen bei der Montage weniger hinderlich sind als eine lange, angeschweißte Anschlussbewehrung, ist die verbesserte Ausführung einfacher zu montieren. Die Rückhängebewehrung kann vorab an der inneren Bewehrungslage befestigt und nach der Montage der Ankerplatte ausgerichtet werden.

#### 3.3.3.2 Toleranzen

Abweichungen des Zentrums der Ankerplatte von der Längsachse des Anschlussstücks in horizontaler und vertikaler Richtung in Wandebene können leicht ausgeglichen werden, da das Anschlussstück an die Ankerplatte auf der Baustelle geschweißt wird. Um Toleranzen in Längsrichtung des Anschlussstücks auszugleichen, muss dieses entweder mit Überlänge und Anpassung vor Ort oder nach örtlichem Aufmaß gefertigt werden.

#### 3.3.3.3 Brandschutz

Für das in diesem Beispiel dargestellte Anschlussdetail sind keine besonderen Brandschutzvorkehrungen erforderlich. Wenn eine Klassifizierung in eine Feuerwiderstandsklasse erforderlich ist, müssen die Stahlkonstruktion und die Anschlüsse mit zugelassenen Brandschutzbeschichtungen oder Brandschutzbekleidungen versehen werden.

#### 3.3.3.4 Kosten

Vorteile hinsichtlich der Herstellungskosten ergeben sich hauptsächlich durch den einfachen Einbau im Vergleich mit der Ausführung mit angeschweißter Bewehrung und Schubknagge und auf Grund der einfacheren Herstellung. Die Kopfbolzen werden in einem relativ einfachen Prozess mittels Hubzündung auf die Ankerplatte geweißt. Das Anschweißen der Bewehrung und der Schubknagge ist zeitaufwendiger, da diese Anbauteile ausgerichtet und dann verschweißt werden müssen. Die Montage der bisherigen Ausführung ist aufwendiger, da die Wandbewehrung zum Teil erst nach dem Anbringen der Ankerplatte montiert werden kann.





## 4 Parameteruntersuchungen

### 4.1 Allgemeines

In diesen Parameteruntersuchungen werden die drei Anschlüsse zwischen Stahl und Beton des Handbuch I "Entwurf von Anschlüssen zwischen Stahl und Beton" [16] untersucht (siehe Abbildung 1.1). In der Parameterstudie in Kapitel 4.2 werden die Vorfaktoren der Betonkomponenten untersucht. Des Weiteren wird der Einfluss dieser Vorfaktoren auf die Steifigkeit der Betonkomponenten dargestellt. Im Kapitel 4.3 werden Geometrie- und Materialparameter variiert, um deren Einfluss auf das Last-Verformungsverhalten und Momenten-Rotationsverhalten der gelenkigen Anschlüsse zwischen Stahl und Beton zu zeigen. Die Variation der Dicke und der Stahlgüte der Ankerplatte werden in Kapitel 4.4 erläutert, da gerade diese beiden Parameter einen entscheidenden Einfluss auf das Tragverhalten der Stützenfüße haben. Zusätzlich sind in diesem Kapitel Empfehlungen für die Bemessung tabellarisch aufbereitet. In der letzten Parameterstudie in Kapitel 0 werden Entwurfstabellen für die Stützenfüße gegeben.

### 4.2 Parameteruntersuchung der Betonkomponenten

#### 4.2.1 Allgemeines

Die Steifigkeiten der Betonkomponenten für Verbindungsmittelgruppen ist nach Kapitel 3 Handbuches I "Entwurf von Anschlüssen zwischen Stahl und Beton" von verschiedenen Faktoren abhängig. Einige dieser Parameter lassen sich mit hoher Genauigkeit bestimmen, beispielsweise die Abmessungen des Kopfbolzens oder der Bewehrung. Andere Parameter wie Betondruck- und Verbundfestigkeit können lediglich unter der Annahme von statistischen Streuungen bestimmt werden. Weitere Parameter für die Bestimmung der Steifigkeit basieren auf empirischen Berechnungen und lassen sich nicht mit hoher Gewissheit vorhersagen.

#### 4.2.2 Bemessungsbeispiel

In dieser Parameterstudie wird ein einzelner Kopfbolzen mit zusätzlicher Rückhängebewehrung unter Zugbeanspruchung berücksichtigt. Für diese Berechnungen wird ein Kopfbolzen mit großem Randabstand das heißt ohne Einfluss von typischen Versagen am Rand berücksichtigt und zur Bestimmung der Steifigkeit werden alle Komponenten untersucht. In der Parameterstudie wird die Variation der Sekantensteifigkeit in Abhängigkeit der Verformungen ausgewertet und in Diagrammen dargestellt. Obwohl in den Diagrammen die absoluten Werte der Steifigkeiten und der Verformungen gegeben sind, ist es das Ziel dieser Parameterstudie, die Variation der Steifigkeit und den Einfluss der Parameter zwischen den unterschiedlichen Modellen darzustellen.

#### 4.2.3 Untersuchte Parameter und angewandte Methodik

Die Steifigkeit der Verankerung als eine Funktion der Verformung des Kopfbolzens wurde nach den Berechnungsgleichungen der einzelnen Versagensmechanismen aus Kapitel 3 des Handbuches I "Entwurf von Anschlüssen zwischen Stahl und Beton" [16] berechnet mit dem in Abbildung 4.1 dargestellten Federmodell berechnet. Um den Einfluss eines bestimmten Parameters darzustellen wurden die restlichen Parameter in der Untersuchung jeweils konstant gehalten. Es wird angenommen, dass diese Parameter unabhängig und nicht voneinander abhängig sind. Die Parameter werden innerhalb der Bereiche nach Tabelle 4.1 berücksichtigt.

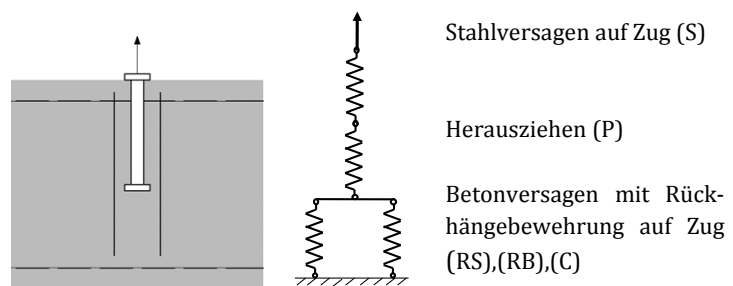


Abbildung 4.1: Federmodell für Kopfbolzen mit Bügelbewehrung auf Zug

Tabelle 4.1: Berücksichtigte Parameter in der Parameteruntersuchung

Parameter	Symbol	Einheit	Empfohlene Werte nach Handbuch I	Parameterbereich
Betonfestigkeit	$f_{ck}$	N/mm <sup>2</sup> (MPa)	-	25 – 65
Vorfaktor der Komponente "Betonversagen auf Zug"	$\alpha_c$	-	- 537	250 – 1000 (negativ)
Verankerungstiefe des Befestigungselementes	$h_{ef}$	mm	-	50 – 400
Faktor, der die Aufstandsfläche des Kopfbolzens berücksichtigt	$a$	mm	-	0.25 – 4.0
Verhältniswert von Spannungen beim "Herausziehen des Kopfbolzens"	$m$	-	9	7 – 12
Bemessungswert der Verbundfestigkeit	$f_{bd}$	N/mm <sup>2</sup> (MPa)	-	0 – 5
Durchmesser der zusätzlichen Rückhängebewehrung	$d_{s,re}$	mm	-	6 – 20
Steifigkeit des abfallenden Astes der Komponente P	$k_{p,de}$	N/mm	-10000	5000 – 20000 (negativ)

4.2.4 Sensitivität der Betonfestigkeit  $f_{ck}$

Die Betonfestigkeit hat einen Einfluss auf die Komponenten "Betonausbruch auf Zug" und "Herausziehen des Kopfbolzens". Der Einfluss der Betonfestigkeit wird in dieser Parameterstudie unter Berücksichtigung von zusätzlicher Rückhängebewehrung und ohne zusätzlicher Rückhängebewehrung berücksichtigt. Für den Fall von reinem Betonversagen ohne Rückhängebewehrung ist dieser Versagensmechanismus des Betonausbruchs auf Zug die maßgebende Komponente nach Gleichung (4.1).

$$N_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot h_{ef}^{1.5} \cdot f_{ck}^{0.5} \text{ [N]} \tag{4.1}$$

Die Steifigkeit des aufsteigenden Astes bis zur Ausbruchlast der Last-Verschiebungskurve wird als unendlich angenommen und es wird angenommen, dass die Versagenslast unter keinerlei Verformungen auftritt. Nach dem Erreichen der Maximallast wird ein linearer abnehmender Ast angenommen. Die Betonfestigkeit  $f_{ck}$  hat nach Gleichung (4.2) einen Einfluss auf die Berechnung der Steifigkeit des abfallenden Astes.  $k_{c,de}$  für den einzelnen Kopfbolzen mit großem Randabstand.

$$k_{c,de} = \alpha_c \cdot [f_{ck} \cdot h_{ef}]^{0.5} \text{ [N/mm]} \tag{4.2}$$

Im Handbuch I [16] werden für die Wahl der Betonfestigkeit keine expliziten Werte vorgeschlagen. In dieser Parameterstudie wird normalfester Beton mit der zylindrischen Betondruckfestigkeit  $f_{ck}$  im Bereich von 25 MPa bis 65 MPa untersucht. In Abbildung 4.2 ist der Einfluss der Betonfestigkeit auf die Steifigkeit der Verankerung im Beton ohne zusätzliche Rückhängebewehrung dargestellt. Es ist anzumerken, dass die Sekantensteifigkeit in Abbildung 4.2 die Gesamtsteifigkeit des Kopfbolzens unter Zug und nicht ausschließlich die Steifigkeit des Betonversagens unter Zug darstellt.

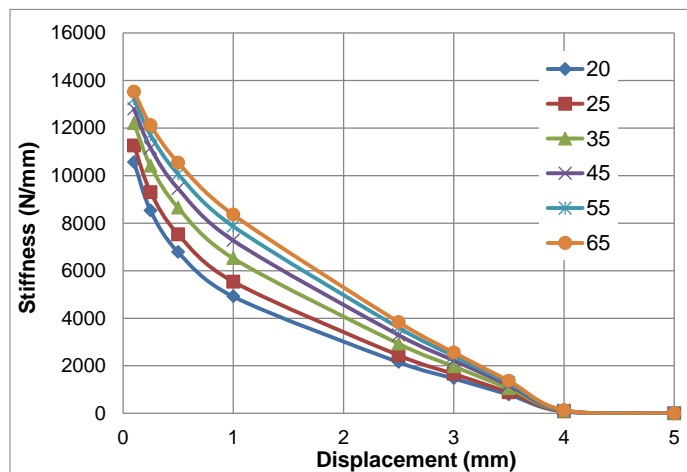


Abbildung 4.2: Einfluss der Betonfestigkeit  $f_{ck}$  auf die Steifigkeit der Verankerung ohne zusätzliche Rückhängebewehrung

Die Sekantensteifigkeit nimmt mit zunehmenden Verformungen zu. Erwartungsgemäß kann eine nachvollziehbare Relation zwischen Steifigkeit und Betondruckfestigkeit festgestellt werden. Im Bereich von großen Verformungen werden die Abweichungen im Steifigkeitsverlauf geringer. Für den Bereich der gegebenen Betonfestigkeiten wird die Streuung der Festigkeit in der Praxis durch die Teilsicherheitsbeiwerte ausgeglichen. Damit können Abweichungen in der Steifigkeit auf Grund der Betonfestigkeit in angemessener Weise berücksichtigt werden. Wird zusätzliche Rückhängebewehrung im Bereich der Kopfbolzen unter Zugbeanspruchung eingebaut, hängt die Steifigkeit im aufsteigenden Ast bis zur Versagenslast nach Gleichung (4.3) von der Betonfestigkeit ab.

$$k_{re} = \frac{\sqrt{n_{re}^2 \cdot \alpha_s \cdot f_{ck} \cdot d_{re}^4}}{\sqrt{2\delta}} \quad [\text{N/mm}] \quad (4.3)$$

Aus den Untersuchungen folgt, dass die Steifigkeit sowohl für den Fall mit Rückhängebewehrung als auch für den Fall ohne Rückhängebewehrung von der Betonfestigkeit  $f_{ck}$  abhängig ist. Die Verläufe der Steifigkeiten über die unterschiedlichen Verformungen sind für beide Untersuchungen ähnlich. Die Sekantensteifigkeit nimmt mit zunehmenden Verformungen ab. Die Abweichungen der Steifigkeit zwischen den unterschiedlichen Betonfestigkeiten werden bei zunehmenden Verformungen geringer. Die Abweichungen für den hier betrachteten Bereich der Betondruckfestigkeiten werden über die Sicherheitsbeiwerte auf der Materialseite berücksichtigt. Somit kann der Einfluss der Betonfestigkeit in der Berechnung angemessen abgeschätzt werden.

#### 4.2.5 Sensitivität des Parameters $\alpha_c$

Mit dem Parameter  $\alpha_c$  wird der Verlauf der Steifigkeit des linear abfallenden Astes bei Betonversagen nach Gleichung (4.2) gesteuert. Nach dem derzeitigen Stand der Forschung wird für diesen Faktor ein Wert von -537 angenommen. Innerhalb dieser Parameterstudie wird die Sensitivität dieses Faktors auf die Sekantensteifigkeit untersucht. Der Parameterbereich wird dabei zwischen -250 und -1000 festgelegt. Der Einfluss des Faktors  $\alpha_c$  ist in Abbildung 4.4 dargestellt. Innerhalb der Anfangsverschiebungen ist die Steifigkeit nahezu unabhängig vom Vorfaktor  $\alpha_c$ . Dies hat die Ursache darin, dass dieser Faktor einen Einfluss auf den Steifigkeitsverlauf nach der Bildung eines Ausbruchkegels hat und

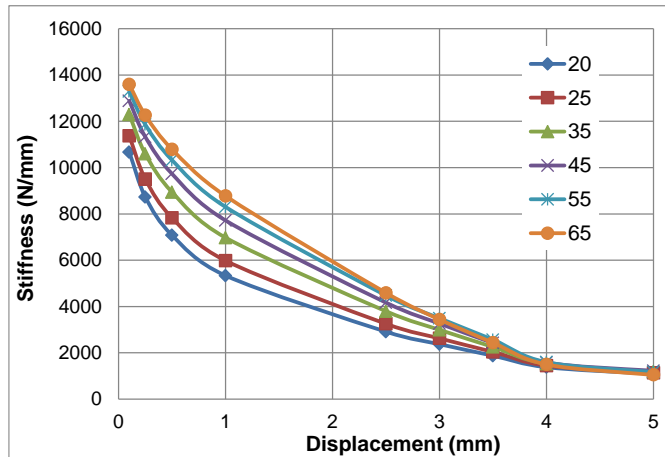


Abbildung 4.3: Einfluss der Betonfestigkeit  $f_{ck}$  auf die Steifigkeit der Verankerung mit zusätzlicher Rückhängebewehrung

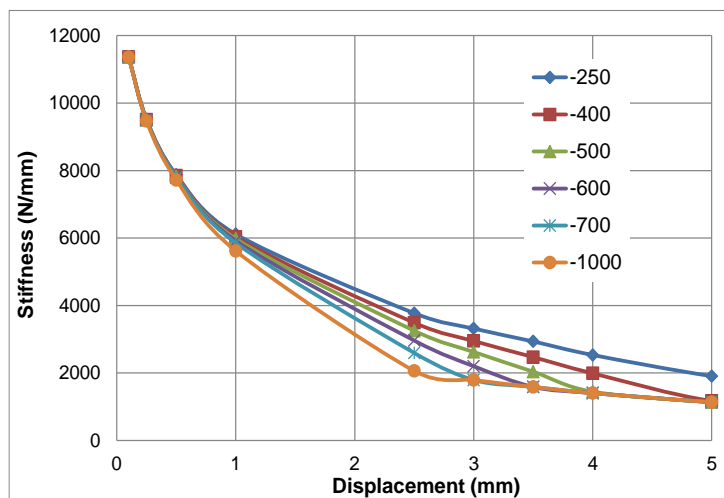


Abbildung 4.4: Einfluss des Faktors  $\alpha_c$  auf die Steifigkeit der Verankerung

nicht auf die Anfangssteifigkeit des Anschlusses. Im Bereich von höheren Verformungen wird der abfallende Ast der Komponente des Betonversagens maßgebend und hat nach Abbildung 4.4 einen entscheidenden Einfluss auf das Modell. Im Bereich von Verschiebungen zwischen 2 mm und 4 mm. Nach einer weiteren Steigerung der Verformungen nimmt der Einfluss des Parameters  $\alpha_c$  weiter ab (siehe Abbildung 4.4), da der Beton nach dem vollständigen Ausbilden des Ausbruchkegels nicht mehr am Lastabtrag des Modells beteiligt ist. Die Abweichungen im Bereich zwischen 2 mm und 4 mm können über Teilsicherheitsbeiwerte berücksichtigt werden.

#### 4.2.6 Sensitivität des Parameters der Verankerungstiefe $h_{ef}$

Die effektive Verankerungslänge  $h_{ef}$  ist der wichtigste Faktor für die Komponenten des Betonausbruchs (Komponente C nach Abbildung 4.1) die einen maßgeblichen Einfluss auf die Maximallast nach Gleichung (4.1) und auf die Steifigkeit nach Gleichung (4.2) hat. Des Weiteren hat die effektive Verankerungslänge auch eine Auswirkung auf das Verbundversagen der Rückhängebewehrung (Komponente RB nach Abbildung 4.1), da die wirksame Verankerungslänge  $l_1$  der Bewehrungsbügel von der Verankerungstiefe  $h_{ef}$  abhängt (siehe Abbildung 4.5). Die Versagenslast des Verbundversagens wird nach Gleichung (4.4) bestimmt.

$$N_{Rd,b,re} = \sum_{n_{s,re}} \left( \frac{l_1 \cdot \pi \cdot d_{s,re} \cdot f_{bd}}{\alpha} \right) \quad [N] \quad (4.4)$$

Für die effektive Verankerungstiefe werden keine expliziten Werte empfohlen, dennoch werden in dieser Parameterstudie die gebräuchlichsten Verankerungslängen für  $h_{ef}$  von 50 mm bis 400 mm berücksichtigt. Erwartungsgemäß ist die Steifigkeit der Verankerung in einem hohen Maße von der Einbindelänge  $h_{ef}$  abhängig (siehe Abbildung 4.6). Bei zunehmenden Verformungen nimmt der Einfluss der Verankerungstiefe auf die Steifigkeit ab. Da die Verankerungstiefe der Kopfbolzen von Beginn der Berechnung mit hoher Genauigkeit bestimmt werden kann, ist es möglich deren Einfluss auf die Steifigkeit sinnvoll abzuschätzen.

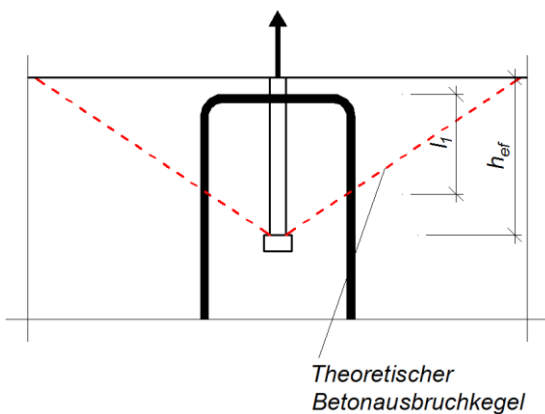


Abbildung 4.5: Definition der effektiven Verankerungslänge  $l_1$  und deren Abhängigkeit von der Verankerungstiefe  $h_{ef}$  des Kopfbolzens

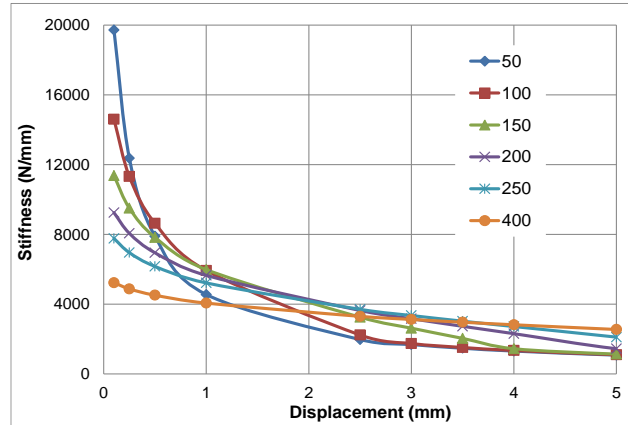


Abbildung 4.6: Einfluss der effektiven Verankerungstiefe  $h_{ef}$  auf die Steifigkeit der Verankerung

#### 4.2.7 Sensitivität des Parameters der Aufstandsfläche des Kopfbolzens $a$

Die Aufstandsfläche des Kopfbolzens, die sich aus dem Durchmesser des Kopfbolzenkopfes  $d_h$ , und dem Durchmesser des Kopfbolzenschaftes  $d_s$  mit der Gleichung  $a = 0.5(d_h - d_s)$  berechnet, hat einen maßgeblichen Einfluss auf die Steifigkeit des Kopfbolzens unter Zugbeanspruchung. Für die Berechnung sind die Abmessungen des Kopfbolzens und daher auch die Aufstandsfläche des Kopfbolzens mit hoher Genauigkeit zu bestimmen. Da die Aufstandsfläche proportional von der Aufstandsbreite abhängig ist, hat dieser Faktor den größten Einfluss auf die Tragfähigkeit der Komponente des Herausziehens des Kopfbolzens (Kompo-

nente P nach Abbildung 4.1). Die Last-Verformungsbeziehungen der Komponente P können bis zum Betonversagen durch Betonausbruch mit der Gleichung (4.5) und bis zum Erreichen der maximalen Traglast mit der Gleichung (4.6) berechnet werden.

$$\delta_{Rd,p,1} = k_p \cdot \left( \frac{N_{Rd,c}}{A_h \cdot f_{ck} \cdot n_{re}} \right)^2 \quad [\text{mm}] \quad (4.5)$$

$$\delta_{Rd,p,2} = 2k_p \cdot \left( \frac{N_{Rd,p}}{A_h \cdot f_{ck} \cdot n_{re}} \right)^2 - \delta_{Rd,p,1} \quad [\text{mm}] \quad (4.6)$$

In den Gleichungen (4.5) und (4.6) geht die Aufstandsweite indirekt über die Aufstandsfläche in die Berechnung mit ein. Der Vorfaktor  $k_p$  kann mit Gleichung (4.7) berechnet werden.

$$k_p = \alpha_p \cdot \frac{k_a \cdot k_A}{k_2} \quad [-] \quad (4.7)$$

Des Weiteren wird die Schulterbreite in Gleichung (4.8) für die Berechnung der Faktoren  $k_a$  nach Gleichung (4.8) und  $k_A$  nach Gleichung (4.9) verwendet.

$$k_a = \sqrt{5/a} \geq 1 \quad (4.8)$$

$$k_A = 0,5 \cdot \sqrt{d^2 + m \cdot (d_h^2 - d_s^2)} - 0,5 \cdot d_h \quad (4.9)$$

Nach den Gleichungen (4.5) bis (4.9) ist das Verformungsverhalten der Komponente P vom Parameter  $a$  abhängig. Für die Aufstandsweite kann in der Praxis ein Wert zwischen 0.25 mm und 4.00 mm angenommen werden. In Abbildung 4.7 ist der Einfluss der Aufstandsweite des Kopfbolzens auf die Steifigkeit der Verankerung dargestellt. Speziell im Bereich von kleineren Verformungen kann eine hohe Abhängigkeit der Sekantensteifigkeit von der Aufstandsweite festgestellt werden. Da die Abmessungen des Bolzens mit hoher Genauigkeit bestimmt werden können, kann angenommen werden, dass die Werte für die Steifigkeit nicht stark streuen.

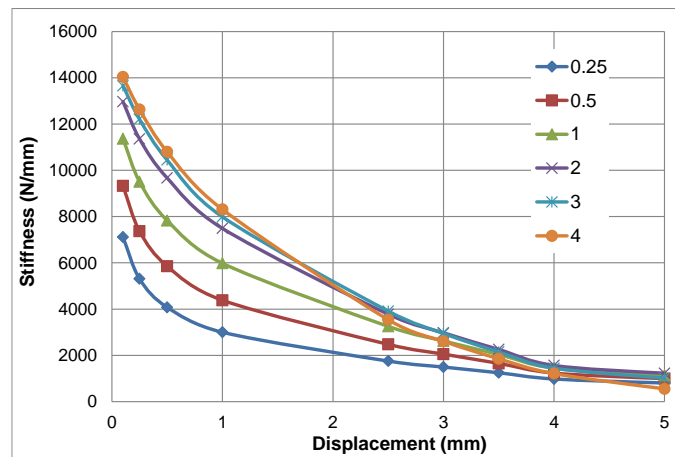


Abbildung 4.7: Einfluss der Aufstandsweite  $a$  auf die Steifigkeit der Verankerung

#### 4.2.8 Sensitivität des Verhältniswert der Spannungen $m$

Der Verhältniswert der Spannungen  $m$  wird in der Gleichung (4.9) für die Berechnung der Komponente P nach Abbildung 4.1 als zulässige Kopfbolzenpressung verwendet. Der Wert dieses Faktors kann nicht absolut festgelegt werden, dennoch kann nach dem aktuellen Stand der Forschung ein Wert von neun angenommen werden. Die Variation des Parameters in dem Bereich von 7 bis 12 hat nur geringe Auswirkungen auf den Verlauf der Steifigkeiten des Parameters (siehe Abbildung 4.8). Daher ist ein Wert von 9 als allgemeine Annahme zulässig.

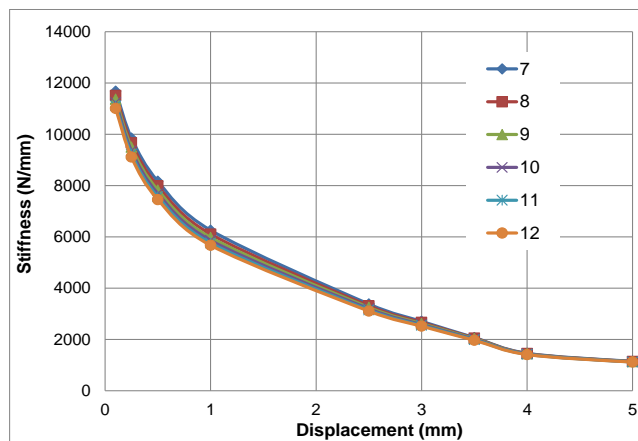


Abbildung 4.8: Einfluss des Verhältniswerts der Spannungen,  $m$  auf die Steifigkeit der Verankerung

### 4.2.9 Sensitivität des Bemessungswertes der Verbundfestigkeit $f_{bd}$

Wird zusätzliche Rückhängebewehrung verwendet, hat der Bemessungswert der Verbundfestigkeit der Bewehrungsbügel  $f_{bd}$  einen Einfluss auf die Steifigkeit der Verankerung. Die Versagenslast für das Verankerungsversagen kann mit Gleichung (4.4) berechnet werden. Der Bemessungswert der Verbundfestigkeit ist abhängig von der Betonfestigkeit  $f_{ck}$ . Im Handbuch I [16] werden keine direkten Empfehlungen für einen Wert der Verbundfestigkeit gegeben. In dieser Parameterstudie werden Betonfestigkeiten von  $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$  bis  $f_{ck} = 65 \text{ MPa}$  berücksichtigt, während der tatsächliche Wert der Verbundfestigkeit zwischen  $f_{bd} = 2 \text{ MPa}$  und  $f_{bd} = 5 \text{ MPa}$  variiert. Im Folgenden werden für den Parameter der Verbundfestigkeit eine Bandbreite von  $f_{bd} = 0 \text{ MPa}$  bis  $f_{bd} = 5 \text{ MPa}$  berücksichtigt. Nach Abbildung 4.9 hat die Verbundfestigkeit bei geringen Verformungen einen kleinen Einfluss auf die Steifigkeit der Verankerung. Auch bei größeren Verformungen liegen die Abweichungen der Steifigkeit auf Grund alternierender Verbundfestigkeiten in einer angemessenen Ergebnisbandbreite, die über die Teilsicherheitsbeiwerte abgedeckt ist.

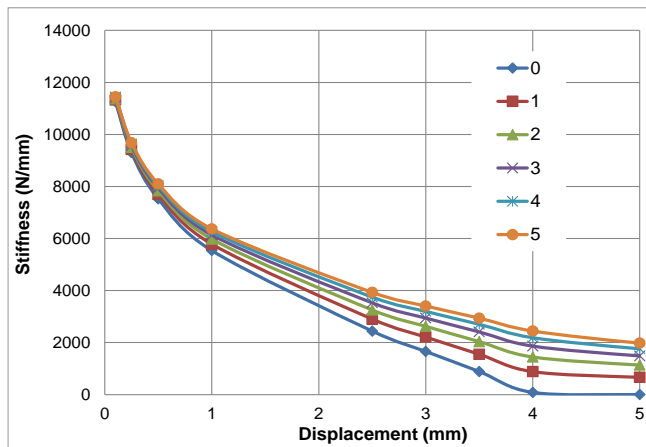


Abbildung 4.9: Einfluss der Verbundfestigkeit,  $f_{bd}$  auf die Steifigkeit der Verankerung

### 4.2.10 Sensitivität des Durchmessers der zusätzlichen Rückhängebewehrung $d_{s,re}$

Der Durchmesser der zusätzlichen Rückhängebewehrung,  $d_{s,re}$  hat einen Einfluss auf die Komponente RS und die Komponente RB nach Abbildung 4.1. Die Versagenslast des Verbundversagens ist nach Gleichung (4.4) und die Versagenslast beim Fließen der Rückhängebewehrung mit Gleichung (4.10) gegeben.

$$N_{Rd,s,re} = A_{s,re} \cdot f_{yd,re} = n_{re} \cdot \pi \cdot \left( \frac{d_{s,re}^2}{4} \right) \cdot f_{yd,re} \text{ [N]} \tag{4.10}$$

Die Last-Verformungsbeziehungen der Verankerung mit dem entsprechenden Versagensmechanismus der zusätzlichen Rückhängebewehrung können mit Gleichung (4.11) bestimmt werden.

$$\delta_{Rd,s,re} = \frac{2N_{Rd,s,re}^2}{\alpha_s \cdot f_{ck} \cdot d_{s,nom}^4 \cdot n_{re}^2} \text{ [mm]} \tag{4.11}$$

In Gleichung (4.11) entspricht  $N_{Rd,s,re}$  dem Minimum aus  $N_{Rd,b,re}$  und  $N_{Rd,s,re}$ . Dies entspricht dem Minimum aus Stahlversagen und Verbundversagen der zusätzlichen Rückhängebewehrung. Der Durchmesser der Rückhängebewehrung kann frei gewählt werden, daher wurde in dieser Parameterstudie Durchmesser von 6 mm bis 20 mm berücksichtigt. Damit ist die Bandbreite der möglichen Bewehrungsdurchmesser abgedeckt. Aus Abbildung 4.10 ist ersichtlich, dass der Durchmesser der Rückhängebewehrung bei kleinen Verformungen keinen großen Einfluss auf die Steifigkeit der Rückhängebewehrung hat. Bei größer werdenden Verformungen wird die Rückhängebewehrung aktiviert und

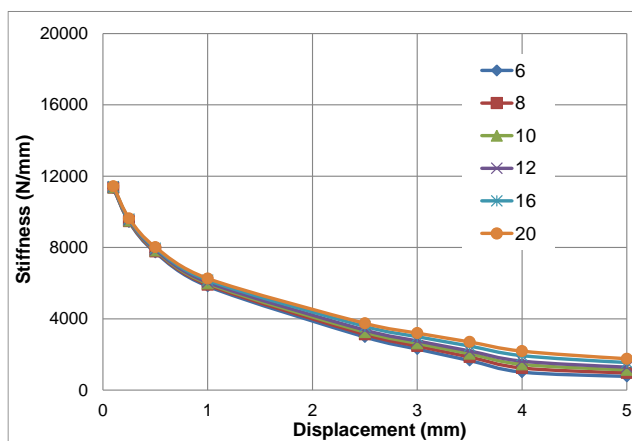


Abbildung 4.10: Einfluss des Durchmessers der Rückhängebewehrung,  $d_{s,re}$  auf die Steifigkeit der Verankerung

der Einfluss der Bewehrung auf die Steifigkeit nimmt zu. Da der Durchmesser der Rückhängebewehrung mit hoher Genauigkeit bestimmt werden kann, ist die Steifigkeit der Verankerung realistisch abzuschätzen.

