

Zum Tragverhalten von durchlaufenden Verbundträgern mit großen Stegöffnungen

Vom Fachbereich
Architektur / Raum- und Umweltplanung / Bauingenieurwesen
der Technischen Universität Kaiserslautern
zur Verleihung des akademischen Grades

DOKTOR-INGENIEUR (Dr.-Ing.)

genehmigte

DISSERTATION

von

Dipl.-Ing. Torsten Weil

aus Kaiserslautern

Dekanin:	Prof. Dr. habil. Gabi Troeger-Weiß
1. Berichterstatter:	Prof. Dr.-Ing. J. Schnell
2. Berichterstatter:	Prof. Dr.-Ing. W. Ramm
Tag der mündlichen Prüfung:	13.12.2007

Kaiserslautern 2007

(D 386)

Vorwort

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner Zeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter im Fachgebiet Massivbau und Baukonstruktion der Technischen Universität Kaiserslautern.

Dem Gründer des Fachgebiets Prof. Dr.-Ing. Wieland Ramm danke ich sehr herzlich. Er hat mir den Einstieg in diese Arbeit ermöglicht und das Koreferat übernommen.

Ein ebenso herzlicher Dank gilt dem Fachgebietsleiter Prof. Dr.-Ing. Jürgen Schnell. Nach seinem Amtsantritt hat er mich großartig unterstützt und übernahm die erste Berichterstattung. Die gute Zusammenarbeit im Fachgebiet und die wertvollen Diskussionen in Bezug auf diese Arbeit haben mich sehr motiviert.

Für die Übernahme des Vorsitzes der Promotionskommission bedanke ich mich herzlich bei Prof. Dr.-Ing. Wolfgang Kurz.

Besonderer Dank gilt Dr.-Ing. Ian Quirke, der mir auch nach seiner Tätigkeit im Fachgebiet für wertvolle Gespräche zur Verfügung stand. Ebenso bedanke ich mich bei Dr.-Ing. Christian Kohlmeyer, da aufgrund der thematischen Nähe unserer beiden Arbeiten die fachlichen Diskussionen äußerst wertvoll waren.

Weiterhin bedanke ich mich bei allen Mitarbeitern im Fachgebiet einschließlich der Mitarbeiter im Labor für Konstruktiven Ingenieurbau für die gute Zusammenarbeit. Erwähnen möchte ich meinen ehemaligen Bürokollegen Dipl.-Ing. Robert Kautsch, da der tägliche fachliche Meinungsaustausch zu dieser Arbeit für mich wichtig war.

Ein herzliches Dankeschön gilt meiner Familie insbesondere meiner Frau für das Verständnis und den Rückhalt während aller Phasen meiner Promotion.

Kaiserslautern, im Dezember 2007

Torsten Weil

Torsten Weil

**Zum Tragverhalten von durchlaufenden
Verbundträgern mit großen Stegöffnungen**

Inhalt

Zusammenfassung	v
Abstract	v
Bezeichnungen	vii
1 Einleitung und Zielsetzung	1
2 Allgemeines zur Problematik der großen Stegöffnung	3
2.1 Tragverhalten von Verbundträgern mit großen Stegöffnungen	3
2.2 Berechnung von Verbunddurchlaufträgern nach der Fließgelenktheorie	7
2.3 Verformungsverhalten von Verbundträgern mit großen Stegöffnungen	11
3 Stand der Forschung	14
3.1 Allgemeines zu Verbundträgern mit großen Stegöffnungen	14
3.2 Querkraftabtrag im Bereich von großen Stegöffnungen	14
3.3 Kopfbolzendübel im Bereich von großen Stegöffnungen	14
3.4 Durchlaufende Verbundträger mit großen Stegöffnungen	15
3.5 Stahlbetonträger mit großen Öffnungen	16
4 Experimentelle Untersuchungen	17
4.1 Allgemeines	17
4.2 Versuchsprogramm	17
4.2.1 Übersicht über die Versuche	17
4.2.2 Versuch V1-T350 (Tastversuch)	18
4.2.3 Versuch V2-G400 (Grundkonstellation)	20
4.2.4 Versuch V3-DL400 (Dübelleiste)	20
4.2.5 Versuch V4-S400 (Streckenlast)	21
4.2.6 Versuch V5-DL400N (Negativ)	22
4.2.7 Versuch V6-DL400P (Positiv)	22
4.3 Herstellung der Versuchskörper und Versuchsaufbau	23
4.4 Baustoffe	26
4.5 Versuchsdurchführung und Messungen	28
4.6 Versuchsergebnisse	30
4.6.1 Allgemeines	30
4.6.2 Tragverhalten	30
4.6.3 Dehnungsverhalten im Bereich der Öffnung	35
4.6.4 Verhalten der Kopfbolzen und der Dübelleisten im Öffnungsbereich	44
4.6.5 Schnittgrößen	50