#### 4.2.11 Sensitivität der Steifigkeit, $k_{p,de}$

Die Steifigkeit des abfallendes Astes  $k_{p,de}$  beim Versagen durch Herausziehen des Kopfbolzens (Komponente P) ist vom entsprechenden Versagensmechanismus abhängig. Wenn das Fließen der Rückhängebewehrung als Versagensmodus ( $N_{Rd,s,re} < N_{Rd,p}$ ) angesetzt werden kann, wird für  $k_{p,de}$  ein Wert von  $-10^4 \text{ N/mm}^2$  (negativer abfallender Ast) empfohlen. In dieser Parameterstudie wird der Wert für  $k_{p,de}$  zwischen  $-5000$  und  $-20.000 \text{ N/mm}^2$  variiert. Nach Abbildung 4.11 ist der Verlauf der gesamten Steifigkeit unabhängig von der Wahl der Steifigkeit  $k_{p,de}$ . Daher kann mit ausreichender Genauigkeit ein Wert von  $-10000 \text{ N/mm}^2$  für  $k_{p,de}$  gewählt werden.

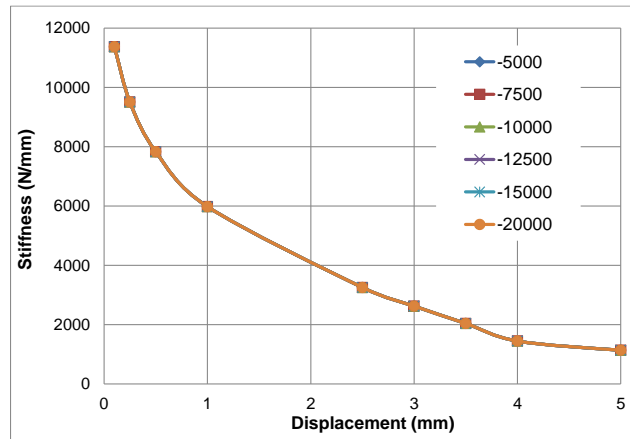


Abbildung 4.11: Einfluss der Steifigkeit  $[\text{N/mm}^2]$  des abfallenden Astes  $k_{p,de}$  auf die Steifigkeit des gesamten Federmodells

#### 4.2.12 Zusammenfassende Betrachtung der Einflüsse der unterschiedlichen Parameter

In dieser Parameterstudie wird die Sensitivität der Steifigkeit einer Verankerung mit zusätzlicher Rückhängebewehrung auf die Variation unterschiedlicher Parameter berücksichtigt.

Tabelle 4.2: Statistische Auswertung der Parameterstudie

	$f_{ck}$	$a$	$k_{p,de}$	$m$	$\alpha_c$	$f_{bd}$	$h_{ef}$	$d_{s,re}$
	$\text{N/mm}^2$	$\text{mm}$	$\text{N/mm}$	$[-]$	$[-]$	$\text{N/mm}^2$	$\text{mm}$	$\text{mm}$
Min	3,29	1,49	3,3	3,48	2,88	3,5	4,5	3,3
	3,704	2,29	3,3	3,38	3,01	3,4	4	3,3
	3,96	3,29	3,3	3,3	3,3	3,3	3,3	3,3
	4,64	4,21	3,3	3,22	3,54	3,2	2,87	3,3
	4,95	5,1	3,3	3,15	3,78	3,1	2,56	3,2
Max	5,66	5,32	3,3	3,1	4,29	3,06	2	3,1
<b>Mittelwert</b>	<b>4,367</b>	<b>3,617</b>	<b>3,300</b>	<b>3,272</b>	<b>3,467</b>	<b>3,260</b>	<b>3,205</b>	<b>3,250</b>
<b>Stabw</b>	<b>0,878</b>	<b>1,539</b>	<b>0,000</b>	<b>0,143</b>	<b>0,522</b>	<b>0,172</b>	<b>0,927</b>	<b>0,084</b>
<b>Var Koeff</b>	<b>20%</b>	<b>43%</b>	<b>0%</b>	<b>4%</b>	<b>15%</b>	<b>5%</b>	<b>29%</b>	<b>3%</b>





### 4.3 Parameteruntersuchung der gelenkigen Anschlüsse zwischen Stahl und Beton

#### 4.3.1 Allgemeines

Der Einfluss unterschiedlicher Parameter auf den gelenkigen Anschluss zwischen Stahl und Beton wird in der folgenden Parameterstudie untersucht. Mit der gezielten Variation dieser Parameter kann die Tragfähigkeit und das Rotationsverhalten des Anschlusses zu einem hohen Grad gesteigert werden. Die Optimierungen sind darauf ausgerichtet, auf der einen Seite eine möglichst hohe Tragfähigkeit mit minimalen Kosten und auf der anderen Seite ein duktiles Tragverhalten des gesamten Anschlusses zu erhalten. Duktileres Tragverhalten tritt dann auf, wenn kein plötzliches Versagen eintritt sondern beispielsweise beim Betonversagen andere Komponenten wie die Rückhängebewehrung aktiviert werden können und eine weitere Traglaststeigerung möglich ist. Des Weiteren wird mit der Parameterstudie der Anwendungsbereich abgegrenzt und es werden Möglichkeiten aufgezeigt, wie durch spezielle Parameterkonfigurationen die rechnerische Tragfähigkeit gesteigert werden kann.

#### 4.3.2 Validierung des Modells

Im Forschungsprojekt INFASO wurde ein Bemessungsansatz für den gelenkigen Anschluss zwischen Stahl und Beton entwickelt [15]. Darin wird der Anschluss in seine unterschiedlichen Komponenten eingeteilt und die Verformungen können auf einfache Art und Weise berechnet werden, da das Kraft-Verformungsverhalten über die Federkomponenten abgebildet werden kann. Die maximale rechnerische Tragfähigkeit kann in vier Schritten ermittelt werden:

1. Auswertung der maßgebenden Zugkomponente.
2. Verifizierung der Annahme der Druckzonenhöhe.
3. Berechnung der Schubtragfähigkeit des Anschlusses aus dem Momentengleichgewicht nach Abbildung 4.12 (links).
4. Überprüfung der Interaktionsbeziehungen.

Im Handbuch I "Entwurf von Anschlüssen zwischen Stahl und Beton" [16] wird dieser Bemessungsansatz an einem Berechnungsbeispiel und einem Ablaufdiagramm im Detail beschrieben. Zur Bestimmung der Momentenrotationskurve des Anschlusses müssen die Last-Verschiebungskurven der Einzelkomponenten bestimmt werden. Im folgenden Kapitel wird eine Parameterstudie der Betonkomponenten durchgeführt. In Abbildung 4.12 (rechts) ist das Last-Verformungsverhalten der Zugkomponente dargestellt, wenn die zusätzliche Rückhängebewehrung bei einer geeigneten Parameterwahl aktiviert werden kann.

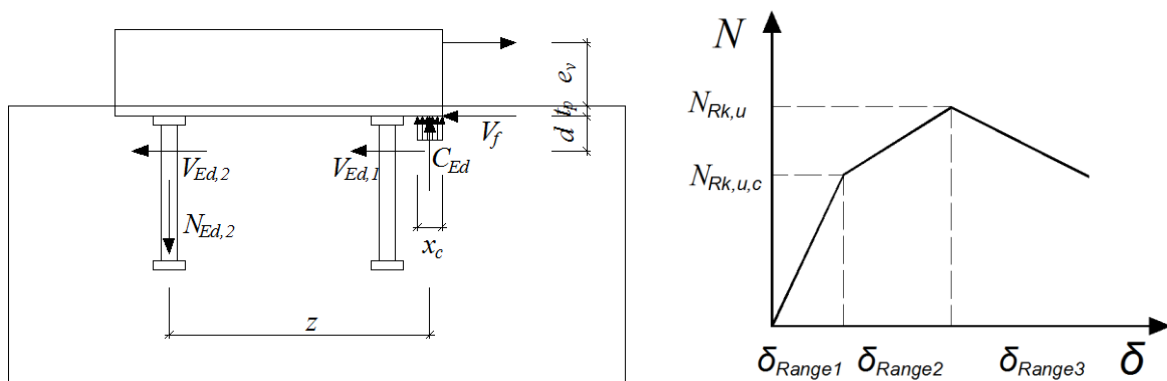


Abbildung 4.12: Analytisches Berechnungsmodell des gelenkigen Anschlusses (links), Last-Verschiebungskurve der Zugkomponente bei Aktivierung der Rückhängebewehrung (rechts)

Die Verformungen der Zugkomponente kann nach Abbildung 4.12 (rechts) in drei Bereichen bestimmt werden. Im ersten Bereich werden die Verformungen nach [15] mit der Gleichung (4.12) berechnet.

$$\delta_{\text{Range1}} = \delta_{\text{Rk,p,1}} + \delta_{\text{Rk,s1}} \quad (4.12)$$

Mit:

$\delta_{\text{R,p,1}}$  Verformungen durch das Herausziehen des Kopfbolzens;

$\delta_{\text{Rd,s1}}$  Verformungen durch das Fließen des Kopfbolzens.

Am Ende des ersten Bereichs entstehen Risse, die sich vom Kopfbolzenkopf in die Richtung der Betonoberfläche entwickeln. Wenn die Grenzlast des Betonausbruchs erreicht ist, kann die zusätzliche Rückhängebewehrung aktiviert werden. Für diesen Fall können die Verformungen bis zur Maximallast mit der Gleichung (4.13) berechnet werden.

$$\delta_{\text{Range2}} = \delta_{\text{Rk,p,2}} + \delta_{\text{Rk,s1}} + \delta_{\text{Rk,re}} \quad (4.13)$$

Mit:

$\delta_{\text{Rk,p,1}}$  Verformungen durch das Herausziehen des Kopfbolzens;

$\delta_{\text{Rk,s1}}$  Verformungen durch das Fließen des Kopfbolzens;

$\delta_{\text{Rk,re}}$  Verformungen durch das Fließen des Kopfbolzens in Interaktion mit dem Betonversagen.

Die Verformungen im dritten Bereich hängen vom Versagensmechanismus der Maximallast zusammen. Wenn das Fließen der Rückhängebewehrung eintritt, kann im dritten Bereich ein duktileres Versagen festgestellt werden. Die Verformungen im dritten Bereich können mit der Gleichung (4.14) berechnet werden.

$$\delta_{\text{Range3}} = \delta_{\text{Range2}}(N_{\text{Rk,re}}) + \frac{N - N_{\text{Rk,re}}}{k_{\text{c,de}}} + k \quad (4.14)$$

Mit:

$k_{\text{c,de}}$  Steifigkeit des abfallenden Astes nach Gleichung (4.2);

$k = \frac{N_u - N}{10000}$  Steifigkeit, wenn Fließen der Rückhängebewehrung eintritt;

$k = 0$  Steifigkeit, wenn Beton- und Verankerungsversagen der Bewehrungsbügel eintritt;

$N_{\text{Rk,re}}$  Charakteristische Tragfähigkeit der zusätzlichen Rückhängebewehrung in Interaktion mit Betonversagen;

$N_u$  Maximale Tragfähigkeit.

Um die zusätzliche Rückhängebewehrung rechnerisch ansetzen zu können, ist eine spezielle Parameterwahl erforderlich. In allen Bereichen müssen Fallunterscheidungen getroffen werden, da andere Versagensmodi wie das Herausziehen des Kopfbolzens, der Betonausbruch zwischen der Rückhängebewehrung oder das Stahlversagen des Kopfbolzens auftreten kann. In der folgenden Parameterstudie wird dieser Aspekt untersucht. Für das in Abbildung 4.13 dargestellte Federmodell kann die Rotation des Anschlusses mit Gleichung (4.15) bestimmt werden.

$$\Phi_j = \frac{\delta_t - \delta_c}{z} \quad (4.15)$$

Mit:

$\delta_t$  Verformungen der Zugkomponente;

$\delta_c$  Verformungen der Druckkomponente nach Handbuch I „Entwurf on Anschlüssen zwischen Stahl und Beton“ [15].

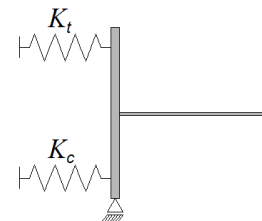


Abbildung 4.13: Federmodell

Für die Berechnung der gesamten Momenten-Rotationskurve des Anschlusses müssen die Interaktionsbeziehungen für Stahlversagen nach Gleichung (4.16) und für Betonversagen nach Gleichung (4.17) berücksichtigt werden, da die Zugkräfte und die Schubkräfte gleichzeitig auf die Kopfbolzen des gelenkigen Anschlusses wirken können.

$$\text{Stahlversagen:} \quad \left( \frac{N}{N_{Rk,u,s}} \right)^2 + \left( \frac{V}{V_{Rk,u,s}} \right)^2 \leq 1 \quad (4.16)$$

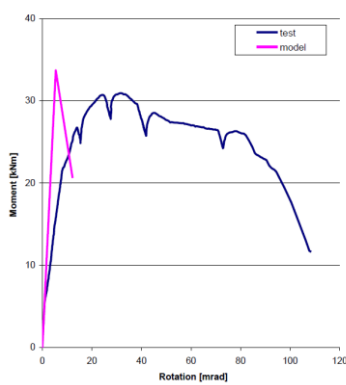
$$\text{Betonversagen:} \quad \left( \frac{N}{N_{Rk,u}} \right)^{3/2} + \left( \frac{V}{V_{Rk,cp}} \right)^{3/2} \leq 1 \quad (4.17)$$

Mit:

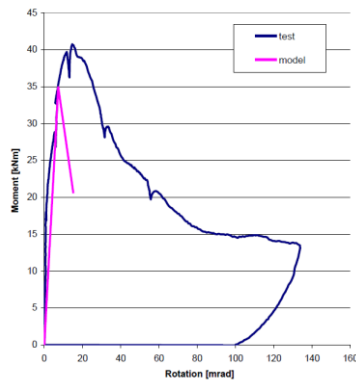
$N_{Rk,u,s}$  und  $V_{Rk,u,s}$  Charakteristische Tragfähigkeit bei Stahlversagen des Kopfbolzens;

$N_{Rk,u}$  und  $V_{Rk,cp}$  Charakteristische Tragfähigkeit bei Betonversagen.

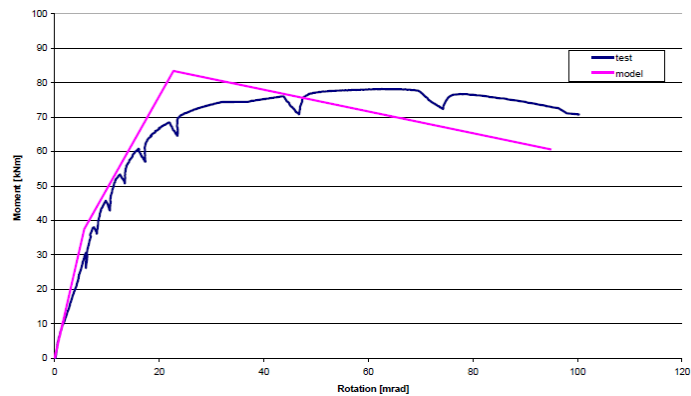
In Abbildung 4.14 ist die Validierung des Modells an unterschiedlichen Versuchen des Forschungsprojektes INFASO [15] dargestellt. In den Diagrammen wird die Momenten-Rotationskurve aus den Versuchen mit den Kurven des Berechnungsmodells verglichen. Modell und Versuche zeigen eine ausreichend genaue Übereinstimmung.



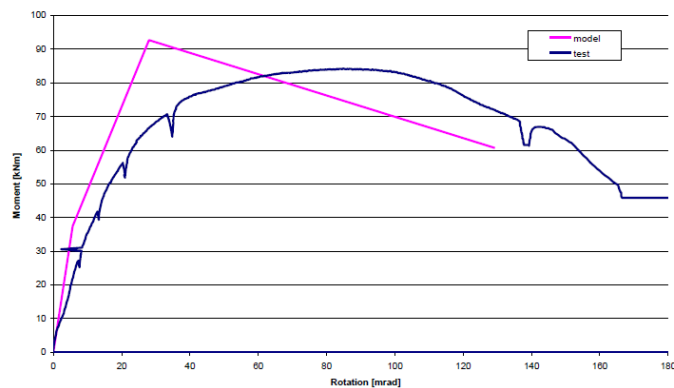
Momenten-Rotationskurve für den Versuch B1-BS



Momenten-Rotationskurve für den Versuch R1-C



Momenten-Rotationskurve für den Versuch B1-B-R



Momenten-Rotationskurve für den Versuch B2-C-R

Abbildung 4.14: Validierung des INFASO-Modells ohne zusätzliche Rückhängebewehrung (links), mit zusätzlicher Rückhängebewehrung (rechts)

Im ersten Bereich der Momenten-Rotationskurve wird das Tragverhalten des Anschlusses bis zum Betonversagen beschrieben. Versuche ohne zusätzliche Rückhängebewehrung erreichen ab diesem Punkt die maximale Tragfähigkeit. Wenn zusätzliche Rückhängebewehrung im Bereich neben den Kopfbolzen angebracht wird, kann die Tragfähigkeit der Zugkomponente gesteigert werden (siehe zweiter Bereich des Versuchs B1-B-R und des Versuchs B2-C-R in Abbildung 4.14). In diesen wird die zusätzliche Rückhängebe-

wehrung aktiviert und die Maximallast kann erreicht werden. In der folgenden Parameterstudie wird untersucht, mit welchen Parameterkonfigurationen die Rückhängebewehrung aktiviert und ein duktiler Verhalten erreicht werden kann.

### 4.3.3 Sensitivitätsstudie der wichtigsten Parameter

#### 4.3.3.1 Allgemeines

Im Folgenden werden die unterschiedlichen Parameter des gelenkigen Anschlusses zwischen Stahl und Beton untersucht. Die Sensitivitätsuntersuchung basiert auf dem Bemessungsbeispiel des Handbuches I "Entwurf von Anschlüssen zwischen Stahl und Beton". In der Parameterstudie werden die Sicherheitsfaktoren nicht berücksichtigt und die Vorfaktoren werden für den Versagensmechanismus für Herausziehen mit 12 und für Betonversagen mit 15,5 angenommen, um ein möglichst realistisches Tragverhalten wiederzugeben. Für die Bemessung können die entsprechenden Werte aus der zugehörigen europäischen technischen Zulassung des jeweiligen Kopfbolzentyps entnommen werden.

#### 4.3.3.2 Überblick der wichtigsten Parameter

Die Tragfähigkeit und die Rotationssteifigkeit sind von verschiedenen Parameter und Randbedingungen abhängig. In der Tabelle 4.3 sind die untersuchten Parameter aufgelistet.

Tabelle 4.3: Überblick über die untersuchten Parameter und deren Einfluss auf das Modell

Parameter	Einfluss auf das Modell	Bemerkungen und Kurzbeschreibung	Kapitel
Effektive Höhe	++	Parameter hat sowohl Einfluss auf die maximale Tragfähigkeit, sowie die Versagenslast bei Betonversagen.	4.3.3.3
Exzentrizität	++	Die Exzentrizität kann einen großen Einfluss auf die Momententragfähigkeit bei hohen Ausnutzungsgraden der Interaktionsbeziehungen haben.	4.3.3.5
Durchmesser Kopfbolzen	+++	Hoher Einfluss auf die Duktilität des Anschlusses.	4.3.3.4
Durchmesser Bewehrungsbügel	++	Mit größeren Durchmessern der Rückhängebewehrung kann die maximale Tragfähigkeit gesteigert werden.	4.3.3.6
Anzahl der Bewehrungsbügel	++	Wenn die Anzahl der Bewehrungsbügel vergrößert wird, können spröde Versagensmechanismen vermieden werden.	4.3.3.6
Betonfestigkeit	+++	Die Betonfestigkeit hat einen Einfluss auf alle Betonkomponenten.	4.3.3.7

#### 4.3.3.3 Effektive Höhe

Die effektive Höhe nach Abbildung 4.5 kann variiert werden, indem die Dicke der Ankerplatte, die Länge des Kopfbolzens oder die Kopfhöhe des Kopfbolzens verändert wird. In dieser Parameterstudie wurde ausschließlich die Länge des Kopfbolzens nach Tabelle 4.4 verändert, da dieser Faktor den größten Einfluss auf das Endergebnis hat.

Tabelle 4.4: Untersuchte effektive Höhen

Parameter	Fall 1	Fall 2	Referenzversion	Fall 3	Fall 4
Länge des Kopfbolzens [mm]	50	100	150	200	250
Effektive Höhe [mm]	65	115	165	215	265

In Abbildung 4.15 ist die Last-Verschiebungskurve der Zugkomponente dargestellt. Wenn eine effektive Höhe von 165 mm gewählt wird, kann das gewünschte Tragverhalten mit der Last-Verformungskurve mit den drei Bereichen  $\delta_{\text{Range1}}$ ,  $\delta_{\text{Range2}}$  und  $\delta_{\text{Range3}}$  beobachtet werden. Mit dem Ende des ersten Bereichs  $\delta_{\text{Range1}}$  wird die Maximallast der Referenzversion mit Betonversagens von  $N_{\text{Rk,c}} = 190 \text{ kN}$  ohne Berücksichtigung zusätzlicher Rückhängebewehrung erreicht. Mit einer weiteren Laststeigerung wird die Rückhängebewehrung aktiviert und es wird die kleinste Tragfähigkeit aus dem Fließen der Rückhängebewehrung  $N_{\text{Rk,re,1}}$ , dem Verankerungsversagen der Bewehrungsbügel  $N_{\text{Rk,re,2}}$  dem kleinen Druckstrebenbruch  $N_{\text{Rk,cs}}$  und dem Stahlversagen der Kopfbolzen  $N_{\text{Rk,s}}$  maßgebend. Im dritten Bereich  $\delta_{\text{Range3}}$  ist der Neigungswinkel des abfallenden Astes abhängig, ob sprödes Versagen wie Betonversagen und Verbundversagen oder Stahlversagen der Kopfbolzen maßgebend wird. Nach Abbildung 4.15 kann die Tragfähigkeit der Zugkomponente des Anschlusses nicht gesteigert werden, wenn längere Kopfbolzen verwendet werden. Der Kopfbolzen beginnt zu fließen, bevor andere Versagensmechanismen eintreten.

Daher kann die Tragfähigkeit nicht gesteigert werden, indem längere Kopfbolzen gewählt werden, da Stahlversagen der Kopfbolzen maßgebend wird. Wenn Kopfbolzen mit kleinerer Einbindelänge verwendet werden, treten spröde Versagensmechanismen auf. Für eine Einbindelänge von 115 mm bricht der Beton zwischen der Rückhängebewehrung aus und es bildet sich der kleine Druckstrebenbruch mit einer Tragfähigkeit von ca.  $N_{\text{Rk,cs}} = 250 \text{ kN}$ . Bei kleineren Verankerungslängen von 65 mm tritt rechnerisch das Verbundversagen der Rückhängebewehrung mit  $N_{\text{Rk,cs}} = 105 \text{ kN}$  ein.

In Abbildung 4.16 ist die Momenten-Rotationskurve des Anschlusses mit verschiedenen Einbindelängen dargestellt. Über die Einbindelänge kann das Rotationsverhalten des Anschlusses geringer gesteuert werden, als wenn der Durchmesser der Kopfbolzen verändert wird. Veränderungen des Durchmessers des Kopfbolzens haben einen großen Einfluss auf die Steifigkeit  $EA$  dieser Komponente (siehe Gleichung (4.12)).

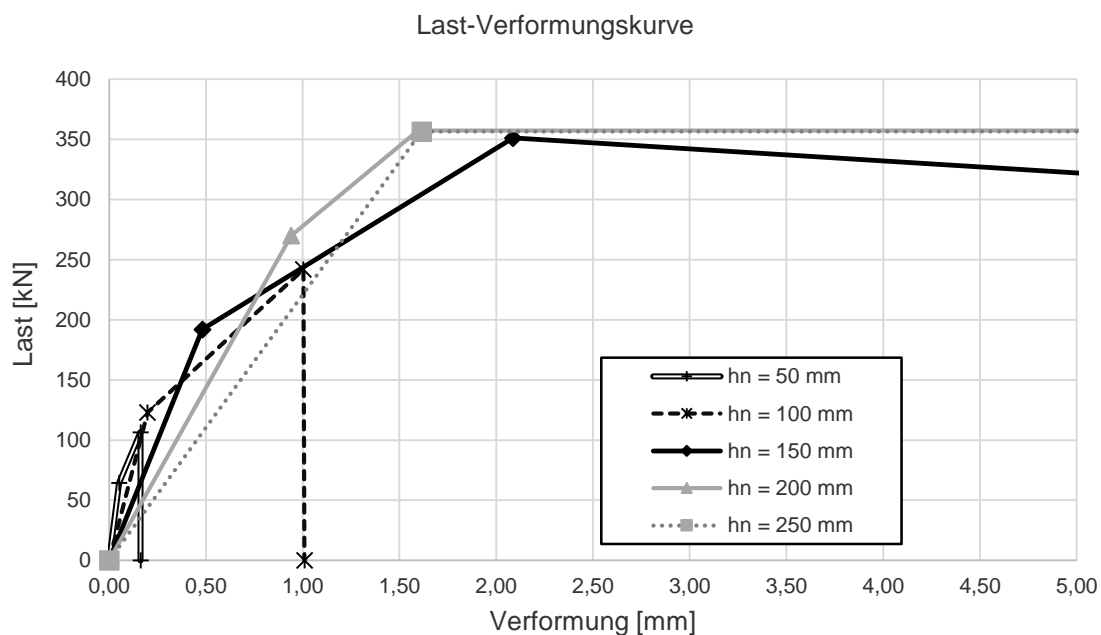


Abbildung 4.15: Last-Verschiebungskurve der Zugkomponente für die Variation der effektiven Höhe

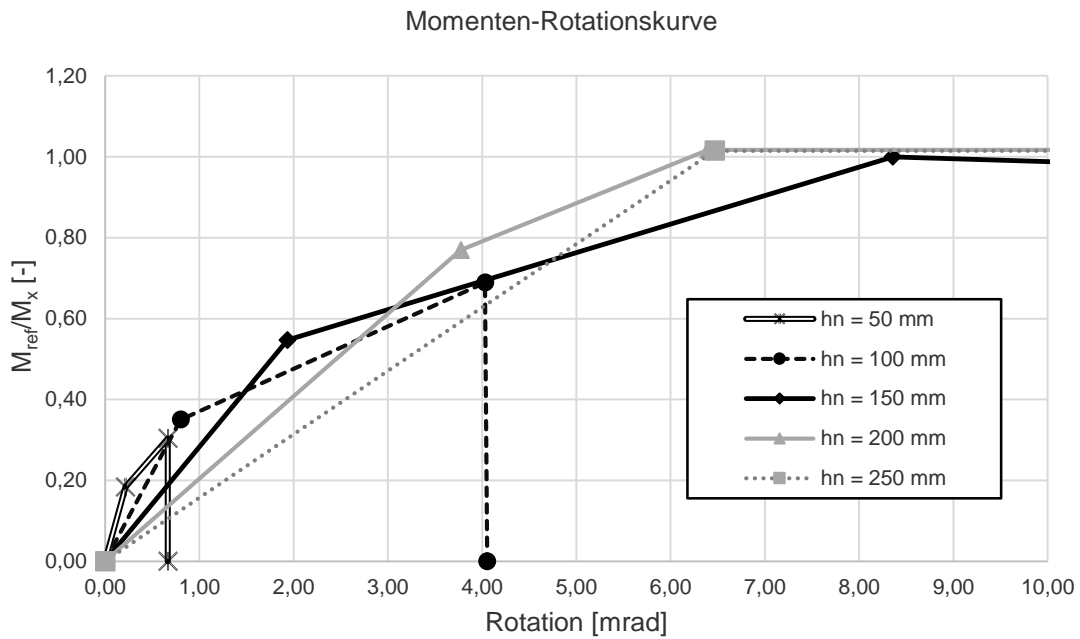


Abbildung 4.16: Momenten-Rotationskurve der Zugkomponente für die Variation der effektiven Höhe

#### 4.3.3.4 Durchmesser des Kopfbolzens

In Abbildung 4.17 ist die Last-Verschiebungskurve der Zugkomponente mit verschiedenen Durchmessern des Kopfbolzens dargestellt. Die Durchmesser werden nach Tabelle 4.5 variiert. In der Referenzversion kann bei einem Durchmesser von 22 mm die zusätzliche Rückhängebewehrung aktiviert werden. Dies ist dem Verlauf der Kraft-Verschiebungskurve Abbildung 4.17 zu entnehmen bei welchem die Traglast über den Betonausbruch von  $N_{Rk,u,c} = 190$  kN bis  $N_{Rk,u} = 350$  kN gesteigert werden kann. Durch die Wahl eines größeren Kopfbolzendurchmessers kann die maximale Tragfähigkeit in diesem Fall nicht gesteigert werden. Da das Fließen der zusätzlichen Rückhängebewehrung die maßgebende Komponente mit  $N_{Rk,re,1} = 350$  kN ist, wird mit einem größeren Kopfbolzendurchmesser die Tragfähigkeit dieser Komponente nicht gesteigert. Wenn der Durchmesser des Kopfbolzenschafts reduziert wird, kann die Traglaststeigerung durch die Rückhängebewehrung nicht voll angesetzt werden. Für diesen Anschluss ist ein Durchmesser von 16 mm zu klein, da das Lastniveau des reinen Betonausbruchs ohne Rückhängebewehrung von  $N_{Rk,c} = 190$  kN nicht erreicht werden kann.

In Abbildung 4.18 ist die Momenten-Rotationskurve des gelenkigen Stahl-Betonanschlusses mit Variation des Kopfbolzendurchmessers dargestellt. Unterschiedliche Kopfbolzendurchmesser können Einfluss auf die Interaktionsbeziehungen haben, da Stahlversagen des Kopfbolzens der maßgebende Versagensmechanismus werden kann.

Tabelle 4.5: Durchmesser des Kopfbolzens

Parameter	Fall 1	Fall 2	Fall 3	Referenzversion	Fall 4
Durchmesser des Kopfbolzens [mm]	13	16	19	22	25

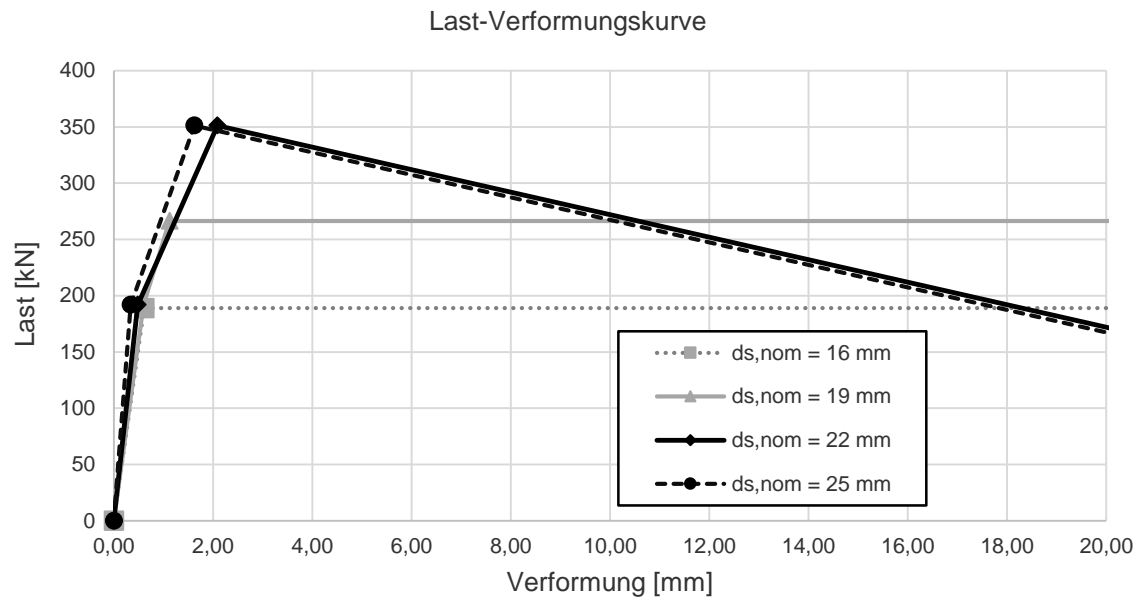


Abbildung 4.17: Last-Verschiebungskurve der Zugkomponente für die Variation des Kopfbolzendurchmessers

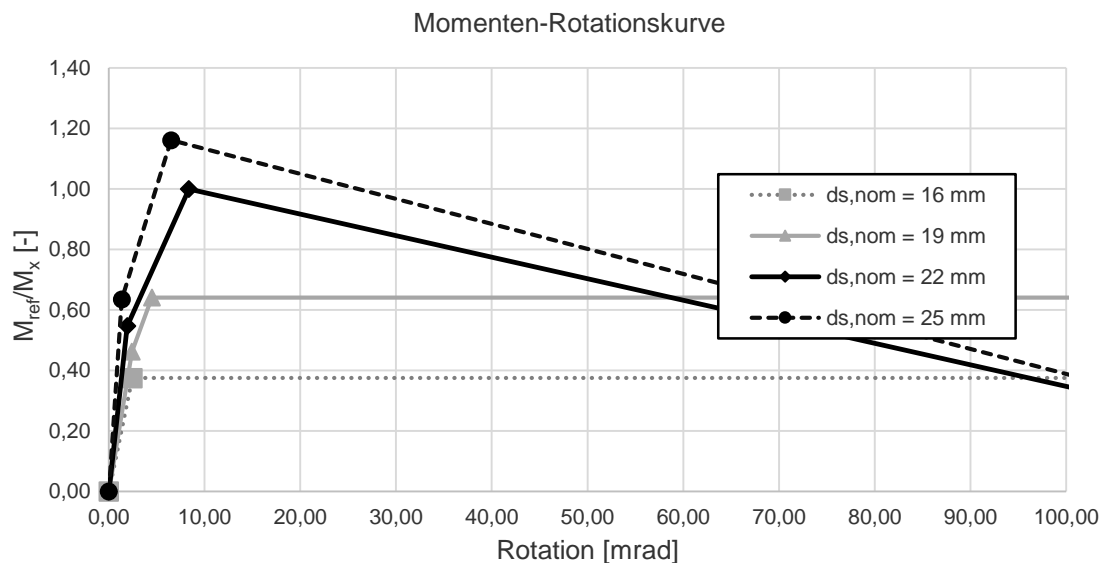


Abbildung 4.18: Momenten-Rotationskurve der Zugkomponente für die Variation des Kopfbolzendurchmessers

#### 4.3.3.5 Exzentrizität

Nach Tabelle 4.6 werden fünf unterschiedliche Fälle berücksichtigt, um den Einfluss der Exzentrizität auf das Rotationsverhalten des Anschlusses zu untersuchen. Da die Exzentrizität keinen Einfluss auf die Tragfähigkeit der Zugkomponente hat, hat dieser Parameter keinen direkten Einfluss auf die Tragfähigkeit des Anschlusses. Die Wahl von unterschiedlichen Exzentrizitäten wirkt sich aber auf die Gesamttragfähigkeit des und das Momenten-Rotationsverhalten aus. Wird die Exzentrizität variiert, verändert sich auch die Lastverteilung auf die einzelnen Kopfbolzen. Dies hat direkt Einfluss auf die Interaktion zwischen Normalkraft und Querkraft im Bereich der Kopfbolzen (siehe Gleichung (4.16) und Gleichung (4.17)) und beeinflusst die Momententragfähigkeit des Anschlusses. In den Interaktionsbedingungen wird zwischen Stahl-

und Betonversagen unterschieden. Wenn Anschlüsse mit großen Exzentrizitäten entworfen werden, müssen höhere Zugkräfte in der lastabgewandten Kopfbolzenreihe berücksichtigt werden. Mit dem Verändern der Exzentrizität wird in einem weiteren Schritt überprüft, ob die Interaktionsbedingungen eingehalten sind. Dies ist auch erforderlich, da mit zunehmender Exzentrizität der Reibungsanteil und dadurch die Schubtragfähigkeit des Anschlusses größer wird (siehe Abbildung 4.19). Durch den Zuwachs des Reibungsanteils nimmt der Anteil der Schubkraft in der zweiten Kopfbolzenreihe ab und es können höhere Normalkräfte übertragen werden.

Tabelle 4.6: Untersuchte Exzentrizitäten

Parameter	Fall 1	Fall 2	Referenzversion	Fall 3	Fall 4
Exzentrizität [mm]	50	75	100	200	250

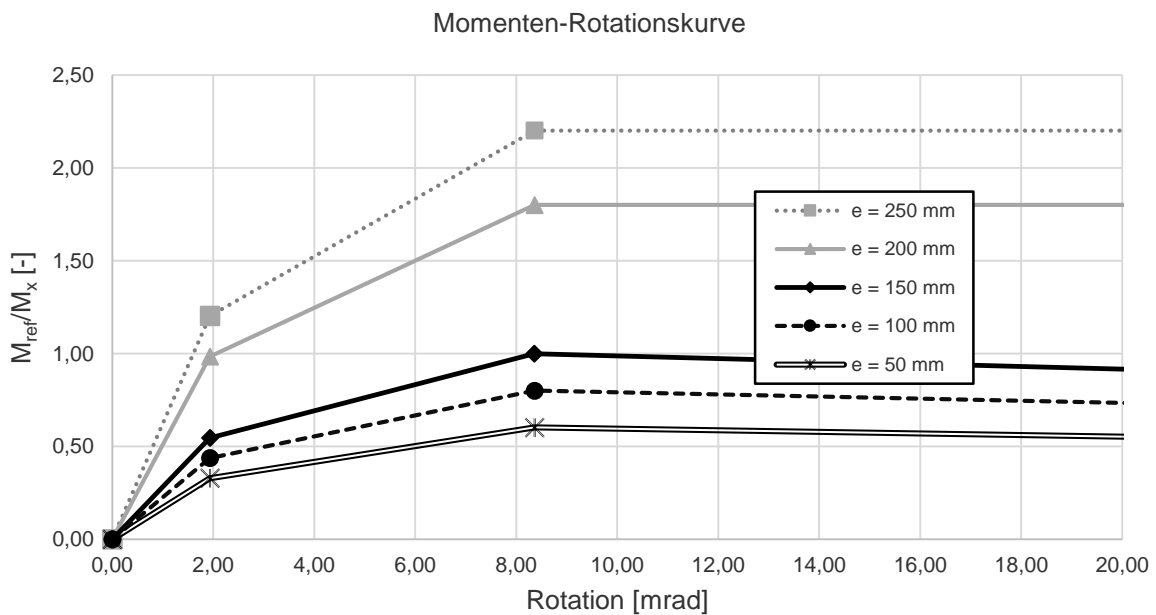


Abbildung 4.19: Momenten-Rotationskurve der Zugkomponente für die Variation der Exzentrizität

#### 4.3.3.6 Durchmesser und Anzahl der Bewehrungsbügel

Die Parameter des Durchmessers und der Anzahl der Bewehrungsbügel wurden in der Sensitivitätsstudie nach Tabelle 4.7 verändert. Wenn die Traglast bei Betonausbruch erreicht ist, hängt die weitere Laststeigerung von der zusätzlichen Rückhängebewehrung ab. Wird die Rückhängebewehrung aktiviert, werden die Versagensmechanismen des Fließens und des Verbundversagens der Rückhängebewehrung berücksichtigt. Das Verbundversagen ist im Detail in Kapitel 4.2.9 in einer Sensitivitätsstudie beschrieben. Wenn ein größerer Durchmesser der Rückhängebewehrung gewählt wird, kann die maximale Tragfähigkeit der Zugkomponente in diesem Fall nur leicht gesteigert werden (siehe Abbildung 4.20). Wenn für diesen Fall der Bewehrungsdurchmesser vergrößert wird, tritt Stahlversagen im Kopfbolzen bei einer Tragfähigkeit von ca.  $N_{Rk,S} = 350$  kN auf. Da Stahlversagen im Kopfbolzenschaft maßgebend ist, bewirken die Parameter der Rückhängebewehrung keine weitere Laststeigerung. In einer weiteren Parameterstudie wurde die Anzahl an Schenkeln der Bewehrungsbügel pro Kopfbolzen variiert. Wenn die Anzahl verringert wird, ist mit einem spröden Versagensmechanismus zu rechnen, da die Oberfläche der zusätzlichen Rückhängebewehrung verkleinert wird (siehe Abbildung 4.21).



Tabelle 4.7: Untersuchte Durchmesser und Anzahl der Bewehrungsbügel

Parameter	Fall 1	Referenzversion	Fall 2	Fall 3	Fall 34
Durchmesser der Bügel [mm]	6	8	10	12	14

Parameter	Fall 1	Fall 2	Referenzversion
Anzahl der Bügel [mm]	1	2	4

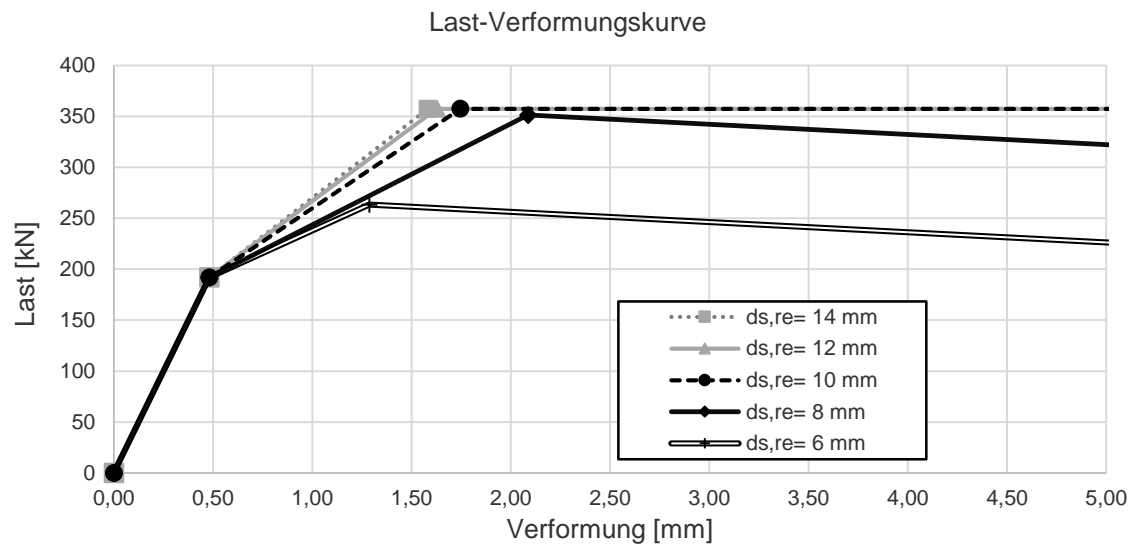


Abbildung 4.20: Last-Verformungskurve der Zugkomponente für die Variation des Durchmessers der zusätzlichen Rückhängebewehrung

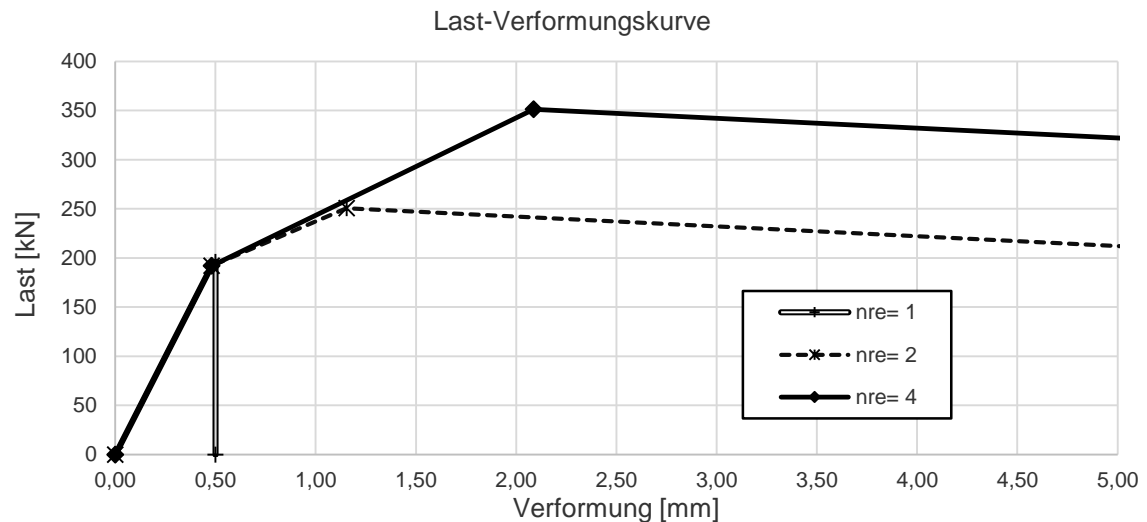


Abbildung 4.21: Last-Verformungskurve der Zugkomponente für die Variation der Anzahl der Bügel-schenkel je Kopfbolzen

4.3.3.7 Betonfestigkeit

Die Betonfestigkeit hat Einfluss auf alle Komponenten und damit auch Auswirkungen auf das Last-Verformungsverhalten der Zugkomponente. Der Einfluss der Streuung der Betonfestigkeiten ist in Kapitel 4.2.4 beschrieben. In dieser Parameterstudie wird dieser Faktor nach Tabelle 4.8 verändert. Wenn die Betonfestigkeit abgemindert wird, nimmt die Tragfähigkeit bei Betonversagen ohne zusätzliche Rückhängebewehrung ab (siehe Gleichung (4.1)). In der Sensitivitätsstudie kann die zusätzliche Rückhängebewehrung in zwei Fällen nicht aktiviert werden (Fall 1 und Fall2), da das Herausziehen des Kopfbolzens mit  $N_{Rk,p} = 280$  kN die maßgebende Komponente ist (siehe Abbildung 4.22).

Tabelle 4.8: Untersuchte Betonfestigkeiten

Parameter	Fall 1	Fall 2	Referenzversion	Fall 3	Fall 4
Betonfestigkeit [N/mm <sup>2</sup> ]	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50

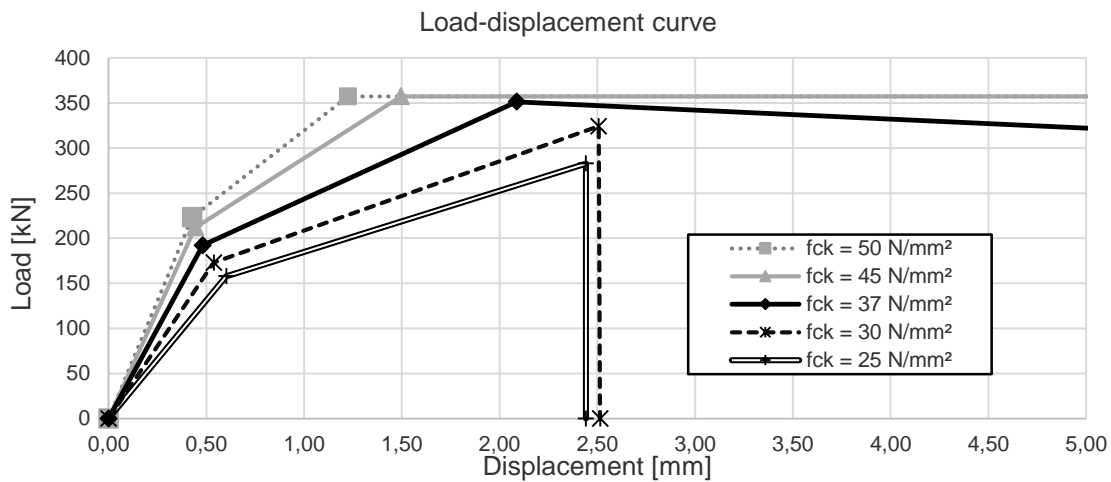


Abbildung 4.22: Last-Verformungskurve der Zugkomponente für die Variation der Druckfestigkeit des Betons

4.3.4 Modellgrenzen und praktische Empfehlungen

4.3.4.1 Allgemeines

Aus der vorangegangenen Parameterstudie von gelenkigen Anschlüssen zwischen Stahl und Beton wird deutlich, dass das Tragverhalten der Zugkomponenten und das Momenten-Rotationsverhalten des gesamten Anschlusses in einem hohen Maße vom Entwurf und der Geometrie des Anschlusses und den Festigkeiten abhängig ist. Für den jeweiligen Anwendungsfall muss im Speziellen untersucht werden, dass kein spröder Versagensmechanismus eintritt. Hilfreich kann bei der Wahl der unterschiedlichen Parameter in einem ersten Schritt das "Bemessungsprogramm für starre Ankerplatten mit Kopfbolzen – gelenkige Anschlüsse" (Version 2.0) [24] sein. Mit Hilfe dieses Bemessungsprogramms können die Versagensmechanismen der jeweiligen Ankerplattenkonfiguration bestimmt werden und es kann ein duktiler Versagen erreicht werden. Die neuen INFASO-Bemessungsansätze können allerdings nur innerhalb bestimmter Anwendungsgrenzen verwendet werden. Im Folgenden werden diese Grenzen beschrieben.

#### 4.3.4.2 Randabstände

Innerhalb des INFASO-Projekts [15] wurde ein neuer Berechnungsansatz für die Betonkomponente mit Rückhängebewehrung unter Zugbeanspruchung entwickelt. Es wurden keine Versuche unter Schubbeanspruchung zum Rand hin unter Berücksichtigung der zusätzlichen Rückhängebewehrung gemacht. Daher kann die Rückhängebewehrung nur unter Zugbeanspruchung berücksichtigt werden. Das INFASO Modell kann nur verwendet werden, wenn die erforderlichen Randabstände nach Abbildung 4.23 eingehalten werden. Innerhalb dieser Grenzen ist sichergestellt, dass der Randeinfluss nicht zu anderen Versagensmechanismen führt. Weitere Information zu geringen Randabständen ist in Ožbolt [20] gegeben. Für das Versagen auf der lastabgewandten Seite durch Schubbeanspruchung müssen konservative Annahmen getroffen werden, da die Rückhängebewehrung hier nicht rechnerisch angesetzt werden darf. Für die Ermittlung der Schubtragfähigkeit wird der Betonausbruch ohne Berücksichtigung der Rückhängebewehrung zu Grunde gelegt. Um die Rückhängebewehrung auch unter Schub nach dem INFASO Modell rechnerisch ansetzen zu können, müssen weitere Versuchsreihen durchgeführt werden.

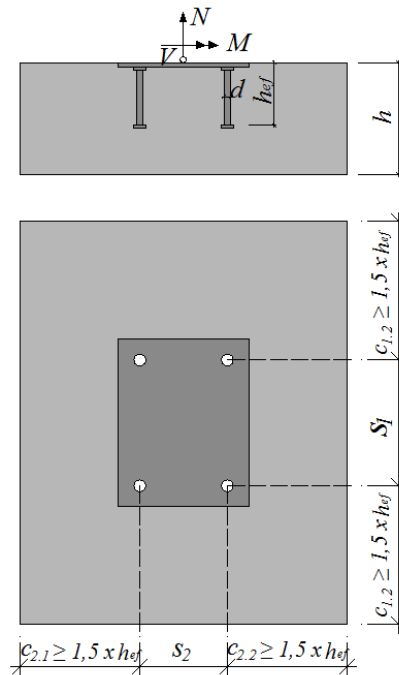


Abbildung 4.23: Erforderliche Randabstände

#### 4.3.4.3 Anzahl an Kopfbolzen

Die INFASO-Versuche [15] wurden an Ankerplatten in gelenkigen Anschlüssen mit einer 2x3 und einer 2x2 Verteilung der Kopfbolzen gemacht. Begrenzungen hinsichtlich einer größeren Anzahl an Kopfbolzen sind in CEN/TS 1992-4-1 [1] gegeben (siehe Abbildung 4.24). Ankerplatten mit mehr als neun Kopfbolzen sind über diese Norm nicht abgedeckt. Wenn mehr Kopfbolzen als in den INFASO-Versuchen mit Rückhängebewehrung rechnerisch angesetzt werden, müssen weitere Überlegungen getroffen werden. Es muss dann im Detail ein Modell für die Verteilung der Kräfte auf die jeweiligen Bewehrungsbügel entwickelt werden.

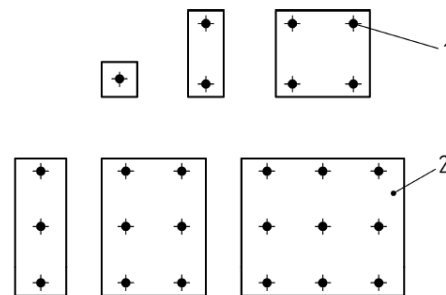


Abbildung 4.24: Zulässige Anzahl der Kopfbolzen nach CEN/TS 1992-4-1 [1]

#### 4.3.4.4 Betonfestigkeit

Für alle Versuche wurde eine relativ geringe Betondruckfestigkeit von C20/25 [7] verwendet um Betonversagen als Versagensmechanismus mit der geringsten Festigkeit zu erhalten. Die entwickelten INFASO-Bemessungsansätze sind nur für normalfeste Betonfestigkeiten gültig und sollten nicht unter Verwendung von hochfesten Betonen eingesetzt werden.

#### 4.3.4.5 Anzahl an Bewehrungsbügeln

Das INFASO-Modell für die Berücksichtigung der Rückhängebewehrung innerhalb der Zugkomponente wurde für eine Kopfbolzenreihe unter Zugbeanspruchung entwickelt. Dieses Bemessungsmodell basiert auf Versuchen mit einzelnen Kopfbolzen. In diesen Versuchen wurden jeweils zwei Bewehrungsbügel seitlich der Kopfbolzen angeordnet. In Summe wurden somit vier Bügelschenkel im Betonausbruchkegel rechnerisch angesetzt. Für diese Konfiguration wurde das INFASO-Modell entwickelt und auf den gelenkigen Anschluss zwischen Stahl und Beton übertragen. Dieses Modell für den gesamten Anschluss konnte wie auch das Modell für Einzelkomponenten mit ausreichender Übereinstimmung an den Versuchsergebnissen validiert werden (siehe Abbildung 4.14).

Wenn das INFASO-Bemessungsmodell für Ankerplatten mit mehr als einer auf Zug beanspruchten Kopfbolzenreihe übertragen werden soll, muss die Lastübertragung von den Kopfbolzen auf die Bewehrungsbügel in einem speziellen Modell berücksichtigt werden. Berechnungsansätze für die Aufteilung der Lasten auf die Bewehrungsbügel sind in [12] gegeben. Wenn zusätzliche Rückhängebewehrung nach Abbildung 4.25 neben den Kopfbolzen angeordnet wird, kann der Betonausbruchkegel in einen mittleren Teil und zwei Randteile unterteilt werden. Im mittleren Teil wird das Betonversagen ohne Rückhängebewehrung und in den Randteilen Betonversagen mit Rückhängebewehrung mit dem Faktor  $\psi_{supp}$  angesetzt. Die Versagenslast dieser Zugkomponente kann mit Gleichung (4.18) bestimmt werden.

$$= \psi_{supp} \cdot \frac{A_{c,N,1}}{A_{c,N,total}} \cdot N_{u,c} + \frac{N_{u,max}}{A_{c,N,2}} \cdot N_{u,c} + \psi_{supp} \cdot \frac{A_{c,N,3}}{A_{c,N,total}} \cdot N_{u,c} \quad (4.18)$$

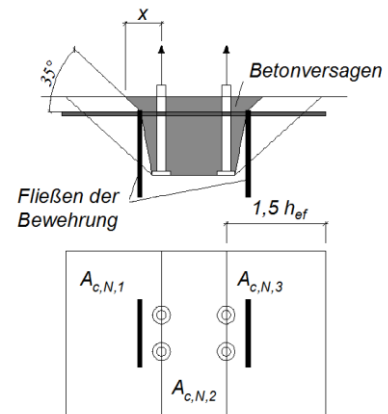


Abbildung 4.25: Bemessungsansatz für mehr als eine Kopfbolzenreihe unter Zug mit Rückhängebewehrung

Für die Untersuchung der Randabstände ([18] und [20]), der Anzahl an Bewehrungsbügel und der Anzahl an Kopfbolzen [19] sind weitere Untersuchungen in Planung, aber noch nicht in den Eurocodes verankert.

## 4.4 Parameteruntersuchung der Stützenfüße

### 4.4.1 Validierung des Modells

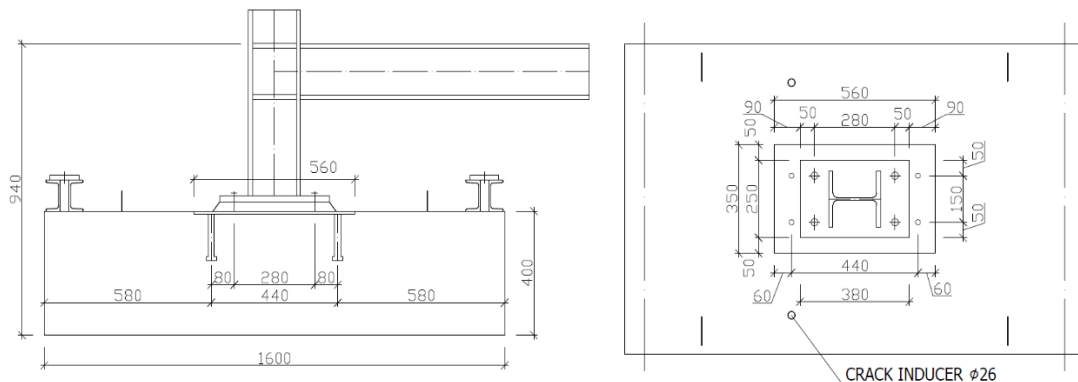


Abbildung 4.26: Geometrie der Versuche von Stützenfüßen mit Ankerplatten

Das analytische Komponentenmodell für die Bemessung von Stützenfüßen mit Ankerplatten wurde an Versuchsergebnissen im INFASO-Projekt validiert (siehe Kuhlmann et al. [15]). Der Versuchskörper ist aus zwei Stahleinheiten aufgebaut (siehe Abbildung 4.26). Für die dünne Ankerplatte mit einer Dicke von  $t_{p1} = 10$  mm wurden Kopfbolzen mit den Abmessungen  $d = 22$  mm und  $h = 150$  mm und für die Gewindebolzen  $d = 24$  mm und  $h = 100$  mm verwendet. Als Fußplatte wurde eine Stahlplatte mit einer Dicke von  $t_{p2} = 25$  mm verwendet, auf die das HE 180 B Profil mit einer Schweißnaht mit Wurzelmaß  $a_w = 6$  mm aufgeschweißt wurde. Der Betonkörper hatte die Abmessungen  $1\ 600 \times 1\ 000 \times 400$  mm und die Festigkeiten nach Tabelle 4.9. Die Forschungsergebnisse sind in der PhD Thesis von Žižka, J. [21] veröffentlicht.

Tabelle 4.9: Geometrie und Festigkeiten der Versuchskörper

Stütze		Fußplatte		Ankerplatte	
HE180B	S355	250x380x25	S355	350x560x10	S235
$f_{yk} = 355$ MPa	$f_{uk} = 510$ MPa	$f_{yk} = 355$ MPa	$f_{uk} = 510$ MPa	$f_{y,exp} = 270.1$	$f_{u,exp} = 421.3$
Gewindebolzen		Kopfbolzen		Fundament (gerissen)	
$d = 24$ mm; $h = 100$ mm	S355	$d = 22$ mm; $h = 150$ mm	S355	1600x1000x400	C25/30
$f_{yk} = 355$ MPa	$f_{uk} = 510$ MPa	$f_{y,exp} = 444.8$	$f_{u,exp} = 542.1$	$f_{ck} = 25$ MPa	$f_{ck,c} = 30$ MPa

Das analytische Modell wird auch im Handbuch I "Anschlüsse zwischen Stahl und Beton" [16] beschrieben. Für die Parameterstudie wurden als Grundlage die gemessenen Materialfestigkeiten des Stahls verwendet. In den Experimenten S2-0, S2-5 und S2-30 wurden Mörtelschichtdicken von 0 mm, 5 mm und 30 mm verwendet. Die Momenten-Rotationskurven dieser Versuche sind in Abbildung 4.27 dargestellt.

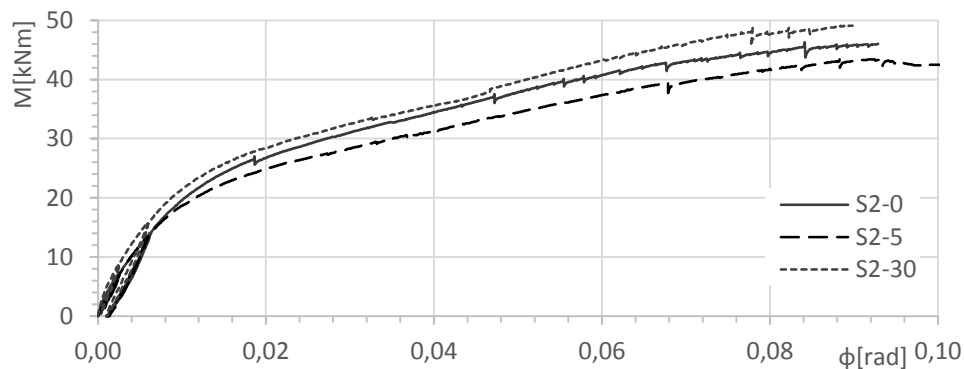


Abbildung 4.27: Momenten-Rotationskurve der drei Versuche mit unterschiedlichen Mörtelschichtdicken

Die Unterschiede der experimentellen Ergebnisse ergeben sich aus der Veränderung des Hebelarms während der Belastung bei großen Deformationen, siehe Abbildung 4.28. Die vertikalen Verformungen wurden an den Punkten 1-11 und die horizontalen Verformungen an den Punkten 12 und 13 gemessen, siehe Abbildung 4.28. Alle Versuche wurden nachgerechnet und anhand der gemessenen Kraft und Verformungen validiert (siehe Abbildung 4.29 bis Abbildung 4.31).

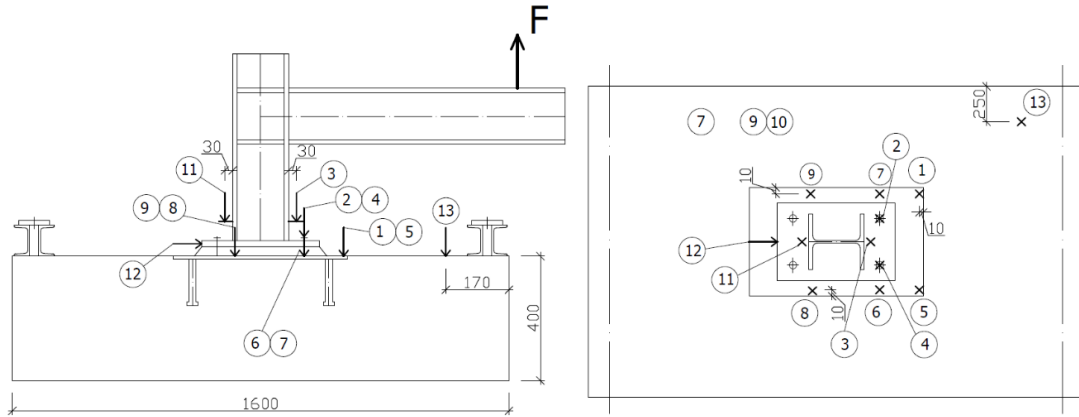


Abbildung 4.28: Gemessene Verformungen im Versuch

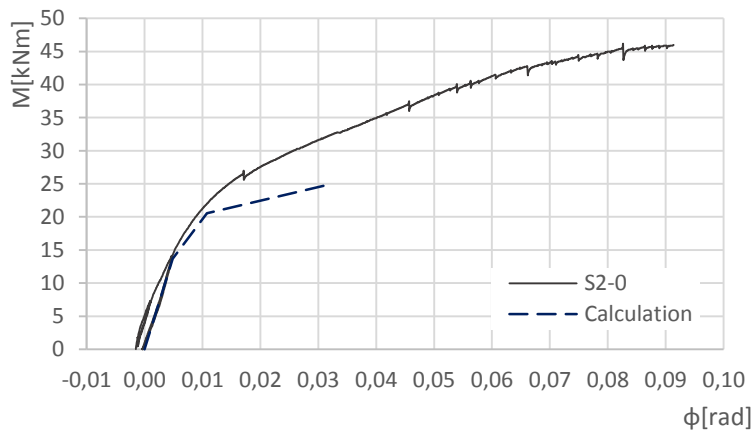


Abbildung 4.29: Vergleich der berechneten und der gemessenen Momenten-Rotationskurve für den Versuch S2-0 mit einer Exzentrizität von 495 mm

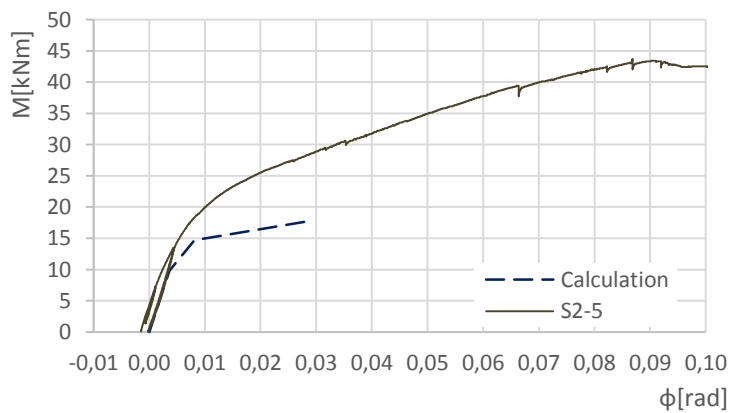


Abbildung 4.30: Vergleich der berechneten und der gemessenen Momenten-Rotationskurve für den Versuch S2-5 mit einer Exzentrizität von 354 mm

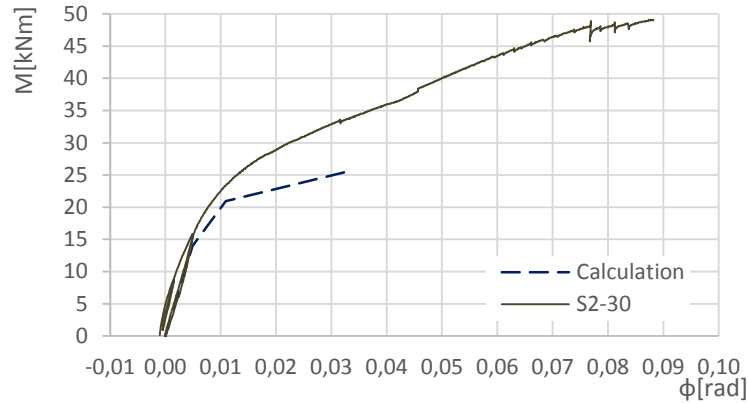


Abbildung 4.31: Vergleich der berechneten und der gemessenen Momenten-Rotationskurve für den Versuch S2-30 mit einer Exzentrizität von 504 mm

#### 4.4.2 Sensitivitätsstudie der maßgebenden Parameter

Die Momenten Tragfähigkeit des Stützenfußes mit Ankerplatte wird aus den Zug- und Drucktragfähigkeiten der Komponenten berechnet. Zusätzlich kommt die Komponente der Ankerplatte auf Biegung hinzu. Die Vorgehensweise zur Bestimmung der Momenten Tragfähigkeit ist in allen Anschlüssen identisch, die durch ein Moment und eine Normalkraft beansprucht sind. Im Folgenden wird der Einfluss der Dicke der Fußplatte und der Ankerplatte sowie des Abstandes zwischen den Kopfbolzen und den Gewindebolzen untersucht. Für die Stützen wird in der Parameterstudie ein HE180B Profil der Festigkeit S355 gewählt. Wenn keine weiteren Anmerkungen getroffen werden, wird für die Stahlprofile und Bleche Stahl der Festigkeit S235 verwendet. Die gewählte Betonfestigkeitsklasse ist C 25/30, und die Festigkeit der M24 Gewindebolzen und der Kopfbolzen mit einem Durchmesser von 22 mm wird mit  $355 \text{ N/mm}^2$  angesetzt. In den Interaktionsdiagrammen aus Normalkraft sind die signifikanten Punkte wie die Tragfähigkeit auf Zug und Biegung sowie reiner Biegung und maximaler Druckbeanspruchung markiert. In der Abbildung 4.32 und der Abbildung 4.33 ist der Einfluss der Fußplattendicke  $t_{p2}$  für die Stahlfestigkeiten S355 und S235 dargestellt.

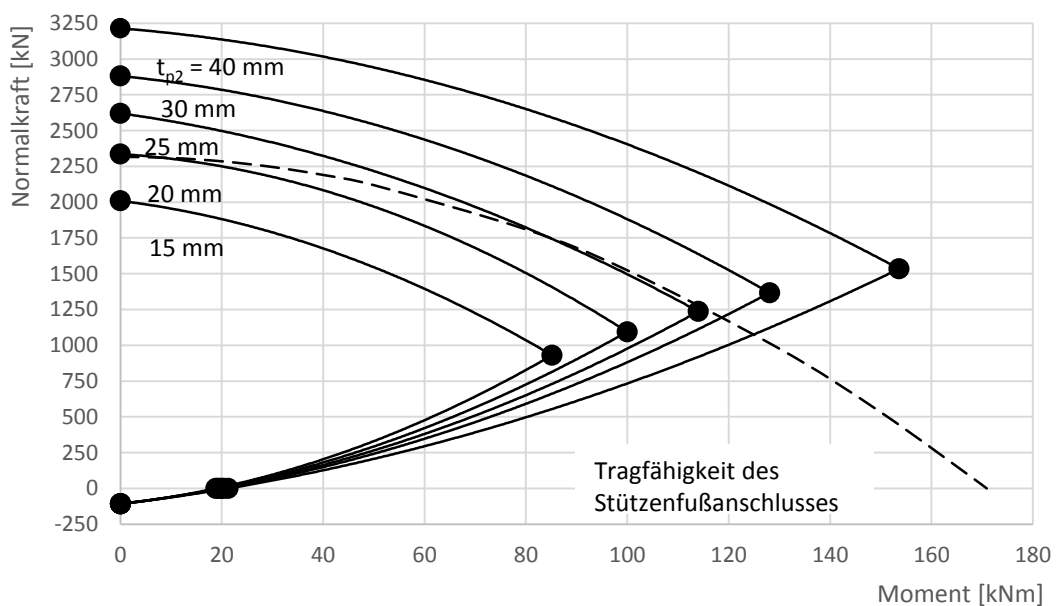


Abbildung 4.32: Momenten-Normalkraftinteraktion für unterschiedliche Fußplattendicken  $t_{p2}$  der Festigkeit S355

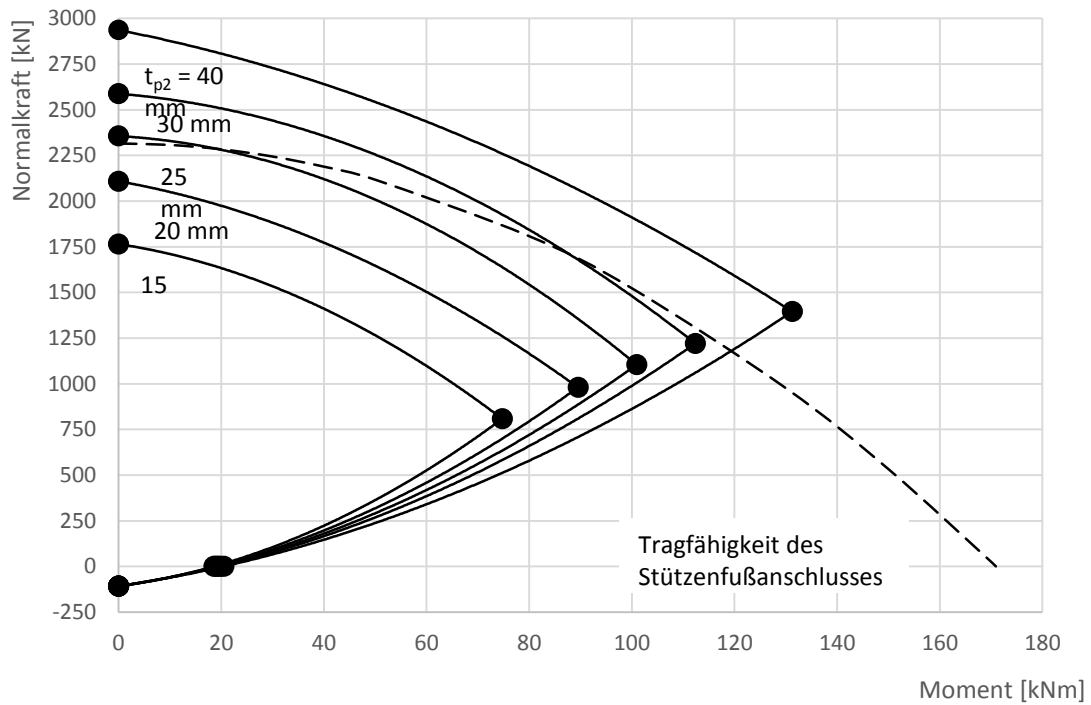


Abbildung 4.33: Momenten-Normalkraftinteraktion für unterschiedliche Fußplattendicken  $t_{p2}$  der Festigkeit S235

Auf den Parameter der Ankerplattendicke  $t_{p1}$  hat die Interaktion zwischen Normalkraft- und Schubbeanspruchung der Kopfbolzen Einfluss. Im Folgenden liegt der Fokus speziell auf der Einbindelänge der Kopfbolzen und der Ankerplattendicke. In Abbildung 4.34 bis Abbildung 4.37 ist der Einfluss der Ankerplattendicke auf die Momenten Tragfähigkeit für die beiden Stahlfestigkeiten dargestellt. Bei den Kopfbolzen mit einer effektiven Höhe von 150 mm hat die Tragfähigkeit des Kopfbolzens nur auf die Ankerplatte mit einer Dicke von 10 mm keinen Einfluss.

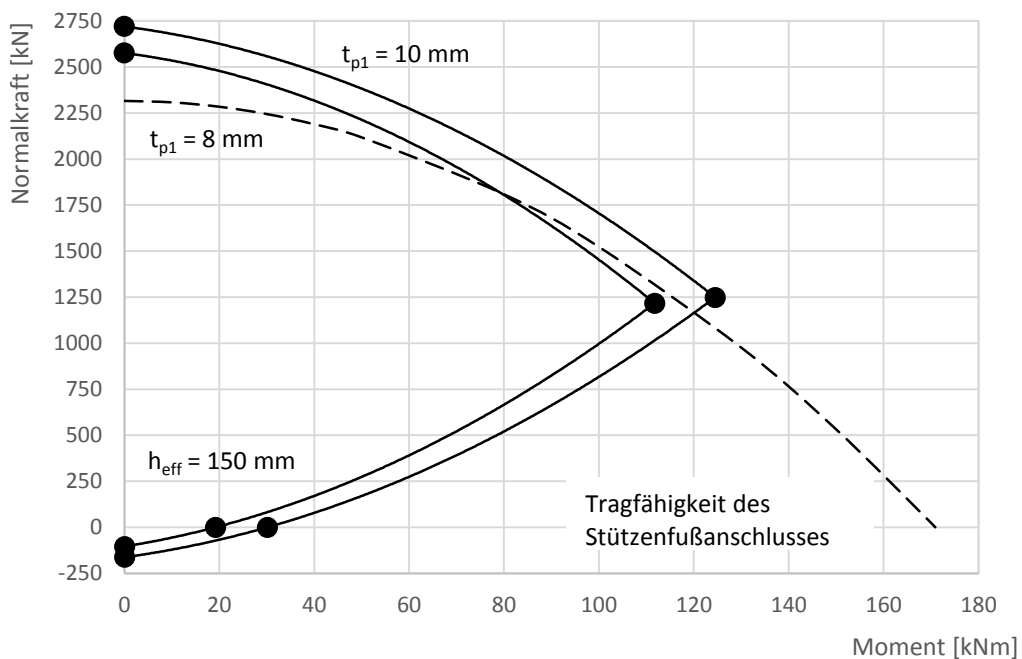


Abbildung 4.34: Momenten-Normalkraftinteraktion für unterschiedliche Ankerplattendicken  $t_{p1}$  der Festigkeit S355 und der Einbindelänge mit  $h_{eff} = 150$  mm



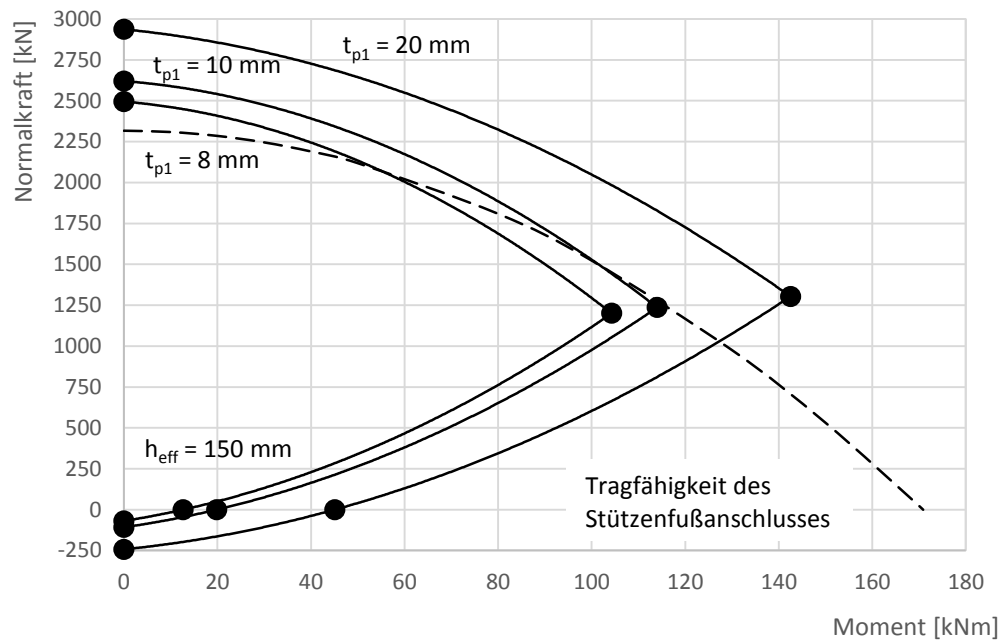


Abbildung 4.35: Momenten-Normalkraftinteraktion für unterschiedliche Ankerplattendicken  $t_{p1}$  der Festigkeit S235 und der Einbindelänge mit  $h_{eff} = 150$  mm

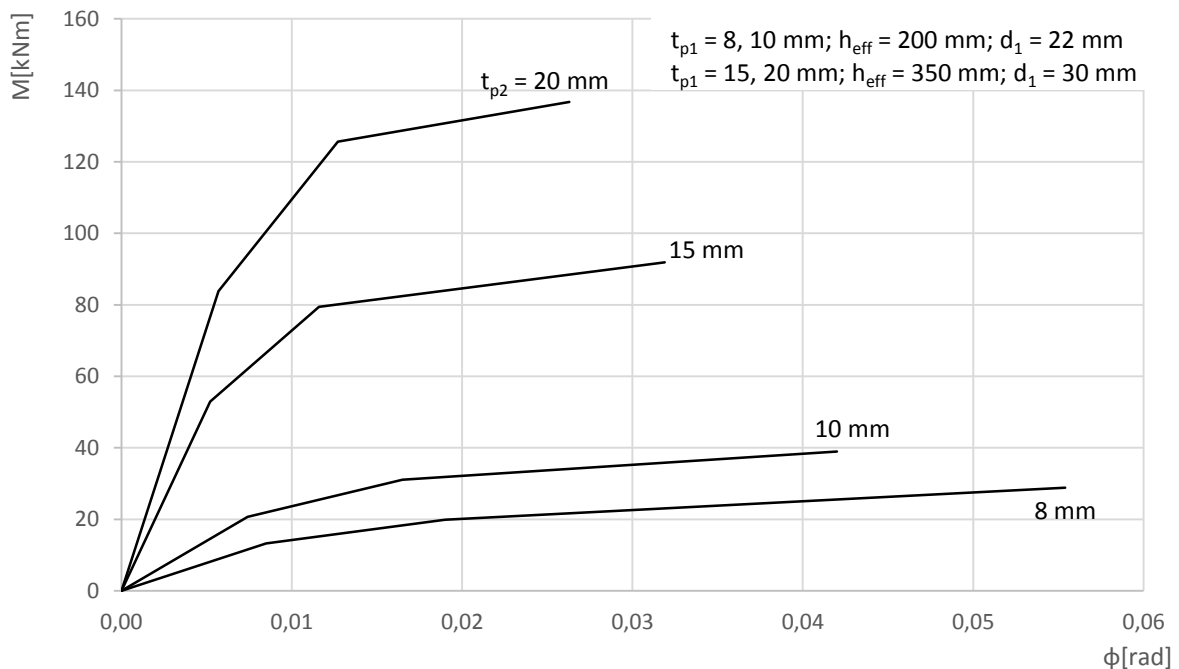


Abbildung 4.36: Momenten-Rotationskurve für unterschiedliche Ankerplattendicken  $t_{p1}$  der Festigkeit S355 und Einbindelängen von  $h_{eff} = 200$  mm bis  $h_{eff} = 350$  mm

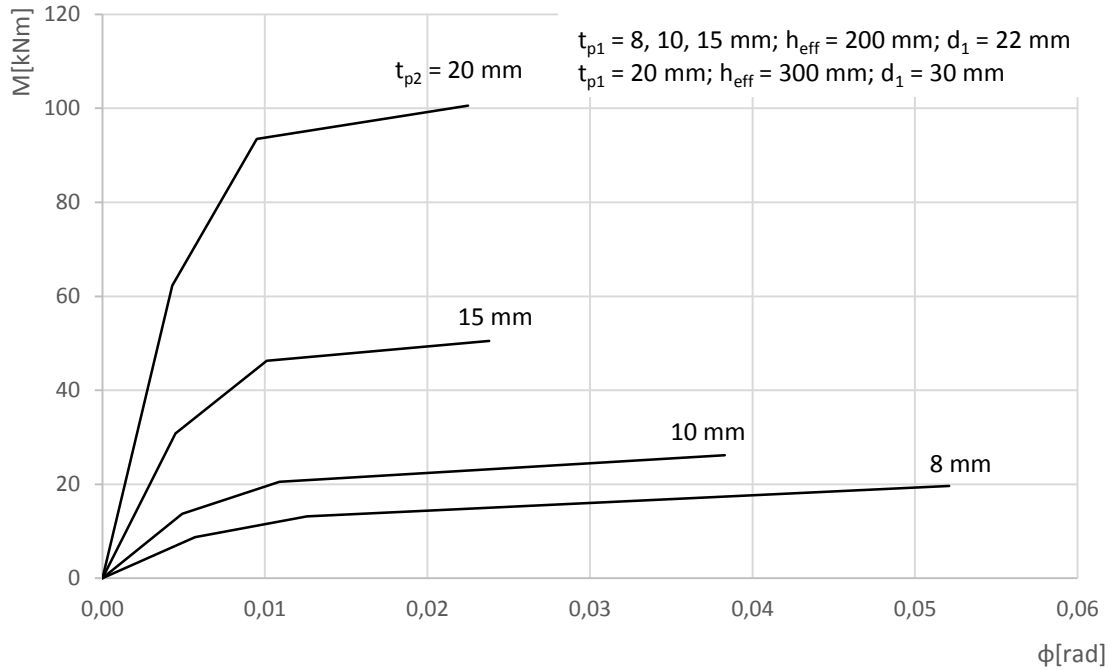


Abbildung 4.37: Momenten-Rotationskurve für unterschiedliche Ankerplattendicken  $t_{p1}$  der Festigkeit S235 und Einbindelängen von  $h_{eff} = 200$  mm bis  $h_{eff} = 300$  mm

Der Einfluss der Einbindelänge von 200 mm und 350 mm des Kopfbolzens ist für Stahl mit der Festigkeit S355 und einer Dicke der Ankerplatte von 25 mm in einem Momenten-Normalkraftinteraktionsdiagramm in Abbildung 4.38 und Abbildung 4.39 dargestellt.

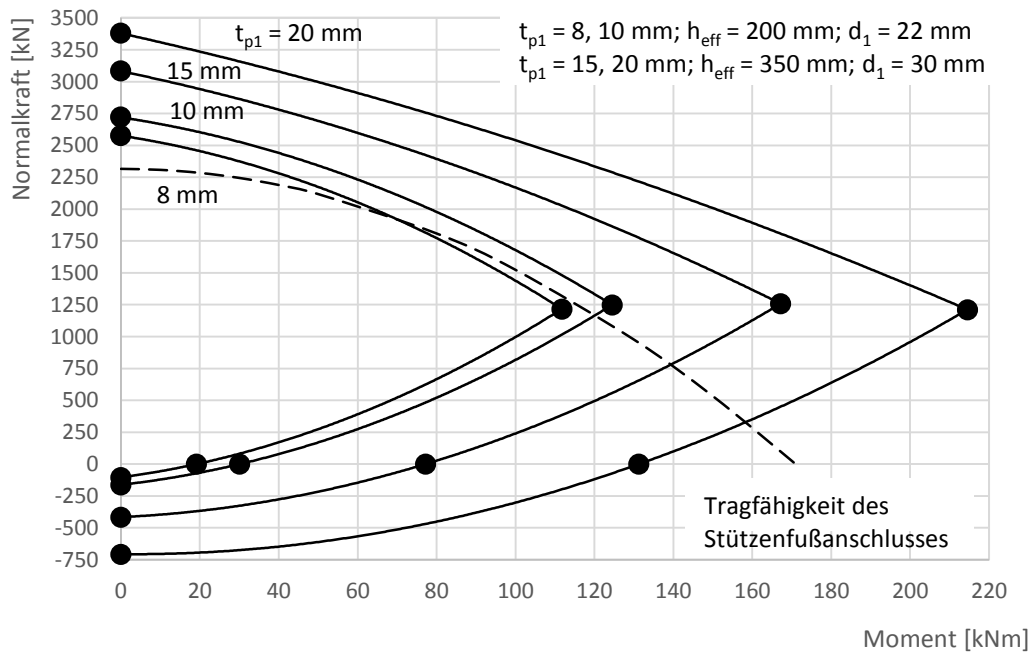


Abbildung 4.38: Momenten-Normalkraftinteraktion für unterschiedliche Ankerplattendicken  $t_{p1}$  der Festigkeit S355 und den Einbindelängen  $h_{eff} = 200$  mm und  $h_{eff} = 350$  mm

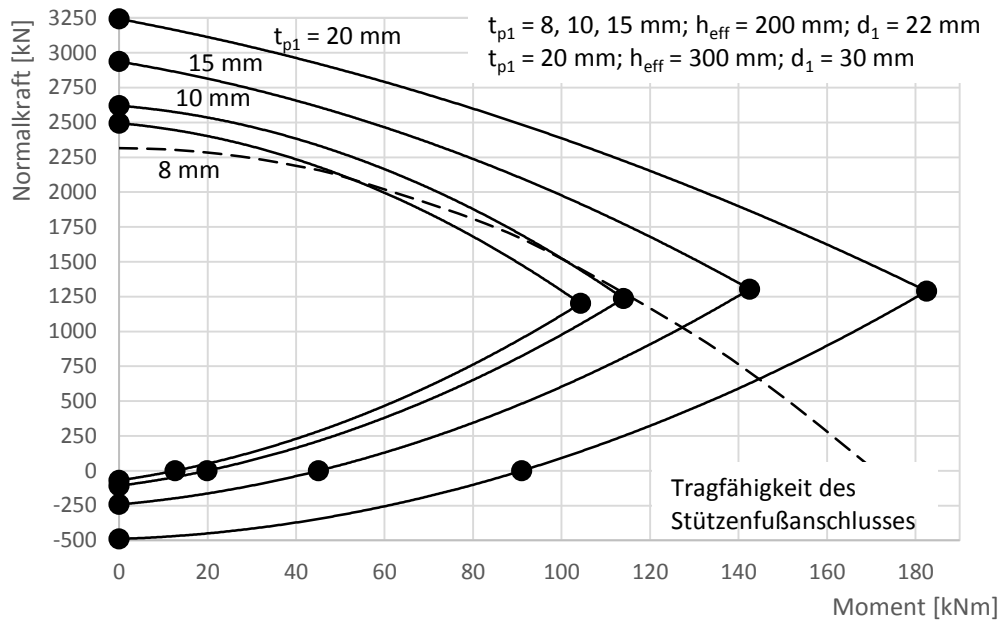


Abbildung 4.39: Momenten-Normalkraftinteraktion für unterschiedliche Ankerplattendicken  $t_{p1}$  der Festigkeit S235 und den Einbindelängen  $h_{\text{eff}} = 200 \text{ mm}$  und  $h_{\text{eff}} = 350 \text{ mm}$

In Abbildung 4.40 bis Abbildung 4.43 ist der Einfluss des Abstandes zwischen den Gewindebolzen und den Kopfbolzen auf das Momenten-Rotationsverhalten des Anschlusses dargestellt. Dabei werden Ankerplatten mit einer Dicke von 10 mm, Fußplatten mit einer Dicke von 25 mm und die Stahlfestigkeiten S355 und S235 verwendet. Der Abstand zwischen Gewindebolzen und Kopfbolzen hat einen großen Einfluss auf das Modell.

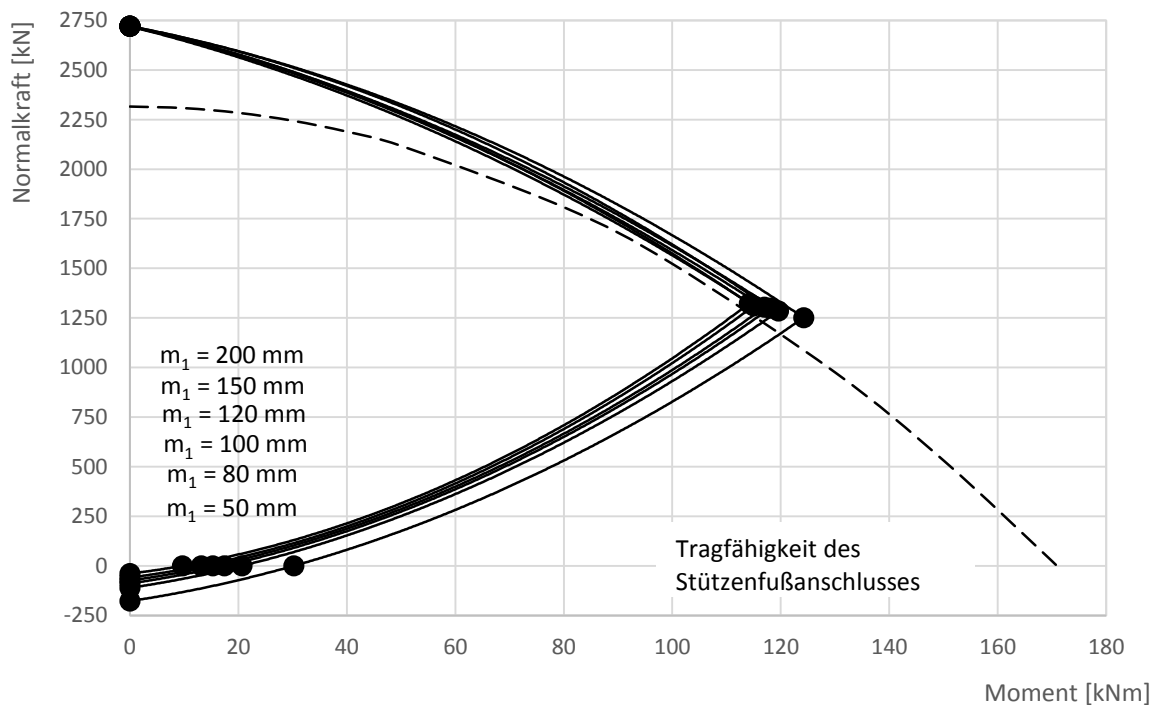


Abbildung 4.40: Momenten-Normalkraftinteraktion für unterschiedliche Abstände zwischen dem Gewindebolzen und dem Kopfbolzen bei einer Festigkeit der Ankerplatte von S355

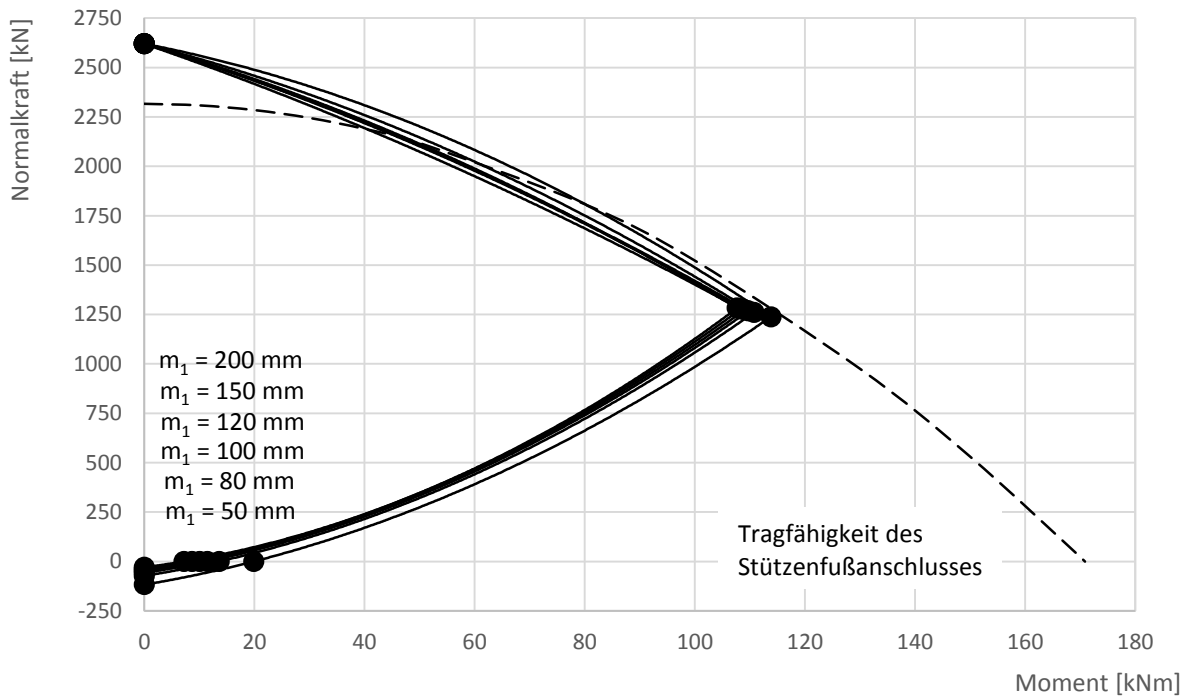


Abbildung 4.41: Momenten-Normalkraftinteraktion für unterschiedliche Abstände zwischen dem Gewindebolzen und dem Kopfbolzen bei einer Festigkeit der Ankerplatte von S235

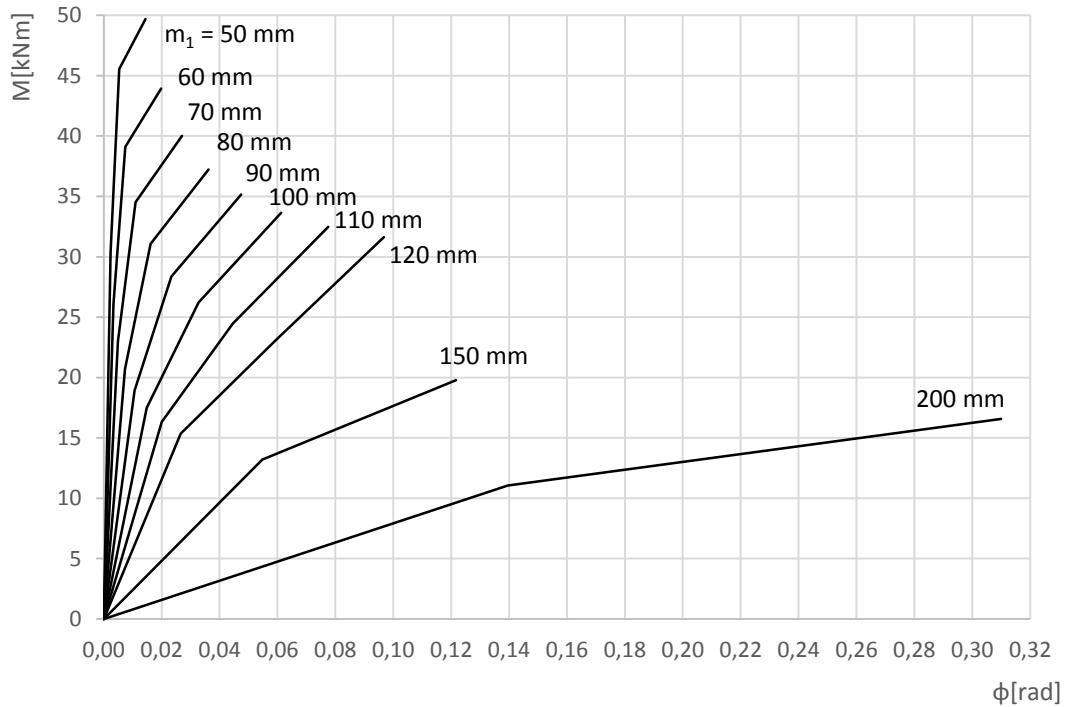


Abbildung 4.42: Momenten-Rotationskurve für unterschiedliche Abstände zwischen dem Gewindebolzen und dem Kopfbolzen bei einer Festigkeit der Ankerplatte von S335

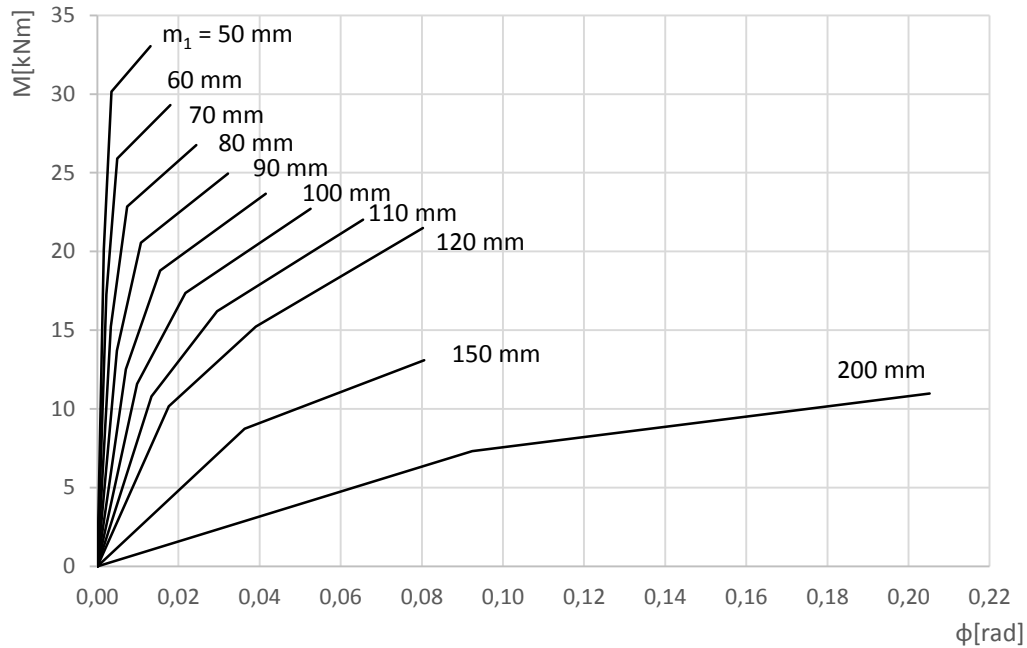


Abbildung 4.43: Momenten-Rotationskurve für unterschiedliche Abstände zwischen dem Gewindebolzen und dem Kopfbolzen bei einer Festigkeit der Ankerplatte von S235

#### 4.4.3 Grenzen des Modells

Das analytische Bemessungsmodell für den Stützenfuß mit Fußplatten und Ankerplatte basiert auf der Komponentenmethode. Die Geometrie- und Materialeigenschaften der Gewindebolzen, der Kopfbolzen, der Fußplatte und der Ankerplatte können frei gewählt werden. Die Grenzen des Modells sind im Kapitel 0 gegeben. Weitere Information über die Lage der Bohrungen für die Gewindebolzen ist in DIN EN 1993-1-8 [9] gegeben. Die verwendeten Symbole sind in Abbildung 4.44 dargestellt. Die Grenzwerte für einen Stützenfußanschluss mit Fußplatte und Ankerplatte sind in Gleichung (4.19) bis (4.23) dargestellt.

$$p_2 = \min(2.5 d_{20}) \quad (4.19)$$

$$e_{b2} = \min(1.2 d_{20}) \quad (4.20)$$

$$m_2 = \min(1.2 d_{20} + a_w \sqrt{2}) \quad (4.21)$$

$$e_{a2} = \min(1.2 d_{20}) \quad (4.22)$$

$$e_{a1} = \min(1.2 d_{10}) \quad (4.23)$$

Mit:

- $p_2$  Abstand zwischen den Gewindebolzen;
- $d_{10}$  Durchmesser des Kopfbolzens inklusive Schweißwulst;
- $d_{20}$  Durchmesser des Gewindebolzens inklusive Schweißwulst;
- $e_{b1}$  Randabstand des Kopfbolzens;
- $e_{b2}$  Randabstand des Gewindebolzens;
- $m_2$  Abstand zwischen dem Gewindebolzen und dem Stützenprofil.

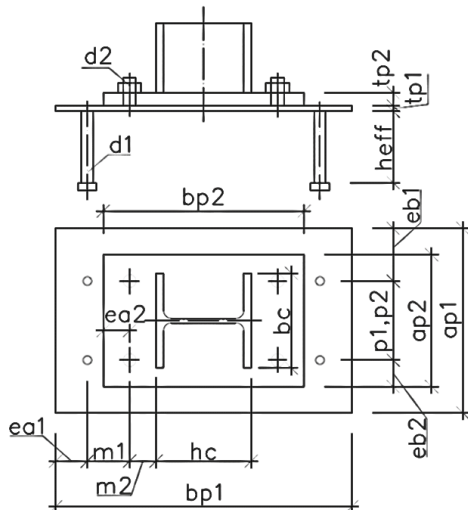


Abbildung 4.44: Schema des Stützenfußanschlusses mit Ankerplatte und Fußplatte

Das hier dargestellte Bemessungsmodell wurde im den angegebenen Grenzen der Geometrie und der Festigkeiten von S235 und S355 validiert:

- $t_{p1} = 6$  bis  $20$  mm
- $d_1 = 20$  bis  $40$  mm
- $d_2 =$  bis  $d_1$
- $h_{eff} = \min 150$  mm

Mit:

- $t_{p1}$  Dicke der Ankerplatte;
- $t_{p2}$  Dicke der Fußplatte;
- $d_1$  Durchmesser des Kopfbolzens;
- $d_2$  Durchmesser des Gewindebolzens;
- $h_{eff}$  effektive Höhe des Kopfbolzens.

Für sehr dünne Ankerplatten  $t_{p1} < 6$  mm und Kopf- und Gewindebolzen mit großem Durchmesser  $d_1 > 40$  mm sind die vereinfachten Modelle der Komponentenmethode zu grob. Die Vorhersage der Zugtragfähigkeit der Komponente Ankerplatte auf Biegung und Zug muss in einem iterativen Modell erfolgen, welches in Žižka, J. [21] beschrieben ist.

Um ein duktiler Tragverhalten der Ankerplatte in Verbindung mit der Fußplatte zu erhalten, ist es notwendig, dass ein sprödes Versagen durch die Betonkomponenten vermieden wird. Dies betrifft die Versagensmodi des Betonversagens mit und ohne Rückhängebewehrung, des Herausziehens des Kopfbolzens, Betonausbruch auf der Lastabgewandten Seite und die zugehörigen Interaktionsbedingungen zwischen Schub- und Normalkraft. Zu berücksichtigen ist, dass das Stahlversagen des Gewindebolzens auf Zug auf Grund des relativ spröden Versagens nicht ausreichend duktil ist. Das Tragverhalten der Kopfbolzen ist unter quasi-statischer Beanspruchung ausreichend duktil. Für die Kopfbolzen kann mit einer Mindesteinbindelänge von  $8 d_1$  ein duktiler Tragverhalten angenommen werden. Das Verformungsverhalten für kürzere Einbindelängen im Betonblock muss über detaillierte Last-Verformungsverhalten der einzelnen Komponenten nach Handbuch I „Entwurf von Anschlüssen zwischen Stahl und Beton“ [16] überprüft werden.

Im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit wird im Anschluss ausschließlich elastisches Tragverhalten ohne die Aktivierung von Membraneffekten erwartet. Im Bereich der Ankerplatten von Stützenfüßen entwickelt sich nach dem Ausbilden von Fließgelenken eine Zugbandwirkung. Dieses Tragverhalten ist sehr duktil, führt aber zu großen Verformungen. Daher wird für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit empfohlen, die mögliche Belastung mit der Bildung von Fließgelenken zu begrenzen.

#### 4.4.4 Empfehlungen für die Bemessung

Der Stützenfußanschluss mit Fußplatte unter reiner Druckbeanspruchung ist nicht durch die Größe des Betonblocks für die Abmessungen bis  $a_c = \min 3 a_{p2}$  und  $b_c = \min 3 b_{p2}$  begrenzt. Wenn diese Abmessungen eingehalten werden, kann die volle Tragfähigkeit der Stahlbauteile erreicht werden. Dabei sind  $a_c$  und  $b_c$  die Breite und Länge des Fundaments und  $a_{p2}$  und  $b_{p2}$  die Breite und Länge der Fußplatte.

Die Tragfähigkeit des Stützenfußanschlusses unter reiner Biegebeanspruchung wird in den meisten Fällen durch die Interaktion von Zug- und Schubkräften bei der Bildung der Zugbandwirkung begrenzt. Lange Kopfbolzen mit größerem Durchmesser und Festigkeiten machen die Ausbildung dieses duktilen Tragverhaltens möglich. Die Komponente der Ankerplatte auf Biegung und Zug kann mit den Zugkomponenten angesetzt werden, wenn für das Verhältnis zwischen Ankerplattendicke  $t_1$  und Fußplattendicke  $t_2$  gilt:  $t_1 \leq \max 0,5 t_2$ . Für gängige Stützenprofile sind in Tabelle 4.10 bis Tabelle 4.15 empfohlene Werte für die Abmessung der Fußplatte und der Ankerplatte gegeben. Die Tabellen sind für alle Stahlbauteile und Profile der Festigkeit S355, Betone der Festigkeit C 25/30, M24 Gewindebolzen und Kopfbolzen mit einer Zugtragfähigkeit

von  $355 \text{ N/mm}^2$  und einer Einbindelänge von  $h_{\text{eff}} = 200 \text{ mm}$  entwickelt. Die Bewehrungsbügel haben einen Durchmesser von  $8 \text{ mm}$  und eine normalduktile Ausführung B500A. Es werden vier Bügelschenkel je Kopfbolzen rechnerisch angesetzt. Der Einfluss der Schweißnaht auf die Tragfähigkeit der Zugkomponenten wird rechnerisch nicht angesetzt. Der Abstand zwischen Gewinde- und Kopfbolzen  $m_1$  wird nur in eine Richtung entlang der Fußplatte berücksichtigt. Für Ausmitten zwischen Gewinde- und Kopfbolzen in beide Richtungen sollte der tatsächliche Abstand  $m_1$  berücksichtigt werden. Die Abweichungen des Gewinde- und des Kopfbolzens von der planmäßig vorgesehenen Lage sollte nicht größer als  $6 \text{ mm}$  sein. Die Abweichungen der Bolzen sind innerhalb folgender Grenzen mit der Reduzierung des Hebelarms berücksichtigt:

$$m_1 = \pm 4 \text{ mm}$$

$$m_2 = \pm 2 \text{ mm}$$

Durch die plastische Fließgelenkbildung in der Ankerplatte müssen die vertikalen und horizontalen Kräfte im Kopfbolzen mit Fokus auf die sich ändernde Geometrie berücksichtigt werden. In den folgenden Tabellen wird eine Ausnutzung der Kopfbolzen bis zu einer horizontalen Tragfähigkeit von  $20\%$  angesetzt. Die restlichen  $80\%$  können für den Abtrag der Schubkräfte angesetzt werden. Die verwendeten Symbole sind in Abbildung 4.45 dargestellt. Für die Anwendung der Tabellen ist die lineare Interpolation zwischen den verschiedenen Ausnutzungsgraden empfohlen.

Die Geometrie des Stützenfußes wird mit folgenden Symbolen definiert:

$a_{p2}$	Breite der Fußplatte;
$d_2$	Durchmesser des Gewindebolzens;
$d_1$	Durchmesser des Kopfbolzens;
$e_{b2}$	Randabstand des Gewindebolzens;
$e_{b1}$	Randabstand des Kopfbolzens;
$m_2$	Abstand zwischen Gewindebolzen und Kopfbolzen;
$m_1$	Abstand zwischen Gewindebolzen und dem Stahlprofil;
$p_2$	Abstand zwischen den Gewindebolzen;
$p_1$	Abstand zwischen den Kopfbolzen;
$t_{p2}$	Dicke der Fußplatte;
$t_{p1}$	Dicke der Ankerplatte.

Tabelliert sind die Werte für:

$M_{N=0,pl}$  ist die Momententragfähigkeit des Stützenfußanschlusses unter reiner Momentenbeanspruchung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit unter plastischen Verformungen in der Ankerplatte, siehe Abbildung 4.45.  $M_{N=0,mem}$  ist die Momententragfähigkeit des Stützenfußanschlusses unter reiner Momentenbeanspruchung im Grenzzustand der Tragfähigkeit. Die Ankerplatte bildet eine Zugbandwirkung aus.  $M_1$  ist der Bemessungswert der Momententragfähigkeit unter einer Normalkraftbeanspruchung  $N_1$  unter Annahme einer wirksamen Fläche unter Druckbeanspruchung.  $M_2$  ist der maximale Bemessungswert der Momententragfähigkeit des Stützenfußanschlusses unter einer einwirkenden Normalkraft  $N_2$ , wenn unter einer Hälfte des Profils eine wirksame Fläche als Druckfläche angesetzt wird.  $M_3$  ist die Momententragfähigkeit eines Stützenfußanschlusses unter einer einwirkenden Normalkraft  $N_3$ , wenn unter dem Stützensteg und einem Stützenflansch eine Druckkraft angesetzt wird.  $N_{M=0}$  ist der Bemessungswert der Normalkrafttragfähigkeit des Stützenfußanschlusses unter reiner Druckbeanspruchung.

Die Stützenfußanschlüsse werden klassifiziert, indem die Steifigkeit des Anschlusses mit der Steifigkeit der Stütze in Abhängigkeit der Stützenlänge verglichen wird. Kürzere Stützen mit diesem Anschluss können auch mit einer biegesteifen Verbindung hergestellt werden. Die Tabelle enthält auch Grenzwerte für die die Stützenfußanschlüsse als starr klassifiziert werden können. Diese betragen für Rahmentragwerken mit zusätzlichen Aussteifungen  $L_c = 8 E I_c / S_{j,ini}$  und für andere Rahmentragwerke  $L_c = 25 E I_c / S_{j,ini}$ .

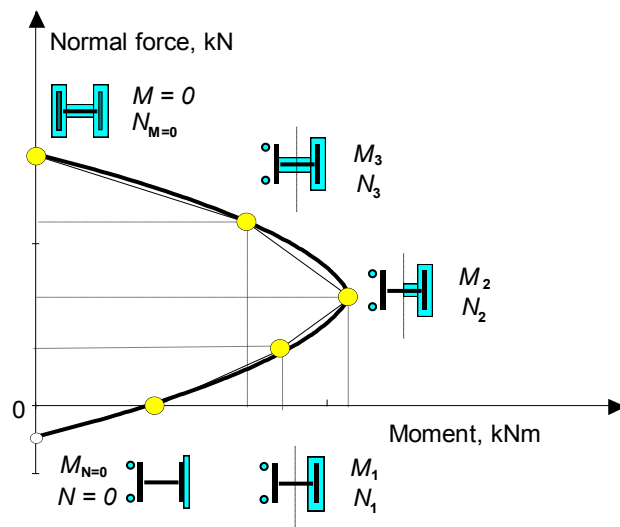


Abbildung 4.45: Tabellierte Bemessungspunkte auf dem Momenten-Normalkraftinteraktionsdiagramm in Tabelle 4.10 bis Tabelle 4.15

Tabelle 4.10: Empfohlene Geometrie des Stützenfußanschlusses mit Ankerplatten und dessen Tragfähigkeit, Steifigkeit und Grenzlängen für ein HE160B Profil

HE160B		Stütze		Fußplatte		Ankerplatte		Gewindebolzen		Kopfbolzen		Bewehrung															
		$a_{wf} = 6 \text{ mm}$	S355	P25 - 200 x 360	S355	P( $t_{p1}$ ) - 240 x (380 + 2m <sub>1</sub> )	S355	Ø 24 mm	S355	Ø 22 mm	S355	Ø 8 mm	B500A														
Parameter		Fundament		e <sub>a2</sub> = 50 mm		e <sub>a1</sub> = 60 mm		e <sub>b1</sub> = 70 mm		h <sub>eff</sub> = 200 mm		4 Bügelschenkel je Kopfbolzen															
Parameter		Tragfähigkeit, Steifigkeit, Grenzlängen																									
m <sub>1</sub> [mm]	t <sub>p1</sub> [mm]	M <sub>N=0,p1</sub> [kNm]	S <sub>jini,p1</sub> [kNm/rad]	M <sub>N=0,mem</sub> [kNm]	L <sub>cb</sub> [m]	L <sub>co</sub> [m]	M <sub>1</sub> [kNm]	N <sub>1</sub> [kN]	S <sub>jini</sub> [kNm/rad]	L <sub>cb</sub> [m]	L <sub>co</sub> [m]	M <sub>2</sub> [kNm]	N <sub>2</sub> [kN]	S <sub>jini</sub> [kNm/rad]	L <sub>cb</sub> [m]	L <sub>co</sub> [m]	M <sub>3</sub> [kNm]	N <sub>3</sub> [kN]	S <sub>jini</sub> [kNm/rad]	L <sub>cb</sub> [m]	L <sub>co</sub> [m]	N <sub>N=0</sub> [kN]					
0	10	53	15133	-	2.8	8.6	95	700	13939	3.0	9.4	95	700	13939	3.0	9.4	95	700	13939	3.0	9.4	95	700	13939	3.0	9.4	1804
	12	54	15045	-	2.8	8.7	100	742	13826	3.0	9.5	100	742	13826	3.0	9.5	100	742	13826	3.0	9.5	100	742	13826	3.0	9.5	1887
	15	55	14913	-	2.8	8.8	108	806	13669	3.1	9.6	108	806	13669	3.1	9.6	108	806	13669	3.1	9.6	108	806	13669	3.1	9.6	1926
	10	31	6380	34	6.6	20.5	86	767	6301	6.6	20.8	86	767	6301	6.6	20.8	86	767	6301	6.6	20.8	86	767	6301	6.6	20.8	1804
	12	45	8683	48	4.8	15.1	98	756	8093	5.2	16.2	98	756	8093	5.2	16.2	98	756	8093	5.2	16.2	98	756	8093	5.2	16.2	1887
	15	65	10958	65	3.8	11.9	114	756	9917	4.2	13.2	114	756	9917	4.2	13.2	114	756	9917	4.2	13.2	114	756	9917	4.2	13.2	1926
	10	24	494	29	84.8	265.0	84	784	536	78.1	244.2	84	784	536	78.1	244.2	84	784	536	78.1	244.2	84	784	536	78.1	244.2	1804
	12	35	950	39	44.1	137.7	94	785	930	45.0	140.7	94	785	930	45.0	140.7	94	785	930	45.0	140.7	94	785	930	45.0	140.7	1887
	15	54	1953	58	21.4	67.0	112	775	1780	23.5	73.5	112	775	1780	23.5	73.5	112	775	1780	23.5	73.5	112	775	1780	23.5	73.5	1926

HE160B		Stütze		Fußplatte		Ankerplatte		Gewindebolzen		Kopfbolzen		Bewehrung															
		$a_{wf} = 6 \text{ mm}$	S355	P30 - 200 x 360	S355	P( $t_{p1}$ ) - 240 x (380 + 2m <sub>1</sub> )	S355	Ø 24 mm	S355	Ø 22 mm	S355	Ø 8 mm	B500A														
Parameter		Fundament		e <sub>a2</sub> = 50 mm		e <sub>a1</sub> = 60 mm		e <sub>b1</sub> = 70 mm		h <sub>eff</sub> = 200 mm		4 Bügelschenkel je Kopfbolzen															
Parameter		Tragfähigkeit, Steifigkeit, Grenzlängen																									
m <sub>1</sub> [mm]	t <sub>p1</sub> [mm]	M <sub>N=0,p1</sub> [kNm]	S <sub>jini,p1</sub> [kNm/rad]	M <sub>N=0,mem</sub> [kNm]	L <sub>cb</sub> [m]	L <sub>co</sub> [m]	M <sub>1</sub> [kNm]	N <sub>1</sub> [kN]	S <sub>jini</sub> [kNm/rad]	L <sub>cb</sub> [m]	L <sub>co</sub> [m]	M <sub>2</sub> [kNm]	N <sub>2</sub> [kN]	S <sub>jini</sub> [kNm/rad]	L <sub>cb</sub> [m]	L <sub>co</sub> [m]	M <sub>3</sub> [kNm]	N <sub>3</sub> [kN]	S <sub>jini</sub> [kNm/rad]	L <sub>cb</sub> [m]	L <sub>co</sub> [m]	N <sub>N=0</sub> [kN]					
0	10	55	16445	-	2.5	8.0	105	762	15214	2.8	8.6	105	762	15214	2.8	8.6	105	762	15214	2.8	8.6	105	762	15214	2.8	8.6	1926
	12	56	16338	-	2.6	8.0	110	805	15090	2.8	8.7	110	805	15090	2.8	8.7	110	805	15090	2.8	8.7	110	805	15090	2.8	8.7	1926
	15	57	16177	-	2.6	8.1	119	871	14916	2.8	8.8	119	871	14916	2.8	8.8	119	871	14916	2.8	8.8	119	871	14916	2.8	8.8	1926
	10	33	6623	36	6.3	19.8	96	830	6616	6.3	19.8	96	830	6616	6.3	19.8	96	830	6616	6.3	19.8	96	830	6616	6.3	19.8	1926
	12	47	9103	49	4.6	14.4	108	820	8540	4.9	15.3	108	820	8540	4.9	15.3	108	820	8540	4.9	15.3	108	820	8540	4.9	15.3	1926
	15	67	11589	67	3.6	11.3	125	822	10519	4.0	12.4	125	822	10519	4.0	12.4	125	822	10519	4.0	12.4	125	822	10519	4.0	12.4	1926
	10	25	493	30	84.9	265.4	94	847	544	76.9	240.3	94	847	544	76.9	240.3	94	847	544	76.9	240.3	94	847	544	76.9	240.3	1926
	12	36	952	41	44.0	137.4	105	850	943	44.4	138.7	105	850	943	44.4	138.7	105	850	943	44.4	138.7	105	850	943	44.4	138.7	1926
	15	56	1968	60	21.3	66.5	123	841	1803	23.2	72.6	123	841	1803	23.2	72.6	123	841	1803	23.2	72.6	123	841	1803	23.2	72.6	1926



Tabelle 4.11: Empfohlene Geometrie des Stützenfußanschlusses mit Ankerplatten und dessen Tragfähigkeit, Steifigkeit und Grenzlängen für ein HE180B Profil

HE180B		Stütze		Fußplatte		Ankerplatte		Gewindebolzen		Kopfholzen		Bewehrung										
		$a_{wf} = 6 \text{ mm}$	S355	P25 - 220 x 380	S355	P( $t_{p1}$ ) - 260 x (400 + 2m <sub>1</sub> )	S355	M24	S355	Ø 22 mm	S355	Ø 8 mm										
Fundament		Fundament		Fundament		Fundament		Fundament		Fundament		Fundament										
800 x 1200 x 850		800 x 1200 x 850		800 x 1200 x 850		800 x 1200 x 850		800 x 1200 x 850		800 x 1200 x 850		800 x 1200 x 850										
Parameter		Parameter		Parameter		Parameter		Parameter		Parameter		Parameter										
$m_1$	$t_{p1}$	$M_{N=0,pl}$	$S_{jini,pl}$	$M_{N=0,mem}$	$L_{cb}$	$L_{co}$	$M_1$	$N_1$	$S_{jini}$	$L_{cb}$	$L_{co}$	$M_2$	$N_2$	$S_{jini}$	$L_{cb}$	$L_{co}$	$M_3$	$N_3$	$S_{jini}$	$L_{cb}$	$L_{co}$	$N_{W=0}$
[mm]	[mm]	[kNm]	[kNm/rad]	[kNm]	[m]	[m]	[kNm]	[kN]	[kNm/rad]	[m]	[m]	[kNm]	[kN]	[kNm/rad]	[m]	[m]	[kNm]	[kN]	[kNm/rad]	[m]	[m]	[kN]
0	10	63	18604	-	3.5	10.8	127	942	16566	3.9	12.1	127	989	16342	3.9	12.3	127	1036	16088	4.0	12.5	2316
	12	63	18493	-	3.5	10.9	134	1023	16299	3.9	12.3	134	1054	16160	4.0	12.4	134	1085	16009	4.0	12.6	2316
	15	65	18325	-	3.5	11.0	145	1148	15925	4.0	12.6	145	1151	15911	4.0	12.6	145	1154	15897	4.0	12.7	2316
	10	36	8107	39	7.9	24.8	117	1022	7795	8.3	25.8	117	1069	7668	8.4	26.2	116	1116	7522	8.6	26.7	2316
50	12	52	10958	55	5.9	18.4	131	1046	9795	6.6	20.5	131	1077	9701	6.6	20.7	131	1107	9600	6.7	21.0	2316
	15	74	13710	74	4.7	14.7	149	1114	11642	5.5	17.3	149	1117	11631	5.5	17.3	149	1120	11620	5.5	17.3	2316
100	10	27	659	33	97.6	305.1	114	1042	697	92.3	288.4	114	1089	685	94.0	293.8	113	1135	670	96.1	300.3	2316
	12	40	1269	45	50.7	158.5	126	1080	1190	54.1	169.0	127	1110	1177	54.7	171.0	126	1141	1162	55.4	173.1	2316
	15	62	2600	66	24.8	77.4	148	1123	2222	29.0	90.5	148	1126	2220	29.0	90.6	148	1129	2217	29.0	90.7	2316

HE180B		Stütze		Fußplatte		Ankerplatte		Gewindebolzen		Kopfholzen		Bewehrung										
		$a_{wf} = 6 \text{ mm}$	S355	P30 - 220 x 380	S355	P( $t_{p1}$ ) - 260 x (400 + 2m <sub>1</sub> )	S355	M24	S355	Ø 22 mm	S355	Ø 8 mm										
Fundament		Fundament		Fundament		Fundament		Fundament		Fundament		Fundament										
800 x 1200 x 850		800 x 1200 x 850		800 x 1200 x 850		800 x 1200 x 850		800 x 1200 x 850		800 x 1200 x 850		800 x 1200 x 850										
Parameter		Parameter		Parameter		Parameter		Parameter		Parameter		Parameter										
$m_1$	$t_{p1}$	$M_{N=0,pl}$	$S_{jini,pl}$	$M_{N=0,mem}$	$L_{cb}$	$L_{co}$	$M_1$	$N_1$	$S_{jini}$	$L_{cb}$	$L_{co}$	$M_2$	$N_2$	$S_{jini}$	$L_{cb}$	$L_{co}$	$M_3$	$N_3$	$S_{jini}$	$L_{cb}$	$L_{co}$	$N_{W=0}$
[mm]	[mm]	[kNm]	[kNm/rad]	[kNm]	[m]	[m]	[kNm]	[kN]	[kNm/rad]	[m]	[m]	[kNm]	[kN]	[kNm/rad]	[m]	[m]	[kNm]	[kN]	[kNm/rad]	[m]	[m]	[kN]
0	10	65	20062	-	3.2	10.0	140	1093	17608	3.7	11.4	140	1096	17593	3.7	11.4	140	1099	17577	3.7	11.4	2316
	12	66	19928	-	3.2	10.1	147	1150	17448	3.7	11.5	147	1150	17448	3.7	11.5	147	1150	17448	3.7	11.5	2316
	15	67	19728	-	3.3	10.2	158	1231	17255	3.7	11.7	158	1231	17255	3.7	11.7	158	1231	17255	3.7	11.7	2316
50	10	37	8401	40	7.7	23.9	129	1173	7984	8.1	25.2	129	1177	7976	8.1	25.2	129	1180	7967	8.1	25.2	2316
	12	54	11456	56	5.6	17.6	144	1174	10173	6.3	19.8	144	1174	10173	6.3	19.8	144	1174	10173	6.3	19.8	2316
	15	77	14458	77	4.5	13.9	163	1197	12328	5.2	16.3	163	1197	12328	5.2	16.3	163	1197	12328	5.2	16.3	2316
100	10	28	659	34	97.7	305.3	126	1193	691	93.2	291.3	126	1196	690	93.3	291.6	126	1200	689	93.4	292.0	2316
	12	41	1272	46	50.6	158.1	139	1208	1188	54.2	169.2	139	1208	1188	54.2	169.2	139	1208	1188	54.2	169.2	2316
	15	64	2621	68	24.6	76.7	161	1208	2254	28.6	89.2	161	1208	2254	28.6	89.2	161	1208	2254	28.6	89.2	2316

Tabelle 4.12: Empfohlene Geometrie des Stützenfußanschlusses mit Ankerplatten und dessen Tragfähigkeit, Steifigkeit und Grenzlängen für ein HE200B Profil

HE200B		Stütze		Fußplatte		Ankerplatte		Gewindebolzen		Kopfbolzen		Bewehrung											
		$a_{wf} = 6 \text{ mm}$	S355	P25 - 240 x 400	M1, N1	P( $t_p$ ) - 280 x (420 + 2m <sub>1</sub> )	S355	M24	S355	Ø 22 mm	S355	Ø 8 mm											
Parameter		Fundament		L <sub>co</sub>		L <sub>cb</sub>		L <sub>co</sub>		L <sub>cb</sub>		B500A											
		$800 \times 1300 \times 900$	C25/30	$e_{a2} = 50 \text{ mm}$	$p_2 = 120 \text{ mm}$	$e_{a1} = 60 \text{ mm}$	$p_1 = 120 \text{ mm}$	$e_{b1} = 80 \text{ mm}$	$e_{b2} = 60 \text{ mm}$	$m_2 = 50 \text{ mm}$	$h_{eff} = 200 \text{ mm}$	4 Bügelschenkel je Kopfbolzen											
<b>Tragfähigkeit, Steifigkeit, Grenzlängen</b>																							
m <sub>1</sub>	t <sub>p1</sub>	M <sub>N=0,pl</sub>	S <sub>jim,pl</sub>	M <sub>N=0,mem</sub>	L <sub>cb</sub>	L <sub>co</sub>	M <sub>1</sub>	N <sub>1</sub>	S <sub>jim1</sub>	L <sub>cb</sub>	L <sub>co</sub>	M <sub>2</sub>	N <sub>2</sub>	S <sub>jim2</sub>	L <sub>cb</sub>	L <sub>co</sub>	M <sub>3</sub>	N <sub>3</sub>	S <sub>jim3</sub>	L <sub>cb</sub>	L <sub>co</sub>	N <sub>M=0</sub>	
[mm]	[mm]	[kNm]	[kNm/rad]	[kNm]	[m]	[m]	[kNm]	[kN]	[kNm/rad]	[m]	[m]	[kNm]	[kN]	[kNm/rad]	[m]	[m]	[kNm]	[kN]	[kNm/rad]	[m]	[m]	[kN]	[kN]
0	10	69	22107	-	2.9	9.1	152	1041	19735	3.3	10.2	152	1131	19257	3.3	10.4	148	1220	18664	3.4	10.8	2725	2725
	12	70	21967	-	2.9	9.2	160	1127	19423	3.3	10.4	160	1203	19043	3.4	10.6	157	1279	18588	3.5	10.8	2772	2772
	15	71	21758	-	3.0	9.2	172	1260	18985	3.4	10.6	172	1311	18748	3.4	10.7	171	1363	18483	3.5	10.9	2772	2772
	10	38	9400	42	6.8	21.4	139	1131	9302	6.9	21.6	139	1219	9036	7.1	22.3	135	1308	8696	7.4	23.1	2725	2725
	12	55	12865	58	5.0	15.6	155	1160	11676	5.5	17.2	155	1235	11421	5.6	17.6	153	1310	11117	5.8	18.1	2772	2772
	15	80	16297	80	3.9	12.3	176	1232	13907	4.6	14.5	176	1284	13721	4.7	14.7	175	1335	13514	4.8	14.9	2772	2772
	10	29	756	35	85.1	266.0	135	1152	837	76.9	240.3	136	1240	810	79.4	248.2	132	1328	776	82.9	259.1	2725	2725
	12	42	1472	47	43.7	136.6	150	1195	1424	45.2	141.2	150	1270	1389	46.3	144.8	148	1344	1346	47.8	149.4	2772	2772
	15	66	3058	70	21.0	65.8	174	1248	2651	24.3	75.9	174	1298	2612	24.6	77.0	173	1349	2567	25.1	78.3	2772	2772

HE200B		Stütze		Fußplatte		Ankerplatte		Gewindebolzen		Kopfbolzen		Bewehrung											
		$a_{wf} = 6 \text{ mm}$	S355	P30 - 240 x 400	M1, N1	P( $t_p$ ) - 280 x (420 + 2m <sub>1</sub> )	S355	M24	S355	Ø 22 mm	S355	Ø 8 mm											
Parameter		Fundament		L <sub>co</sub>		L <sub>cb</sub>		L <sub>co</sub>		L <sub>cb</sub>		B500A											
		$800 \times 1300 \times 900$	C25/30	$e_{a2} = 50 \text{ mm}$	$p_2 = 120 \text{ mm}$	$e_{a1} = 60 \text{ mm}$	$p_1 = 120 \text{ mm}$	$e_{b1} = 80 \text{ mm}$	$e_{b2} = 60 \text{ mm}$	$m_2 = 50 \text{ mm}$	$h_{eff} = 200 \text{ mm}$	4 Bügelschenkel je Kopfbolzen											
<b>Tragfähigkeit, Steifigkeit, Grenzlängen</b>																							
m <sub>1</sub>	t <sub>p1</sub>	M <sub>N=0,pl</sub>	S <sub>jim,pl</sub>	M <sub>N=0,mem</sub>	L <sub>cb</sub>	L <sub>co</sub>	M <sub>1</sub>	N <sub>1</sub>	S <sub>jim1</sub>	L <sub>cb</sub>	L <sub>co</sub>	M <sub>2</sub>	N <sub>2</sub>	S <sub>jim2</sub>	L <sub>cb</sub>	L <sub>co</sub>	M <sub>3</sub>	N <sub>3</sub>	S <sub>jim3</sub>	L <sub>cb</sub>	L <sub>co</sub>	N <sub>M=0</sub>	
[mm]	[mm]	[kNm]	[kNm/rad]	[kNm]	[m]	[m]	[kNm]	[kN]	[kNm/rad]	[m]	[m]	[kNm]	[kN]	[kNm/rad]	[m]	[m]	[kNm]	[kN]	[kNm/rad]	[m]	[m]	[kN]	[kN]
0	10	71	23682	-	2.7	8.5	167	1205	20840	3.1	9.7	167	1256	20579	3.1	9.8	166	1307	20286	3.2	10.0	2772	2772
	12	72	23518	-	2.7	8.6	175	1293	20524	3.1	9.8	175	1326	20367	3.2	9.9	174	1359	20198	3.2	10.0	2772	2772
	15	74	23274	-	2.8	8.6	187	1430	20077	3.2	10.0	187	1431	20071	3.2	10.0	187	1432	20066	3.2	10.0	2772	2772
	10	39	9709	43	6.6	20.7	154	1294	9508	6.8	21.2	154	1345	9366	6.9	21.5	153	1396	9206	7.0	21.8	2772	2772
	12	57	13398	60	4.8	15.0	170	1326	12005	5.4	16.8	170	1358	11901	5.4	16.9	170	1391	11790	5.5	17.1	2772	2772
	15	82	17112	82	3.8	11.8	192	1402	14392	4.5	14.0	192	1403	14388	4.5	14.0	192	1404	14384	4.5	14.0	2772	2772
	10	30	756	35	85.2	266.2	151	1315	830	77.6	242.4	151	1366	816	78.9	246.5	150	1416	800	80.4	251.3	2772	2772
	12	43	1476	48	43.6	136.3	165	1361	1412	45.6	142.4	165	1393	1398	46.0	143.8	165	1425	1383	46.5	145.4	2772	2772
	15	67	3081	72	20.9	65.3	189	1418	2633	24.4	76.4	189	1419	2633	24.4	76.4	189	1420	2632	24.5	76.4	2772	2772

Tabelle 4.13: Empfohlene Geometrie des Stützenfußanschlusses mit Ankerplatten und dessen Tragfähigkeit, Steifigkeit und Grenzlängen für ein HE220B Profil

HE220B		Stütze		Fußplatte		Ankerplatte		Gewindebolzen		Kopfbolzen		Bewehrung										
		$a_{wf} = 6 \text{ mm}$	S355	P25 - 260 x 420	S355	P( $t_p$ ) - 300 x (440 + 2 $m_1$ )	S355	M24	S355	Ø 22 mm	S355	Ø 8 mm										
Parameter		Fundament		Fußplatte		Ankerplatte		Gewindebolzen		Kopfbolzen		Bewehrung										
		$900 \times 1400 \times 1000$	C25/30	$e_{a2} = 50 \text{ mm}$ $e_{b2} = 70 \text{ mm}$ $m_2 = 50 \text{ mm}$	S355	P( $t_p$ ) - 300 x (440 + 2 $m_1$ )	S355	M24	S355	Ø 22 mm	S355	Ø 8 mm										
$m_1$	$t_{p1}$	$M_{N=0,pl}$	$S_{j,ini,pl}$	$M_{N=0,mem}$	$L_{cb}$	$L_{co}$	$M_1$	$N_1$	$S_{j,ini}$	$L_{cb}$	$L_{co}$	$M_2$	$N_2$	$S_{j,ini}$	$L_{cb}$	$L_{co}$	$M_3$	$N_3$	$S_{j,ini}$	$L_{cb}$	$L_{co}$	$N_{M=0}$
[mm]	[mm]	[kNm]	[kNm/rad]	[kNm]	[m]	[m]	[kNm]	[kN]	[kNm/rad]	[m]	[m]	[kNm]	[kN]	[kNm/rad]	[m]	[m]	[kNm]	[kN]	[kNm/rad]	[m]	[m]	[kN]
0	10	74	25718	-	2.5	7.8	177	1149	23107	2.8	8.7	177	1411	21614	3.0	9.3	162	1672	19614	3.3	10.3	3232
50	12	75	25547	-	2.5	7.9	186	1240	22751	2.8	8.8	186	1470	21509	3.0	9.4	175	1700	19909	3.2	10.1	3232
100	15	76	25291	-	2.5	8.0	201	1380	22250	2.9	9.0	201	1560	21351	3.0	9.4	194	1740	20258	3.2	9.9	3232
10	10	41	10735	44	6.0	18.7	161	1221	10963	5.9	18.3	161	1468	10175	6.3	19.8	148	1714	9108	7.1	22.1	3220
50	12	59	14863	62	4.3	13.5	179	1256	13750	4.7	14.6	179	1470	12962	5.0	15.5	169	1685	11958	5.4	16.8	3232
100	15	85	19056	85	3.4	10.6	203	1331	16407	3.9	12.3	203	1498	15742	4.1	12.8	197	1665	14953	4.3	13.5	3232
10	10	30	855	36	75.3	235.3	157	1243	992	64.9	202.8	158	1489	913	70.5	220.3	145	1734	807	79.7	249.1	3220
12	12	44	1683	49	38.3	119.5	173	1291	1685	38.2	119.4	173	1506	1575	40.9	127.7	164	1719	1437	44.8	140.0	3232
15	15	69	3539	74	18.2	56.8	199	1352	3128	20.6	64.3	200	1517	2987	21.5	67.3	194	1681	2821	22.8	71.3	3232

HE220B		Stütze		Fußplatte		Ankerplatte		Gewindebolzen		Kopfbolzen		Bewehrung										
		$a_{wf} = 6 \text{ mm}$	S355	P30 - 260 x 420	S355	P( $t_p$ ) - 300 x (440 + 2 $m_1$ )	S355	M24	S355	Ø 22 mm	S355	Ø 8 mm										
Parameter		Fundament		Fußplatte		Ankerplatte		Gewindebolzen		Kopfbolzen		Bewehrung										
		$900 \times 1400 \times 1000$	C25/30	$e_{a2} = 50 \text{ mm}$ $e_{b2} = 70 \text{ mm}$ $m_2 = 50 \text{ mm}$	S355	P( $t_p$ ) - 300 x (440 + 2 $m_1$ )	S355	M24	S355	Ø 22 mm	S355	Ø 8 mm										
$m_1$	$t_{p1}$	$M_{N=0,pl}$	$S_{j,ini,pl}$	$M_{N=0,mem}$	$L_{cb}$	$L_{co}$	$M_1$	$N_1$	$S_{j,ini}$	$L_{cb}$	$L_{co}$	$M_2$	$N_2$	$S_{j,ini}$	$L_{cb}$	$L_{co}$	$M_3$	$N_3$	$S_{j,ini}$	$L_{cb}$	$L_{co}$	$N_{M=0}$
[mm]	[mm]	[kNm]	[kNm/rad]	[kNm]	[m]	[m]	[kNm]	[kN]	[kNm/rad]	[m]	[m]	[kNm]	[kN]	[kNm/rad]	[m]	[m]	[kNm]	[kN]	[kNm/rad]	[m]	[m]	[kN]
0	10	76	27392	-	2.3	7.3	195	1325	24272	2.7	8.3	195	1498	23316	2.8	8.6	188	1672	22155	2.9	9.1	3232
50	12	77	27194	-	2.4	7.4	204	1418	23913	2.7	8.4	204	1559	23178	2.8	8.7	200	1700	22319	2.9	9.0	3232
100	15	78	26901	-	2.4	7.5	219	1562	23405	2.7	8.6	219	1651	22973	2.8	8.8	217	1740	22498	2.9	8.9	3232
10	10	42	11057	45	5.8	18.2	179	1395	11184	5.8	18.0	179	1555	10702	6.0	18.8	173	1716	10113	6.4	19.9	3232
50	12	60	15426	63	4.2	13.0	197	1432	14102	4.6	14.3	197	1559	13658	4.7	14.7	193	1687	13145	4.9	15.3	3232
100	15	88	19931	88	3.2	10.1	221	1511	16924	3.8	11.9	221	1588	16630	3.9	12.1	220	1665	16312	3.9	12.3	3232
10	10	31	854	37	75.4	235.5	175	1417	984	65.4	204.4	175	1577	937	68.7	214.6	170	1736	880	73.1	228.5	3232
50	12	45	1686	51	38.2	119.3	191	1468	1672	38.5	120.3	191	1595	1612	39.9	124.8	188	1721	1543	41.7	130.3	3232
100	15	71	3563	75	18.1	56.5	218	1532	3108	20.7	64.7	218	1608	3048	21.1	66.0	217	1684	2983	21.6	67.4	3232

Tabelle 4.14: Empfohlene Geometrie des Stützenfußanschlusses mit Ankerplatten und dessen Tragfähigkeit, Steifigkeit und Grenzlängen für ein HE240B Profil

HE240B	Stütze		Fußplatte		Ankerplatte		Gewindebolzen		Kopfbolzen		Bewehrung										
	$a_{wf} = 6$ mm	S355	P25 - 280 x 440	M1	N1	S <sub>ji,pl</sub>	L <sub>cb</sub>	L <sub>co</sub>	M <sub>2</sub>	N <sub>2</sub>	S <sub>ji,pl</sub>	L <sub>cb</sub>	L <sub>co</sub>	M <sub>3</sub>	N <sub>3</sub>	S <sub>ji,pl</sub>	L <sub>cb</sub>	L <sub>co</sub>	N <sub>M=0</sub> [kN]		
	Fundament		$e_{a2} = 50$ mm	$p_2 = 140$ mm	$e_{a1} = 60$ mm	$p_1 = 140$ mm	$e_{b1} = 90$ mm	$e_{a1} = 60$ mm	$e_{b1} = 90$ mm	$e_{a1} = 60$ mm	$p_1 = 140$ mm	$e_{b1} = 90$ mm	$e_{a1} = 60$ mm	$e_{b1} = 90$ mm	$e_{a1} = 60$ mm	$p_1 = 140$ mm	$e_{b1} = 90$ mm	$e_{a1} = 60$ mm	$e_{b1} = 90$ mm	$e_{a1} = 60$ mm	$e_{b1} = 90$ mm
0	81	29714	-	2.2	6.8	206	1251	26832	2.4	7.5	206	1426	25704	2.5	7.8	193	1601	24068	2.7	8.4	3328
10	82	29509	-	2.2	6.8	216	1347	26425	2.4	7.6	216	1513	25420	2.5	7.9	205	1679	24010	2.7	8.4	3502
15	83	29205	-	2.2	6.9	233	1495	25853	2.5	7.8	233	1643	25031	2.6	8.0	225	1791	23934	2.7	8.4	3763
50	43	12106	47	5.3	16.6	183	1292	12783	5.0	15.7	183	1448	12204	5.3	16.5	172	1605	11359	5.7	17.7	3176
100	62	16942	65	3.8	11.9	202	1329	16025	4.0	12.6	202	1476	15408	4.2	13.1	193	1621	14560	4.4	13.8	3341
15	91	21975	91	2.9	9.2	229	1407	19151	3.4	10.5	229	1535	18567	3.5	10.8	222	1663	17821	3.6	11.3	3588
10	32	955	38	67.4	210.7	179	1314	1162	55.4	173.1	179	1470	1104	58.3	182.2	168	1626	1019	63.1	197.3	3176
12	46	1898	52	33.9	106.0	196	1366	1971	32.7	102.0	196	1512	1886	34.1	106.7	187	1657	1768	36.4	113.8	3341
15	73	4040	78	15.9	49.8	224	1433	3653	17.6	55.1	225	1559	3529	18.2	57.0	219	1685	3372	19.1	59.6	3588

Tragfähigkeit, Steifigkeit, Grenzlängen																						
m1 [mm]	tp1 [mm]	M <sub>N=0,pl</sub> [kNm]	S <sub>ji,pl</sub> [kNm/rad]	M <sub>N=0,mem</sub> [kNm]	L <sub>cb</sub> [m]	L <sub>co</sub> [m]	M1 [kNm]	N1 [kN]	S <sub>ji,pl</sub> [kNm/rad]	L <sub>cb</sub> [m]	L <sub>co</sub> [m]	M2 [kNm]	N2 [kN]	S <sub>ji,pl</sub> [kNm/rad]	L <sub>cb</sub> [m]	L <sub>co</sub> [m]	M3 [kNm]	N3 [kN]	S <sub>ji,pl</sub> [kNm/rad]	L <sub>cb</sub> [m]	L <sub>co</sub> [m]	N <sub>M=0</sub> [kN]
0	10	83	31486	-	2.0	6.4	227	1439	28047	2.3	7.2	227	1587	27147	2.4	7.4	218	1735	25948	2.5	7.8	3651
10	12	84	31253	-	2.1	6.4	238	1538	27640	2.3	7.3	238	1672	26870	2.4	7.5	231	1806	25880	2.5	7.8	3763
15	86	30907	-	2.1	6.5	254	1690	27062	2.4	7.4	254	1799	26484	2.4	7.6	251	1908	25779	2.5	7.8	3763	
50	44	12436	48	5.2	16.2	203	1473	13017	4.9	15.5	203	1601	12582	5.1	16.0	197	1728	12007	5.4	16.8	3481	
100	64	17530	67	3.7	11.5	223	1514	16396	3.9	12.3	223	1626	15954	4.0	12.6	218	1738	15401	4.2	13.1	3641	
15	93	22905	93	2.8	8.8	250	1594	19694	3.3	10.2	250	1681	19320	3.3	10.4	247	1769	18885	3.4	10.7	3763	
10	33	954	39	67.5	210.9	199	1496	1153	55.8	174.4	199	1623	1111	57.9	181.0	193	1750	1055	61.0	190.6	3481	
12	47	1901	53	33.9	105.8	216	1550	1957	32.9	102.8	217	1662	1897	33.9	106.0	212	1774	1823	35.3	110.3	3641	
15	74	4064	79	15.8	49.5	245	1621	3631	17.7	55.4	246	1706	3554	18.1	56.6	243	1792	3465	18.6	58.0	3763	

HE240B	Stütze		Fußplatte		Ankerplatte		Gewindebolzen		Kopfbolzen		Bewehrung										
	$a_{wf} = 6$ mm	S355	P30 - 280 x 440	M1	N1	S <sub>ji,pl</sub>	L <sub>cb</sub>	L <sub>co</sub>	M <sub>2</sub>	N <sub>2</sub>	S <sub>ji,pl</sub>	L <sub>cb</sub>	L <sub>co</sub>	M <sub>3</sub>	N <sub>3</sub>	S <sub>ji,pl</sub>	L <sub>cb</sub>	L <sub>co</sub>	N <sub>M=0</sub> [kN]		
	Fundament		$e_{a2} = 50$ mm	$p_2 = 140$ mm	$e_{a1} = 60$ mm	$p_1 = 140$ mm	$e_{b1} = 90$ mm	$e_{a1} = 60$ mm	$e_{b1} = 90$ mm	$e_{a1} = 60$ mm	$p_1 = 140$ mm	$e_{b1} = 90$ mm	$e_{a1} = 60$ mm	$e_{b1} = 90$ mm	$e_{a1} = 60$ mm	$p_1 = 140$ mm	$e_{b1} = 90$ mm	$e_{a1} = 60$ mm	$e_{b1} = 90$ mm	$e_{a1} = 60$ mm	$e_{b1} = 90$ mm
0	83	31486	-	2.0	6.4	227	1439	28047	2.3	7.2	227	1587	27147	2.4	7.4	218	1735	25948	2.5	7.8	3651
10	84	31253	-	2.1	6.4	238	1538	27640	2.3	7.3	238	1672	26870	2.4	7.5	231	1806	25880	2.5	7.8	3763
15	86	30907	-	2.1	6.5	254	1690	27062	2.4	7.4	254	1799	26484	2.4	7.6	251	1908	25779	2.5	7.8	3763
50	44	12436	48	5.2	16.2	203	1473	13017	4.9	15.5	203	1601	12582	5.1	16.0	197	1728	12007	5.4	16.8	3481
100	64	17530	67	3.7	11.5	223	1514	16396	3.9	12.3	223	1626	15954	4.0	12.6	218	1738	15401	4.2	13.1	3641
15	93	22905	93	2.8	8.8	250	1594	19694	3.3	10.2	250	1681	19320	3.3	10.4	247	1769	18885	3.4	10.7	3763
10	33	954	39	67.5	210.9	199	1496	1153	55.8	174.4	199	1623	1111	57.9	181.0	193	1750	1055	61.0	190.6	3481
12	47	1901	53	33.9	105.8	216	1550	1957	32.9	102.8	217	1662	1897	33.9	106.0	212	1774	1823	35.3	110.3	3641
15	74	4064	79	15.8	49.5	245	1621	3631	17.7	55.4	246	1706	3554	18.1	56.6	243	1792	3465	18.6	58.0	3763

Tabelle 4.15: Empfohlene Geometrie des Stützenfußanschlusses mit Ankerplatten und dessen Tragfähigkeit, Steifigkeit und Grenzlängen für ein HE260B Profil

HE260B	Stütze		Fußplatte		Ankerplatte		Gewindebolzen		Kopfbolzen		Bewehrung										
	$a_{wf}$ [mm]	S355	P25 - 300 x 460	S355	P( $\varphi_{p1}$ ) - 340 x (480 + 2m <sub>1</sub> )	S355	M24	S355	Ø 22 mm	S355	Ø 8 mm										
Parameter	Fundament		Fundament		Fundament		Fundament		Fundament		Fundament										
$m_1$ [mm]	$M_{N=0,pl}$ [kNm]	$S_{juni,pl}$ [kNm/rad]	$M_{N=0,mem}$ [kNm]	$L_{cb}$ [m]	$L_{co}$ [m]	$M_1$ [kNm]	$N_1$ [kN]	$S_{juni}$ [kNm/rad]	$L_{cb}$ [m]	$L_{co}$ [m]	$M_2$ [kNm]	$N_2$ [kN]	$S_{juni}$ [kNm/rad]	$L_{cb}$ [m]	$L_{co}$ [m]	$M_3$ [kNm]	$N_3$ [kN]	$S_{juni}$ [kNm/rad]	$L_{cb}$ [m]	$L_{co}$ [m]	$N_{Me=0}$ [kN]
10	86	33765	-	1.9	6.0	235	1355	30797	2.1	6.5	235	1576	29258	2.2	6.9	215	1796	26868	2.4	7.5	3627
12	87	33523	-	1.9	6.0	247	1457	30340	2.1	6.6	247	1670	28938	2.2	7.0	229	1883	26826	2.4	7.5	3816
15	88	33164	-	1.9	6.1	266	1613	29698	2.2	6.8	266	1811	28498	2.3	7.1	251	2010	26774	2.4	7.5	4099
50	10	45	49	4.8	14.9	204	1346	14783	4.4	13.6	204	1531	14019	4.6	14.3	189	1716	12847	5.0	15.7	3339
100	12	66	69	3.4	10.5	225	1386	18528	3.5	10.9	225	1563	17694	3.6	11.4	212	1738	16489	3.9	12.2	3511
15	97	25071	97	2.6	8.0	255	1465	22170	2.9	9.1	255	1625	21346	3.0	9.4	244	1786	20242	3.2	9.9	3769
10	34	1057	40	60.9	190.4	200	1369	1350	47.7	149.0	200	1554	1273	50.5	157.9	185	1738	1156	55.7	174.0	3339
12	48	2120	55	30.4	94.9	218	1424	2287	28.1	87.9	219	1600	2172	29.6	92.6	206	1774	2005	32.1	100.3	3511
15	76	4563	81	14.1	44.1	249	1495	4232	15.2	47.5	250	1654	4059	15.9	49.6	240	1811	3827	16.8	52.6	3769

HE260B	Stütze		Fußplatte		Ankerplatte		Gewindebolzen		Kopfbolzen		Bewehrung										
	$a_{wf}$ [mm]	S355	P30 - 300 x 460	S355	P( $\varphi_{p1}$ ) - 340 x (480 + 2m <sub>1</sub> )	S355	M24	S355	Ø 22 mm	S355	Ø 8 mm										
Parameter	Fundament		Fundament		Fundament		Fundament		Fundament		Fundament										
$m_1$ [mm]	$M_{N=0,pl}$ [kNm]	$S_{juni,pl}$ [kNm/rad]	$M_{N=0,mem}$ [kNm]	$L_{cb}$ [m]	$L_{co}$ [m]	$M_1$ [kNm]	$N_1$ [kN]	$S_{juni}$ [kNm/rad]	$L_{cb}$ [m]	$L_{co}$ [m]	$M_2$ [kNm]	$N_2$ [kN]	$S_{juni}$ [kNm/rad]	$L_{cb}$ [m]	$L_{co}$ [m]	$M_3$ [kNm]	$N_3$ [kN]	$S_{juni}$ [kNm/rad]	$L_{cb}$ [m]	$L_{co}$ [m]	$N_{Me=0}$ [kN]
10	88	35615	-	1.8	5.6	259	1556	32062	2.0	6.3	259	1755	30753	2.1	6.5	245	1954	28875	2.2	7.0	3987
12	89	35342	-	1.8	5.7	272	1660	31606	2.0	6.4	272	1847	30442	2.1	6.6	260	2035	28824	2.2	7.0	4171
15	90	34940	-	1.8	5.8	291	1820	30960	2.1	6.5	291	1986	30008	2.1	6.7	282	2152	28750	2.2	7.0	4203
50	10	46	50	4.6	14.5	227	1534	15027	4.3	13.4	227	1694	14420	4.5	13.9	217	1854	13571	4.7	14.8	3665
100	12	67	71	3.3	10.2	248	1577	18914	3.4	10.6	248	1724	18271	3.5	11.0	240	1870	17420	3.7	11.5	3832
15	99	26050	99	2.5	7.7	278	1659	22735	2.8	8.8	278	1782	22141	2.9	9.1	273	1906	21409	3.0	9.4	4083
10	34	1056	41	61.0	190.5	223	1557	1340	48.0	150.0	223	1717	1281	50.2	157.0	213	1876	1198	53.7	167.8	3665
12	50	2123	56	30.3	94.8	242	1615	2271	28.3	88.6	242	1761	2185	29.5	92.0	234	1906	2071	31.1	97.1	3832
15	78	4588	83	14.0	43.8	273	1689	4207	15.3	47.8	273	1811	4086	15.8	49.2	268	1933	3936	16.4	51.1	4083



## 4.5 Parameteruntersuchung der momententragfähigen Verbundanschlüsse

### 4.5.1 Allgemeines

Das Tragverhalten von momententragfähigen Verbundknoten ist von verschiedenen Komponenten abhängig. Die Tragfähigkeit unter einer negativen Momentenbeanspruchung im Stützbereich kann unter der Annahme des Versagens der schwächsten Komponente berechnet werden. Die Verformungen und die relative Rotation werden unter Berücksichtigung des Zusammenwirkens aller Komponenten errechnet. Die im Folgenden verwendeten Komponenten sind im Handbuch I "Entwurf von Anschlüssen zwischen Stahl und Beton" [16] im Detail beschrieben. Dies sind: i) Längsbewehrung in der Betonplatte, ii) Schlupf des Verbundträgers, iii) Trägersteg und Flansch, iv) Stahlkontaktplatte, v) Komponenten in der Ankerplatte, vi) Betonanschlussbereich. Innerhalb dieser Komponenten nimmt die Bewehrung die Zugkräfte im Anschluss auf und die anderen Komponenten tragen zum Lastabtrag der Druckkräfte bei. Dabei kann das Versagen der Bewehrung als duktil und das Versagen der Betonkomponenten als spröde eingestuft werden. Es ist das Ziel der Untersuchungen, ein duktiles Versagen der Bewehrung zu erreichen, da sprödes Betonversagen vermieden werden sollte. Daher wurde eine Parameterstudie anhand einzelner Faktoren ausgeführt, um das Tragverhalten der Komponenten besser bestimmen zu können.

### 4.5.2 Untersuchte Parameter und Methodik

Der Fokus dieser Betrachtungen liegt auf dem Tragverhalten der Zugbewehrung und dem Betonanschlussbereich. Die Kraft in der Bewehrung ist abhängig von der Betonstahlgüte und von geometrischen Faktoren der Bewehrung wie Lage und Größe. In einer ersten Untersuchung werden die Einflüsse der Fließgrenze  $f_{yk}$ , des Koeffizienten  $k$  zwischen Fließgrenze und Streckgrenze und der Duktilität  $\epsilon_{s,u}$  untersucht. In einer zweiten Untersuchung werden Anzahl, Durchmesser und Lagen der Bewehrung berücksichtigt. Die Ausbildung von Zug- und Druckstrebenmechanismen in der Betonplatte sind vom Winkel  $\theta$  abhängig. Dieser Winkel wird aus dem Verhältnis zwischen der Träger und Plattenhöhe und der Dicke der Wand berechnet. In der Parameterstudie werden sechs unterschiedliche Stahlprofile, vier Wandstärken  $t_{wall}$  und drei Plattendicken  $s_{slab}$  berücksichtigt. Die Betoneigenschaften, wie die charakteristische Betondruckfestigkeit  $f_{ck,cyl}$ , die Würfeldruckfestigkeit  $f_{ck,cube}$  und der Sekantenmodul  $E_{cm}$  haben Einfluss auf das Tragverhalten des Betonanschlussbereichs. In der Parameterstudie sind fünf verschiedene Betonfestigkeiten berücksichtigt. In Summe wurden in der Sensitivitätsstudie 51840 verschiedene Kombinationen berücksichtigt.

Tabelle 4.16: Untersuchte Parameter der Parameterstudie

Element	Parameter					
Bewehrung	Fließgrenze					
	$f_{syk}$ [MPa]	400	500	600		
	Koeffizient $f_u/f_{syk}$					
	$k$ [-]	1.05	1.15	1.25	1.35	
	Duktilität					
$\epsilon_{s,u}$ [%]	25	50	75			
Platte	Anordnung der Bewehrungsstäbe					
	N Lagen [-]		Fall A 1	Fall B 1	Fall C 1	Fall D 2
	N Stäbe [-]		6	6	6	6
	Durchmesser Bewehrung [mm]		12	14	16	16
Wand	Dicke					
	$t_{platte}$ [mm]	120	160	200		
	Dicke					
	$t_{wand}$ [mm]	160	200	240	300	
	Betonfestigkeit					
$f_{ck,cyl}$ [MPa]	20	30	40	50	60	
$f_{ck,cube}$ [MPa]	25	37	50	60	75	
$E_{cm}$ [MPa]	30	33	35	37	39	
Träger	Profile					
	IPE 240	IPE 270	IPE 300	IPE 330	IPE 360	IPE 400

### 4.5.3 Versagensmechanismen

Bei der Variation aller Parameter ist der Versagensmechanismus durch Versagen des Betonanschlussbereichs vorherrschend (34149 Fälle von 51840, 65.87%). Nur in 14493 Fällen (27.96%) treten Versagen in der Bewehrung und in 3198 Fällen (6.17%) Versagen im Träger auf, siehe Abbildung 4.46.

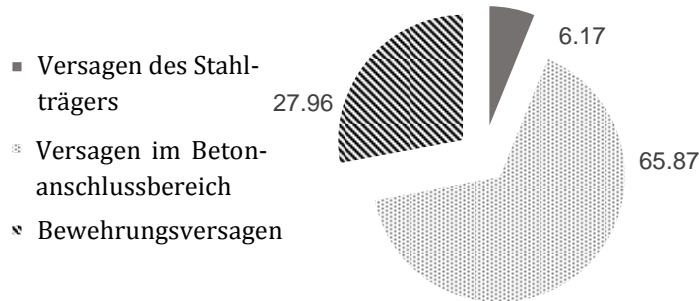


Abbildung 4.46: Versagensmechanismus

### 4.5.4 Untersuchung der geometrischen Eigenschaften der Bewehrung

Der Einfluss der Bewehrung wird untersucht, indem vier Konfigurationen der Bewehrung nach Tabelle 4.16 untersucht werden. In der Abbildung 4.47 ist der Einfluss der Bewehrungsanordnung mit den daraus resultierenden Versagensmechanismen dargestellt. Wenn die Bewehrungsfläche vergrößert wird, nimmt das mögliche Versagen im Betonanschlussbereich zu, wohingegen Stahlversagen in der Bewehrung weniger häufig zu beobachten ist. Wenn die Bewehrung in zwei Lagen angeordnet wird (Fall D) nimmt das Stahlversagen in der Bewehrung zu und das Betonversagen im Anschlussbereich ab. Versagensmechanismen im Verbundträger treten selbst bei geringen Bewehrungsgraden nur in einer geringen Anzahl auf. Bei zweilagiger Anordnung der Bewehrung nimmt dieser Versagensmechanismus zu.

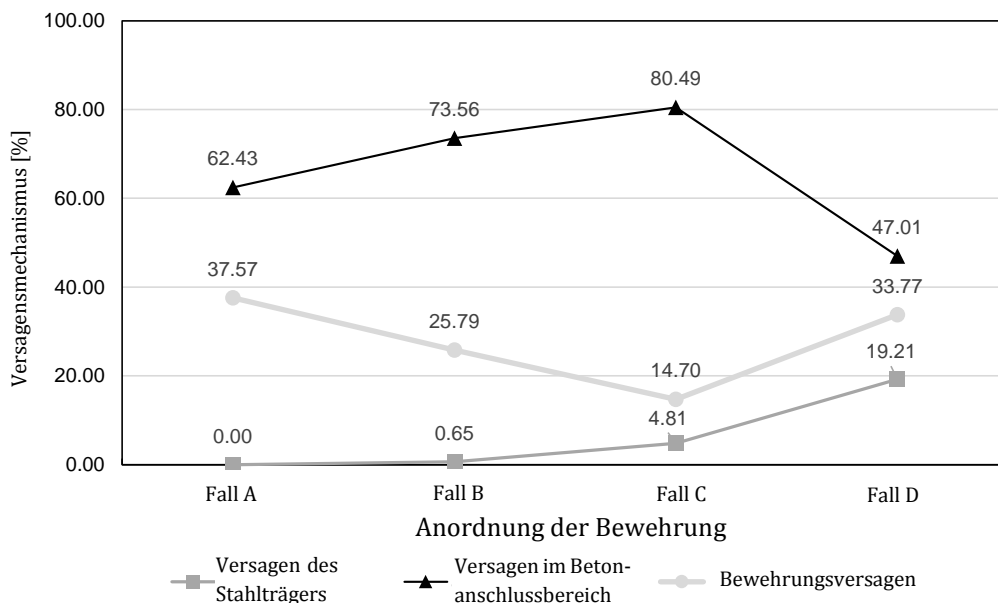


Abbildung 4.47: Einfluss der Bewehrungsanordnung

Die Materialfestigkeit der Bewehrung hat nach Abbildung 4.48 den größten Einfluss auf die Tragfähigkeit des Verbundträgeranschlusses. Wenn die Fließgrenze der Bewehrung erhöht wird, steigt der Prozentsatz an Versagen im Betonanschlussbereich von 49,65 % auf 75,67 %, wohingegen duktile Versagensmechanismen abnehmen. Eine Variation in den möglichen Grenzdehnungen der Bewehrung hat keinen Einfluss auf den Wechsel zwischen den verschiedenen Versagensmechanismen.



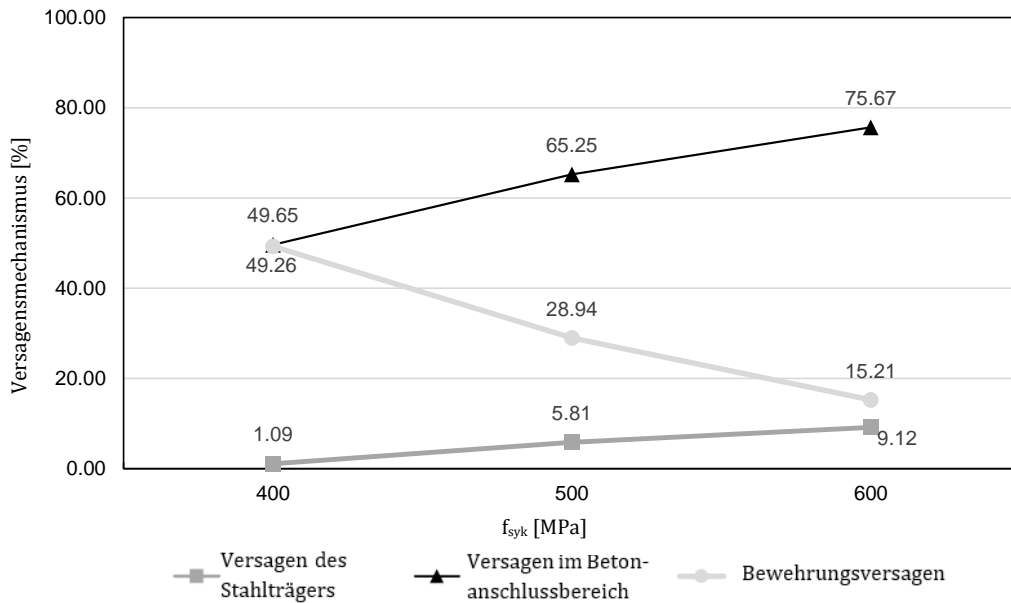
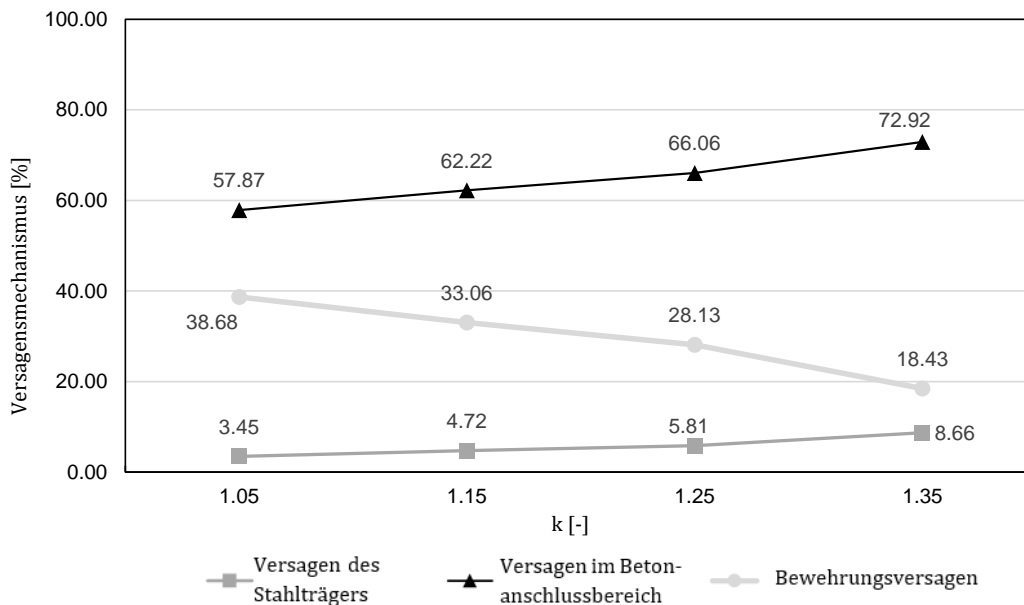


Abbildung 4.48: Einfluss der Fließgrenze der Plattenbewehrung

Der Einfluss des Koeffizienten  $k$  ist in Abbildung 4.49 dargestellt. Wenn der Faktor  $k$  vergrößert wird, nimmt die Anzahl des Versagens im Betonanschlussbereich zu, während die Wahrscheinlichkeit des Bewehrungsversagens halbiert wird.

Abbildung 4.49: Einfluss des Verhältniswertes  $k$  zwischen Fließgrenze und Streckgrenze

Die Interaktion zwischen der Fließgrenze und der Streckgrenze sind in Abbildung 4.50 dargestellt. Ein Wechsel in dem Hauptversagensmechanismus ist für eine Fließgrenze von 400 MPa ersichtlich. Der Betonanschlussbereich ist kritisch für große Werte von  $k$  (61 % der Versagensarten), jedoch wird die Längsbewehrung der maßgebende Versagensmechanismus für geringere Werte von  $k$  (57 % aller Versagensarten). Die Anzahl des Versagens im Betonanschlussbereichs nimmt mit zunehmendem  $k$  für einen Bewehrungsstahl mit einer geringen Fließgrenze von  $f_{syk} = 400$  MPa signifikant (+20%) zu. Der gleiche Trend ist für Stahl mit einer höheren Fließgrenze von  $f_{syk} = 600$  MPa erkennbar, allerdings ist der Zuwachs mit 10% geringer.

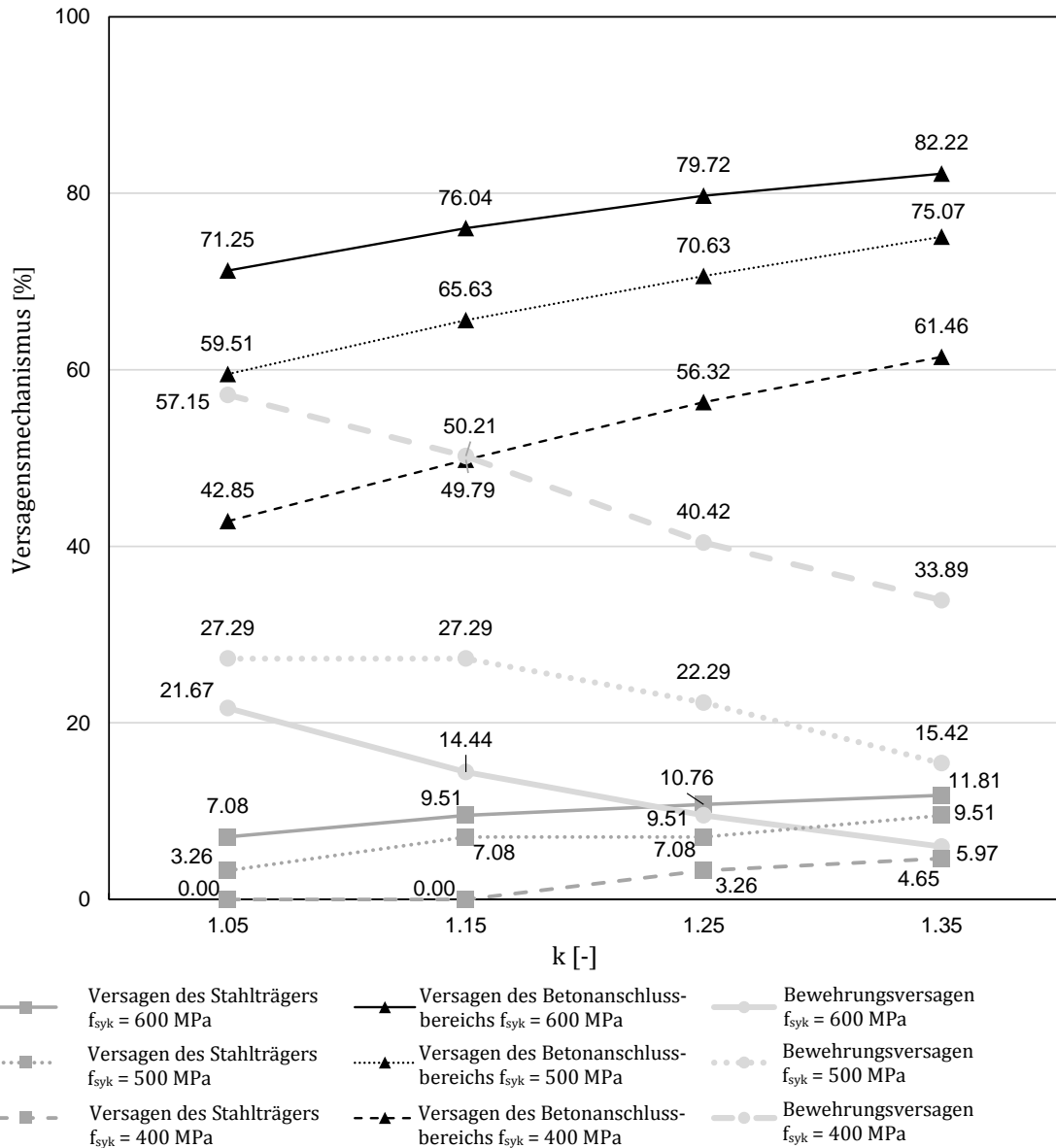
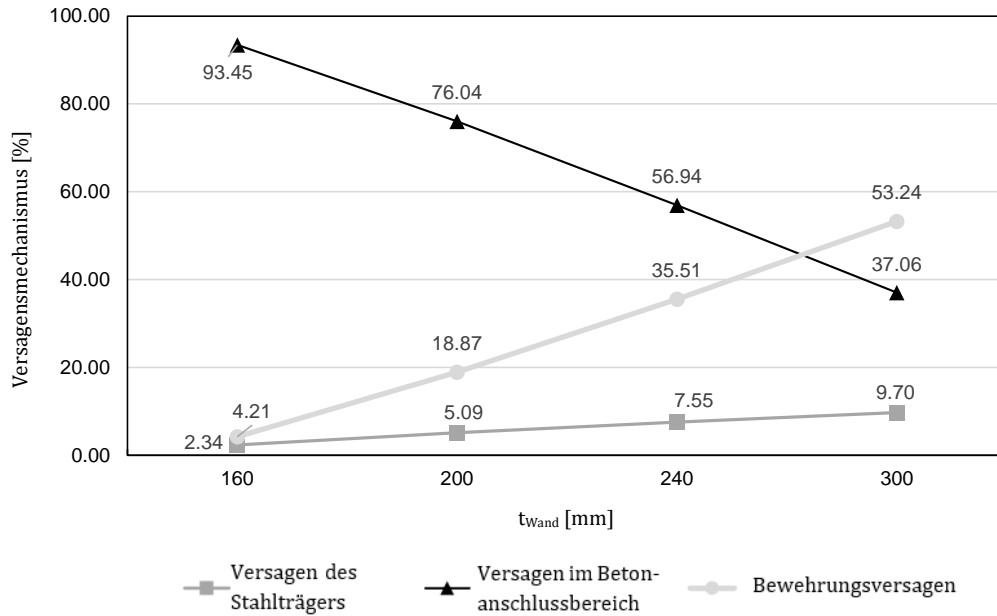


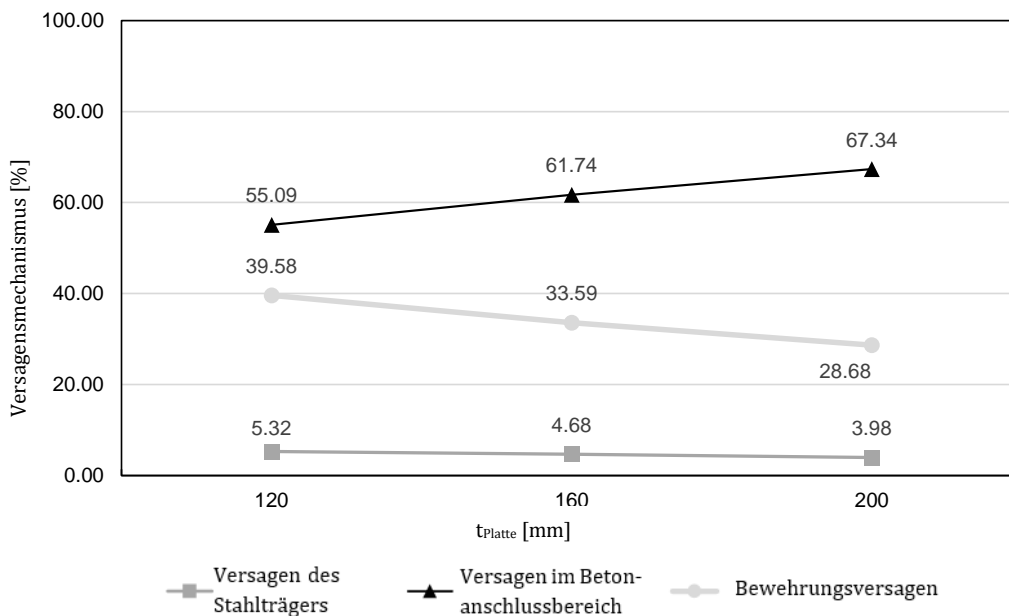
Abbildung 4.50: Interaktion zwischen Fließ- und Streckgrenze

#### 4.5.5 Variation des Winkels $\theta$

Um den Einfluss des Winkels  $\theta$  darzustellen, wird die Auswirkung der einzelnen Parameter ( $t_{Wand}$ ,  $t_{Platte}$  und  $h_{Träger}$ ) untersucht. Zusätzlich wird die Gesamthöhe (Platte und Träger) berücksichtigt. Maßgebend ist der Parameter der Wandstärke für die Ausbildung eines entsprechenden Versagensmechanismus. Bei einer Wandstärke von 160 mm tritt in 93,4 % das Versagen im Betonanschlussbereich der Wand auf. Für eine Wandstärke von 200 mm fällt dieser Wert auf 76,04 % ab, siehe Abbildung 4.51. Vorwiegend duktile Versagensmodi treten erst ab einer Wandstärke von 300 mm auf.

Abbildung 4.51: Einfluss der Wandstärke  $t_{\text{Wand}}$ 

Der Einfluss der Plattendicke ist in Abbildung 4.52 dargestellt. Für die drei berücksichtigten Werte (120 mm, 160 mm und 200 mm) tritt in den meisten Fällen Versagen im Betonanschlussbereich auf (Variation zwischen 55,09 % und 67,34 %). Der prozentuale Anteil des Versagens im Träger variiert nur unwesentlich. Mit einer Zunahme der Trägerhöhe ist ein deutlicher Wechsel der Versagensmechanismen in Abbildung 4.53 feststellbar. Bei einer Höhe von 240 mm treten in 50 % der Fälle Versagen im Anschlussbereich des Betons auf. Des Weiteren ist ein Versagen im Träger mit 22 % Wahrscheinlichkeit nicht vernachlässigbar. Mit einer Zunahme der Trägerhöhe nimmt die Wahrscheinlichkeit des Versagens im Träger deutlich ab und im Betonanschlussbereich zu (siehe Abbildung 4.54).

Abbildung 4.52: Einfluss der Dicke der Platte  $t_{\text{Platte}}$

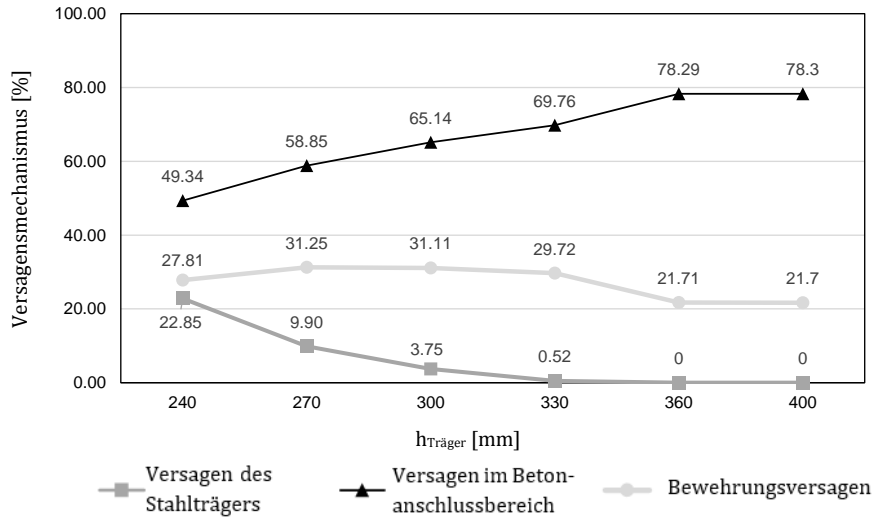


Abbildung 4.53: Einfluss der Trägerhöhe

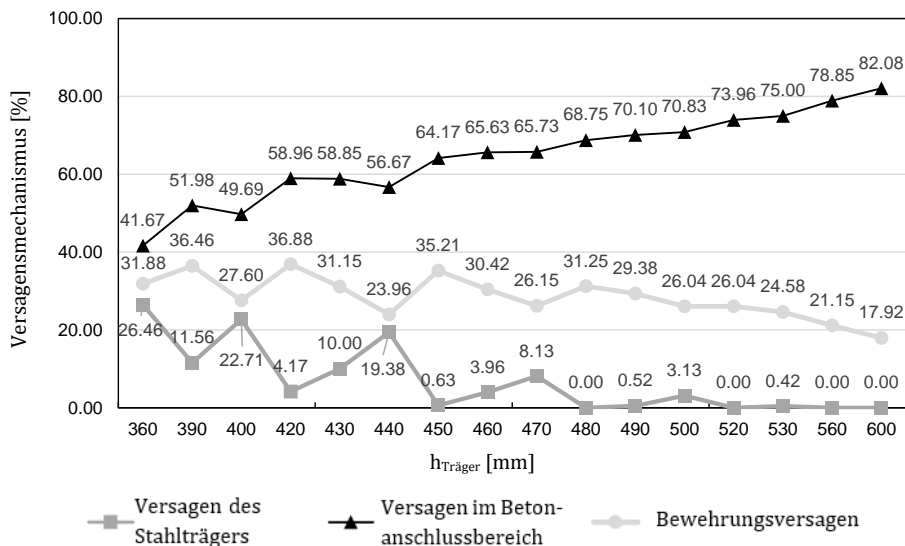


Abbildung 4.54: Einfluss der Gesamthöhe des Trägers und der Platte

Das Versagen im Verbundträger hat die Maximalpunkte (26,46 %, 22,7 % und 19,38 %) auf Grund des vergleichswisen kleinen Trägerquerschnitts eines IPE 240. Dennoch bleibt das Versagen im Betonanschlussbereich immer der maßgebende Versagensmechanismus und die Wahrscheinlichkeit des spröden Versagens verdoppelt sich, wenn die Trägerhöhe von 360 mm (41,76 %) auf eine Trägerhöhe von 600 mm (82,08 %) erhöht wird.

#### 4.5.6 Variation der Betonfestigkeit in der Wand

Die Betonfestigkeit hat große Auswirkungen auf das Modell. In Abbildung 4.55 ist die prozentuale Verteilung der Versagensmechanismen bei unterschiedlichen Betonfestigkeiten dargestellt. Für die Betonfestigkeit C20/25 stellt das Versagen im Betonanschlussbereich mit 97,25 % den maßgebenden Versagensmechanismus dar. Der prozentuale Anteil dieses Versagens fällt bei höheren Betonfestigkeiten von C 60/75 auf 36,86 % ab. Spröde Versagensmechanismen sind bei Betonfestigkeiten unter 40 MPa am wahrscheinlichsten.

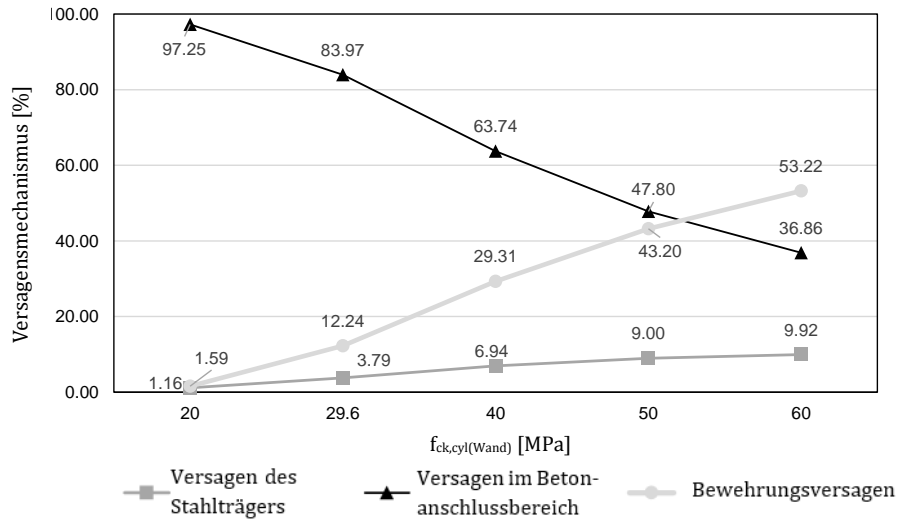
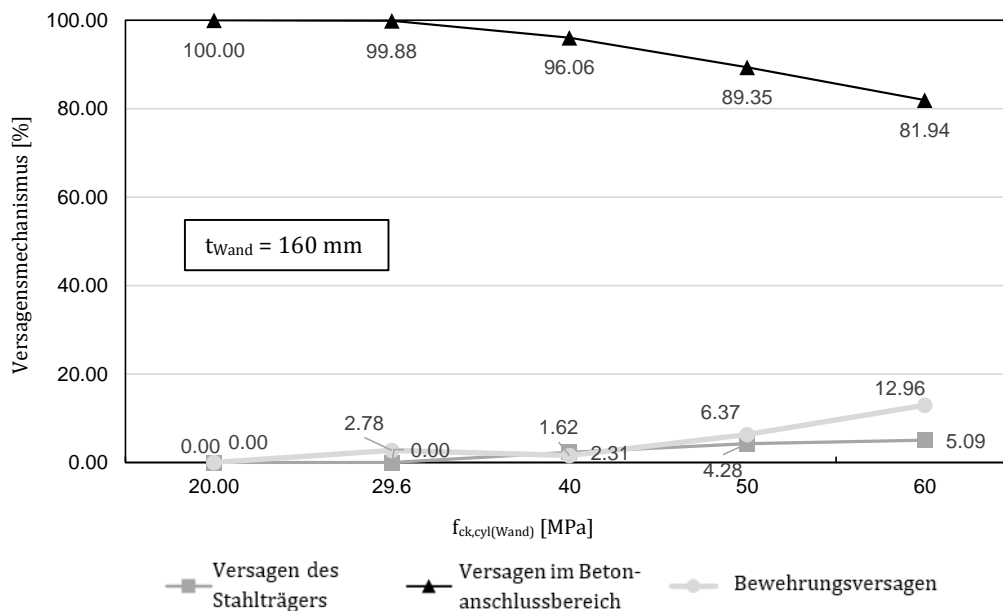


Abbildung 4.55: Einfluss der Betonfestigkeit in der Wand

#### 4.5.7 Interaktion zwischen Wanddicke und Betonfestigkeit

In dieser Untersuchung wird die Interaktion zwischen geometrischen Eigenschaften und der Festigkeit der Betonwand dargestellt. Für eine vergleichsweise geringe Dicke von 160 mm tritt das Versagen überwiegend im Betonanschlussbereich auf, siehe Abbildung 4.56. Der prozentuale Anteil fällt von 100 % (C20/25) auf 81,94 % (C50/75) ab. Bei einer Wandstärke von 200 mm ist der Wechsel der Versagensmechanismen stärker ausgeprägt. Für diese Wandstärke ist für eine Betonfestigkeitsklasse von C60/75 ein duktiles Versagen wahrscheinlicher (44,68%), siehe Abbildung 4.57.

Abbildung 4.56: Einfluss der Betonfestigkeit in der Wand bei einer Wandstärke von  $t_{wall} = 160$  mm

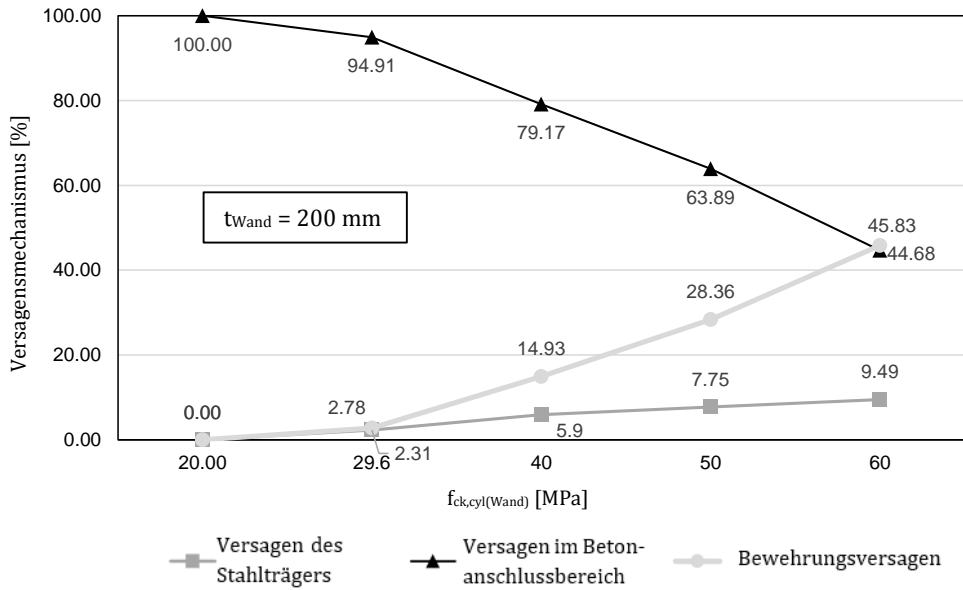


Abbildung 4.57: Einfluss der Betonfestigkeit in der Wand bei einer Wandstärke von  $t_{\text{wall}} = 200 \text{ mm}$

Bei einer Wanddicke von 240 mm wird der Wechsel hin zum Bewehrungsversagen deutlich, siehe Abbildung 4.58. Die Wahrscheinlichkeit des Bewehrungsversagens steigt von 0,96 % bei einer Festigkeit von 20 MPa auf 70,37 % bei einer Festigkeit von 60 MPa. Bemerkenswert ist auch die Reduzierung des Versagens im Betonanschlussbereich von 97,92 % (C20/25) auf 17,59 % (C60/75). Für größere Wandstärken von 300 mm tritt eine Umkehr der Versagensmechanismen von spröde zu duktil für eine Festigkeit von C40/50 auf, siehe Abbildung 4.59. Diese Tendenz der Versagensmechanismen wird für Festigkeiten zwischen C20/25 und C40/50 deutlich, für die die Wahrscheinlichkeit für sprödes Versagen von 91,09 % auf 25,54 % und für Bewehrungsversagen von 5,44 % auf 64,12 % wechselt. Außerhalb dieses Bereichs ist dieser Wechsel weniger deutlich ausgeprägt.

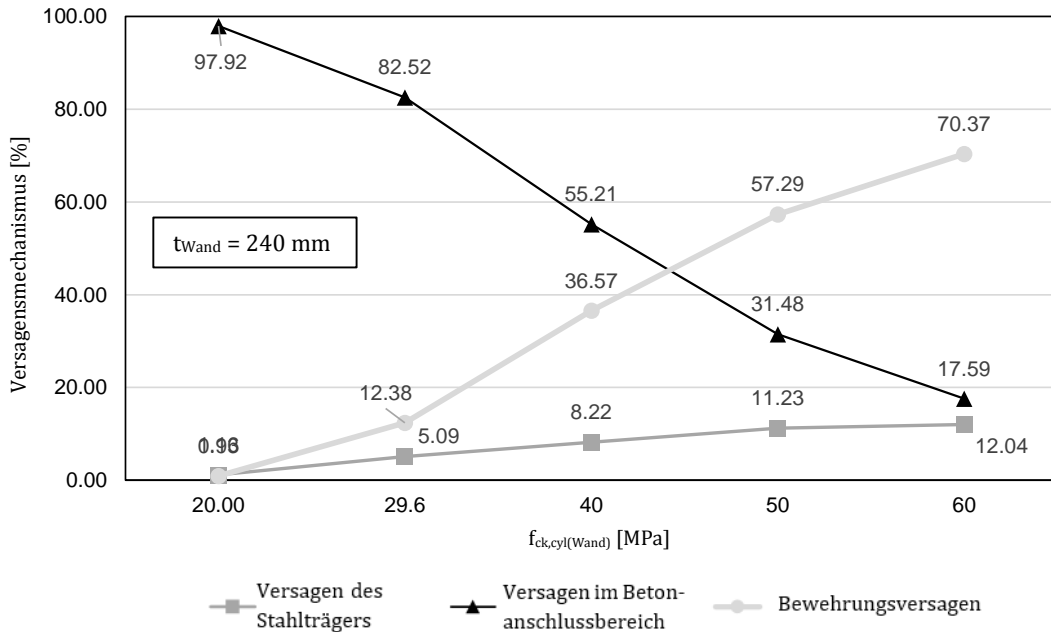


Abbildung 4.58: Einfluss der Betonfestigkeit in der Wand bei einer Wandstärke von  $t_{\text{wall}} = 240 \text{ mm}$

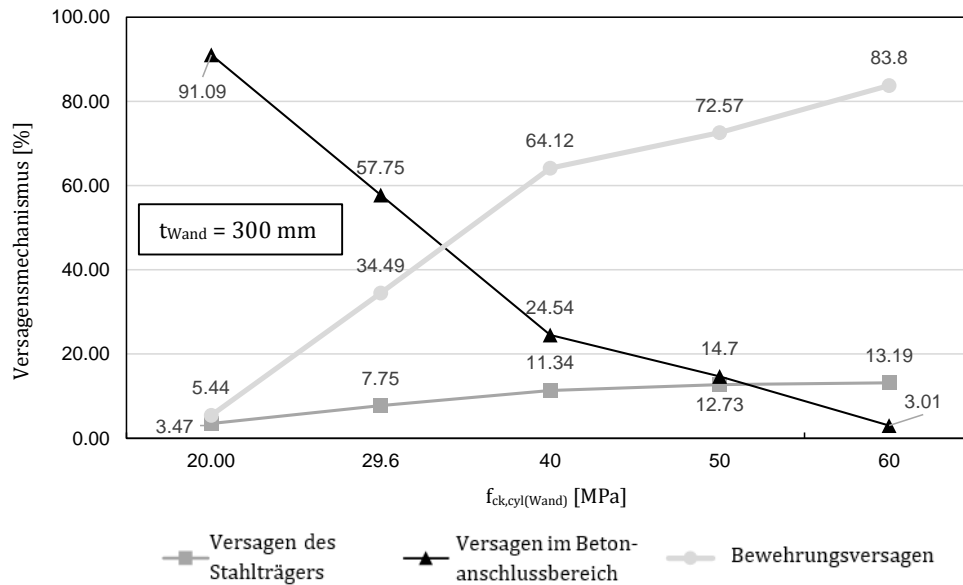


Abbildung 4.59: Einfluss der Betonfestigkeit in der Wand bei einer Wandstärke von  $t_{wall} = 300$  mm

#### 4.5.8 Zusammenfassung und Tabellen zur Vordimensionierung für duktilen Versagen

In der Parameterstudie wurden folgende Parameter untersucht, die Einfluss auf den Versagensmechanismus haben.

- Fließgrenze:** Die Wahrscheinlichkeit des spröden Versagens steigt von 49,86 % für  $f_{syk} = 400$  MPa auf 75,67 % für  $f_{syk} = 600$  MPa.
- Wandstärke:** Das Versagen im Betonanschlussbereich ist für eine Wandstärke von 160 mm in 93,45 % der Fälle und für eine Wandstärke von 300 mm in 37,06 % zu beobachten.
- Gesamthöhe des Verbundträgers** Für den niedrigsten Wert von 360 mm tritt ein duktilen Versagen in 59,33 % der Fälle und für die Maximalhöhe in 19,72 % der Fälle auf.
- Betonfestigkeit:** Für die Betonfestigkeit C20/25 fällt die Wahrscheinlichkeit des spröden Versagens von 97,25% auf 36,86 % bei C 60/75.

Auf Grundlage der Parameteruntersuchungen wurden Diagramme zur Vordimensionierung des momententragfähigen Verbundträgeranschlusses erstellt, siehe Abbildung 4.60 bis Abbildung 4.62. In diesen Diagrammen wird Wandstärke in Ordinate in Richtung im Verhältnis der Betonfestigkeit dargestellt. Es werden Grenzlinien zwischen duktilen Versagen (oben rechts) und sprödem Versagen (unten links) für neun verschiedenen Bewehrungsstahleigenschaften (drei für  $f_{syk}$  und drei für den Faktor  $k$ ). Um zusätzlich die Einflüsse aus verschiedenen Gesamthöhen des Trägers darzustellen, werden drei verschiedene Diagramme dargestellt. In Abbildung 4.60 ist ein Diagramm zur Vordimensionierung für Trägerhöhen zwischen 360 mm und 440 mm, in Abbildung 4.61 für Gesamtträgerhöhen zwischen 440 mm und 520 mm und in Abbildung 4.62 für Gesamthöhen zwischen 520 mm und 600 mm gegeben. In diesen Abbildungen beziehen sich die schwarzen Linien auf Bewehrungsstahlfestigkeiten von  $f_{syk} = 400$  MPa, die dunkelgrauen Linien auf  $f_{syk} = 500$  MPa und die hellgrauen Linien auf  $f_{syk} = 600$  MPa. Mit den durchgehenden Linien ist als Verhältniswert zwischen Fließgrenze und Streckgrenze der Faktor  $k$  mit  $k = 1,05$  dargestellt, in der gestrichelten Linie mit kurzen Strichen der Faktor  $k = 1,15$ , in der gestrichelten Linie mit langen Strichen der Faktor  $k = 1,25$ , und in der Strichpunktlinie der Faktor  $k = 1,35$ .

Beispielsweise ergibt sich für eine Gesamthöhe des Trägers von 390 mm, einer Wandstärke von 160 mm und einer charakteristischen Zylinderdruckfestigkeit des Betons von 50 MPa eine Bewehrungsstahlfestigkeit von 400 MPa mit einem Faktor  $k = 1,05$  für duktilen Versagen, siehe Abbildung 4.60.

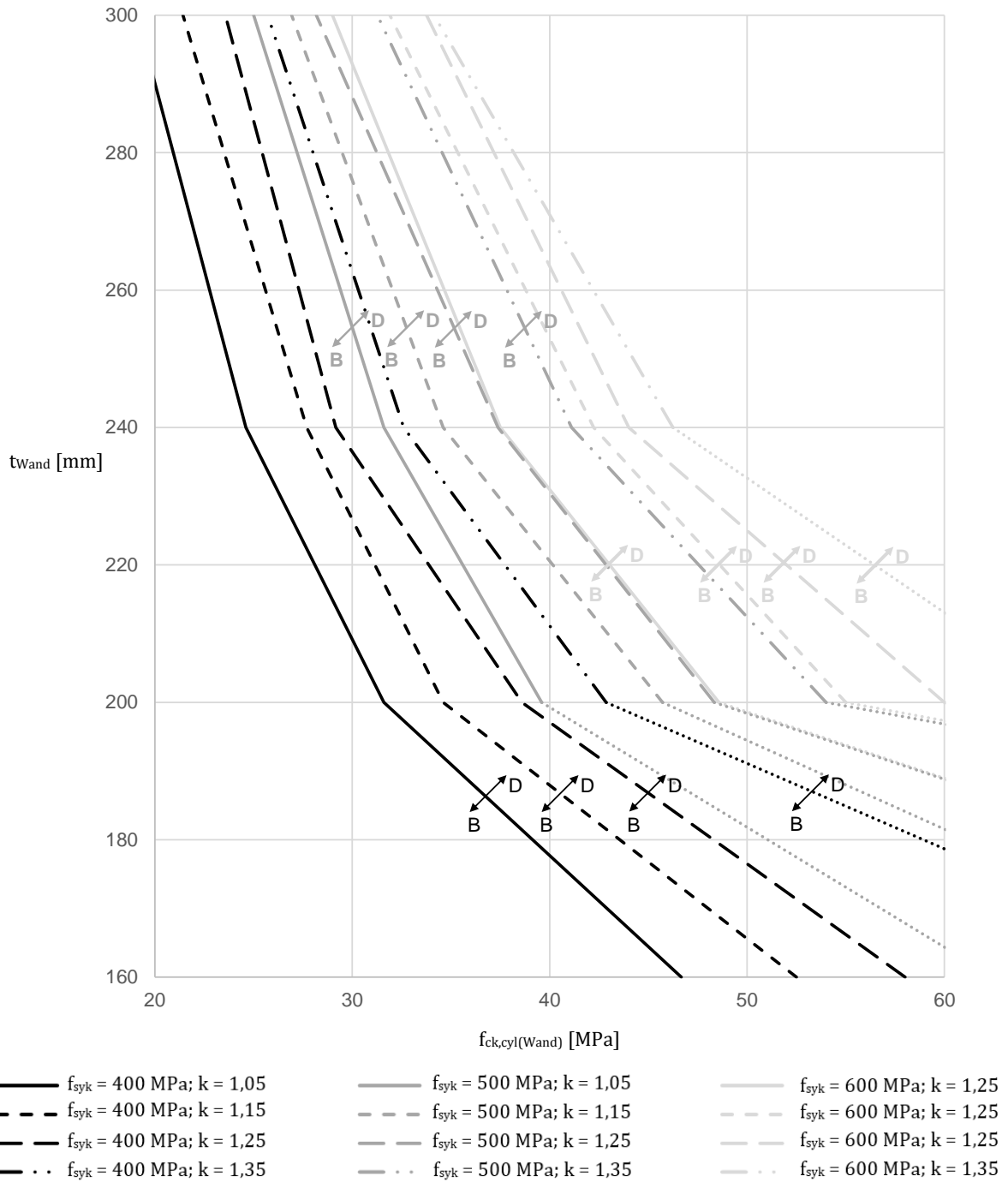


Abbildung 4.60: Diagramm zur Vordimensionierung momententragfähigen Verbundträgeranschlusses bei einer Gesamthöhe des Trägers zwischen 360 mm und 440 mm



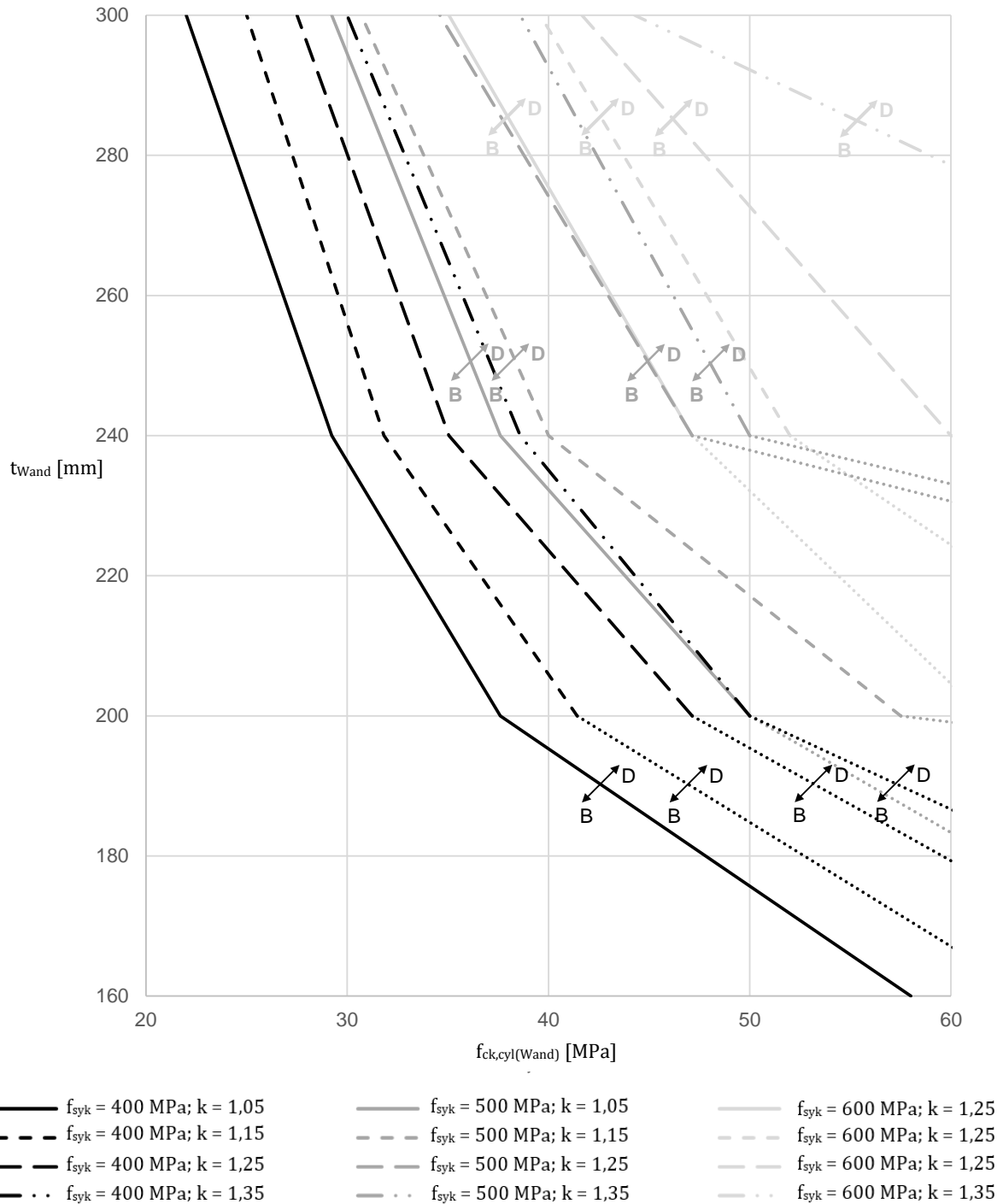


Abbildung 4.61: Diagramm zur Vordimensionierung momententragfähigen Verbundträgeranschlusses bei einer Gesamthöhe des Trägers zwischen 440 mm und 520 mm

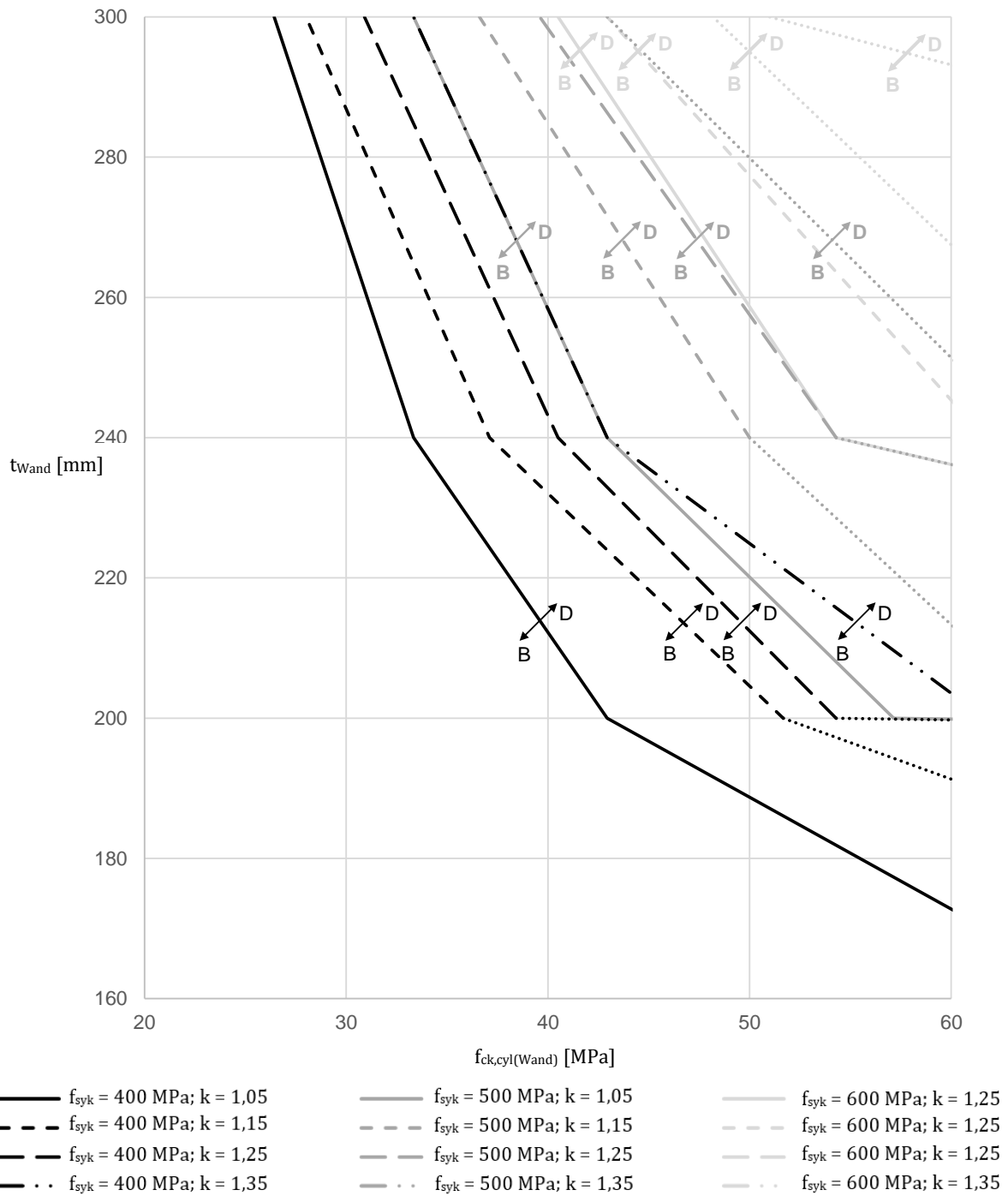


Abbildung 4.62: Diagramm zur Vordimensionierung momententragfähigen Verbundträgeranschlusses bei einer Gesamthöhe des Trägers zwischen 520 mm und 600 mm

## 5 Zusammenfassung

Das zweite Handbuch basiert auf Handbuch I "Entwurf von Anschlüssen zwischen Stahl und Beton" [16], in welchem die Forschungsergebnisse des RFCS 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" zusammengefasst sind.

Innerhalb des Forschungsprojektes INFASO wurden Bemessungsprogramme für drei verschiedene Anschlüsse zwischen Stahl und Beton entwickelt. Diese Programme wurden im Forschungsprojekt INFASO+ überarbeitet. In diesem Handbuch werden Hintergrundinformationen zu den Bemessungsprogrammen gegeben und zusätzlich Anwendungsmöglichkeiten der Programme im Detail in Kapitel 2 beschrieben. Dies umfasst folgende Programme:

- Bemessungsprogramm für momententragfähige Anschlüsse von Verbundträgern (Version 2.0) [22]
- Bemessungsprogramm für dünne Ankerplatten mit Kopfbolzen – momententragfähige Anschlüsse [23]
- Bemessungsprogramm für starre Ankerplatten mit Kopfbolzen – gelenkige Anschlüsse (Version 2.0) [24]

Des Weiteren wird die Anwendung der Forschungsergebnisse an tatsächlichen Bemessungsbeispielen in Kapitel 3 an praxisnahen Bemessungssituationen erläutert. In diesen Bemessungsbeispielen werden herkömmliche Ausführungen von Anschlüssen zwischen Stahl und Beton mit den innovativen neuen Lösungen verglichen. Diese Anschlüsse werden hinsichtlich der Bemessungsansätze, Ausführbarkeit, Toleranzen und des Tragverhaltens unter Brandbeanspruchung miteinander verglichen. In Kapitel 4 sind Parameteruntersuchungen der Betonkomponenten und der analytischen Modelle der drei Anschlussdetails beschrieben. In diesem Kapitel werden zudem Empfehlungen für die Bemessung gegeben und die Grenzen der Modelle aufgezeigt.

Die Unterlagen wurden von Wissenschaftlern der Forschungsbereiche Befestigungstechnik und Stahl- und Verbundbau erstellt. Der Fokus lag zum einen auf der Modellierung der Befestigung und auf der anderen Seite auf der Modellierung des gesamten Anschlusses. Bei der Erstellung der beiden Handbücher haben mitgewirkt:

- Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart,
- Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart,
- Department of Steel and Timber Structures, Czech Technical University in Prague,
- Gabinete de Informática e Projecto Assistido Computador Lda., Coimbra,
- Goldbeck West GmbH, Bielefeld,
- stahl+verbundbau GmbH, Dreieich,
- European Convention for Constructional Steelwork, Bruxelles.

Für einige der genannten Komponenten sind noch keine normungsgerechten Implementierungen erfolgt. Auch wenn die Regeln auf physikalischer Grundlage basieren und durch Versuche und wissenschaftliche Untersuchungen gestützt sind, ist die beabsichtigte Einbeziehung der neuen Anwendungsregeln in der Normung wichtig und wird die Akzeptanz erhöhen.



## 6 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] DIN EN 10025-1: *Warmgewalzte Erzeugnisse aus Baustählen- Teil 1: Allgemeine technische Lieferbedingungen*, Februar 2005.
- [4] DIN EN 10088-3: *Nichtrostende Stähle - Teil 3: Technische Lieferbedingungen für Halbzeug, Stäbe, Walzdraht, gezogenen Draht, Profile und Blankstahlerzeugnisse aus korrosionsbeständigen Stählen für allgemeine Verwendung*. Dezember 2014
- [5] DIN EN 1991-1-1 mit nationalem Anhang DIN EN 1991-1-1/NA: *Eurocode 1 – Einwirkungen auf Tragwerke. Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen – Wichten, Eigengewicht, Nutzlasten im Hochbau*. Dezember 2010.
- [6] DIN EN1991-1-7 mit nationalem Anhang DIN EN 1991-1-7/NA: *Eurocode 1 – Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 1-7: Allgemeine Einwirkungen – Außergewöhnliche Einwirkungen*. Dezember 2010
- [7] DIN EN 1992-1-1 mit nationalem Anhang DIN EN 1992-1-1/NA: *Eurocode 2 – Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*. Januar 2011.
- [8] DIN EN 1993-1-1 mit nationalem Anhang DIN EN 1993-1-1/NA: *Eurocode 3 – Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*. Dezember 2010.
- [9] DIN EN 1993-1-8 mit nationalem Anhang DIN EN 1993-1-8/NA: *Eurocode 3 – Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 1-8: Bemessung von Anschlüssen*. Dezember 2010.
- [10] DIN EN 1994-1-1 mit nationalem Anhang DIN EN 1994-1-1/NA: *Eurocode 4 – Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Anwendungsregeln für den Hochbau*. Dezember 2010.
- [11] DIN 488-1: *Betonstahl – Sorten, Eigenschaften, Kennzeichen*, August 2009.

### Fachbücher, Publikationen und Dissertationen

- [12] INFASO-IWB-09: *Determination of the Failure Load and Load-Displacement. Behaviour of the Joints with Supplementary Reinforcement under Tension Load*, internal project document, RFSR-CT-2007-00051, 2010
- [13] INFASO-KE-50: *Component Model for Pinned Steel to Concrete Joints*, internal project document, RFSR-CT-2007-00051, 2010.
- [14] Krätzig, W.; *Tragwerke 2 – Theorie und Berechnungsmethoden statisch unbestimmter Stabtragwerke*. 1. Auflage. Heidelberg: Springer-Verlag, 1990.
- [15] Kuhlmann, U.; Hofmann, 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.
- [16] Kuhlmann, U.; Hofmann, J.; Wald, F.; et al: *Valorisation of Knowledge for Innovative Fastening Solutions between Steel and Concrete (INFASO+)*. Design Manual I, European Commission, 2014.
- [17] Kuhlmann, U.; Hofmann, J.; Wald, F.; et al: *Valorisation of Knowledge for Innovative Fastening Solutions between Steel and Concrete (INFASO+)*. Design Manual II, European Commission, 2014.

- [18] Kuhlmann, U.; Ožbolt, A.: *Verbesserung der Tragfähigkeit von Ankerplatten mit angeschweißten Kopfbolzen in stabförmigen Stahlbetonbauteilen*. Schlussbericht, Forschungsvorhaben Aif/IGF-Nr. 17028 über den Deutschen Ausschuss für Stahlbau (DASt), 2013.
- [19] Kurz, W.; Kuhlmann, U.: *Große Ankerplatten mit Kopfbolzen für hochbeanspruchte Konstruktionen im Industrie- und Anlagenbau*, Forschungsvorhaben Aif/IGF-Nr. 17654 über den Deutschen Ausschuss für Stahlbau (DASt), geplant 2015.
- [20] Ožbolt, A.: *Bemessung von Kopfbolzenverankerungen in bewehrten Betonbauteilen*, Dissertation, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, Veröffentlichung, geplant 2015.
- [21] Žižka, J.: *Component method for column base with embedded plate*, Ph.D. thesis, ČVUT, Prague 2012.

#### **Programme und Handbücher**

- [22] Van Kann, J.: *Bemessungsprogramm für momententragfähige Anschlüsse von Verbundträgern (Version 2.0)*, (<http://www.uni-stuttgart.de/ke/forschung/INFASOplus/index.html>).
- [23] Krimpmann, M.: *Bemessungsprogramm für dünne Ankerplatten mit Kopfbolzen – momententragfähige Anschlüsse (Version 2.0)*, (<http://www.uni-stuttgart.de/ke/forschung/INFASOplus/index.html>).
- [24] Krimpmann, M.: *Bemessungsprogramm für starre Ankerplatten mit Kopfbolzen – gelenkige Anschlüsse (Version 2.0)*, (<http://www.uni-stuttgart.de/ke/forschung/INFASOplus/index.html>).
- [25] KRASTA – Stabstatik für betriebsfestigkeitsrelevante und bewegte Strukturen, KÜHNE BSB GmbH Fördertechnik & Stahlbau (Version 9.7).