Inhalt

4.6.6	Verformungsverhalten	55
4.6.7	Rissverhalten und Versagen	61
5	Rechnerische Untersuchungen	68
5.1	FE-Modell	68
5.2	Kalibrieren des FE-Modells	69
5.3	Parameterstudie	77
5.3.1	Allgemeines	77
5.3.2	Parameter	77
5.3.3	Auswertung der Berechnungen	82
6	Zusammenfassung der experimentellen und rechnerischen Untersuchungen	109
6.1	Wichtige Erkenntnisse der Untersuchungen	109
6.2	Erläuterungen zu den formulierten Fragestellungen	110
7	Bemessungsmodelle für durchlaufende Verbundträger mit Stegöffnungen	114
7.1	Bemessungsmodell I für das Nachweisverfahren Elastisch-Plastisch (E-P)	114
7.1.1	Allgemeines und Bemessungsprinzip	114
7.1.2	System und Belastung	114
7.1.3	Überprüfung der Querschnittsklasse 1	115
7.1.4	Ermittlung der Querschnittswerte	116
7.1.5	Elastische Schnittgrößenermittlung am Vergleichsträger ohne Öffnung	120
7.1.6	Berechnung der plastischen Momententragfähigkeit und Nachweis der Querschnitte über der Stütze und im Feld	121
7.1.7	Berechnung der Schnittgrößen im Öffnungsbereich	125
7.1.8	Nachweisführung im Öffnungsbereich	127
7.1.9	Weitere Nachweise am Verbundträger	136
7.1.10	Schema des Nachweismodells E-P (Flussdiagramm)	136
7.1.11	Überprüfung des Bemessungsmodells anhand der durchgeführten Versuche	138
7.2	Bemessungsmodell II für das Nachweisverfahren Plastisch – Plastisch (P-P)	141
7.2.1	Allgemeines und Bemessungsprinzip	141
7.2.2	Beginn des Rechengvorgangs	141
7.2.3	Lokale Berechnung der Öffnung	142
7.2.4	Mögliche Fließgelenkketten und Kombinationen von Fließgelenkketten	148

7.2.5	Ermittlung der maßgebenden Fließgelenkkette und Nachweis des Trägers _____	152
7.2.6	Schema des Nachweismodells P-P (Flussdiagramm) _____	154
7.2.7	Überprüfung des Bemessungsmodells anhand der durchgeführten Versuche _____	156
7.2.8	Einfluss der Öffnung bei der Berechnung mit dem Bemessungsmodell II _____	160
8	Zusammenfassung und Ausblick _____	161
	Literatur _____	163
	Anhang A-1: Rechenbeispiel zum Bemessungsmodell für das Nachweisverfahren Elastisch - Plastisch (E-P) nach Kapitel 7.1 _____	167
	Anhang A-2: Rechenbeispiel zum Bemessungsmodell für das Nachweisverfahren Plastisch - Plastisch (P-P) nach Kapitel 7.2 _____	185

Zusammenfassung

Durchlaufende Verbundträger können mit dem Fließgelenkverfahren berechnet werden. Bei dieser Methode werden die plastischen Querschnitts- und Systemreserven ausgenutzt. Bisher war bei der Anwendung der Fließgelenktheorie die Betrachtung von großen Öffnungen im Steg nicht geklärt. Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wurden durchlaufende Verbundträger mit Öffnungen experimentell und numerisch untersucht. Mit den ermittelten Ergebnissen wurden zwei Bemessungsmodelle entwickelt, mit denen solche Verbundträger bemessen werden können.

Bei dem ersten Bemessungsmodell handelt es sich um ein elastisch-plastisches Nachweisverfahren. Das Verfahren beruht auf einer elastischen Schnittgrößenermittlung, bei dem die Querschnitte plastisch nachgewiesen werden.

Nach dem zweiten Nachweisverfahren werden die Durchlaufträger nach der Fließgelenktheorie plastisch-plastisch berechnet. Über die plastischen Tragfähigkeiten der Querschnitte werden die plastischen Systemreserven rechnerisch ausgenutzt. Dazu werden die möglichen kinematischen Ketten des Systems zusammengestellt und die jeweiligen Traglasten ermittelt.

Abstract

Continuous composite beams can be designed according to the plastic hinge theory. The plastic reserves of the cross section and of the system are used to full capacity with this method. The treatment of large web openings was not clarified for the appliance of the plastic hinge theory until now. Within the present dissertation continuous composite beams with openings were experimentally and numerically investigated. Two design models for calculating those beams according to the plastic hinge theory were developed with the determined results.

With the first design model continuous composite beams are calculated elastic-plastic. The method is based on an elastic calculation of the stress resultants, by designing the cross section in a plastic way.

The second design model shows the calculation of continuous beams according to the plastic hinge theory. Taking the plastic bearing capacity of the cross section the plastic reserves of the system are used to full capacity. For this purpose the possible mechanisms of the system are arranged and the particular ultimate load is determined.

Bezeichnungen

Große lateinische Buchstaben

A	Fläche eines Querschnitts
D	resultierende Druckkraft
E	Elastizitätsmodul
EI	Steifigkeit
F	Einzellast
I	Flächenträgheitsmoment
L	Stützweite
M	Moment
N	Normalkraft
Q	äußere Einzellast
V	Querkraft
Z	Zugkraft

Kleine lateinische Buchstaben

a	Öffnungslage
b	Breite
d	statische Nutzhöhe / Durchmesser
e	Abstand
f	Festigkeit
h	Höhe
m	Stelle des globalen Momentes im Öffnungsbereich, gemessen vom linken Öffnungsrand ($\bar{O}R_2$)
n	Anzahl / Reduktionszahl
q	Streckenlast
r	Radius der Ausrundung zwischen Flansch und Steg
t	Dicke
x	Abstand
z	Hebelarm / Lage der Schwerachse

Griechische Buchstaben

ε	Dehnung
γ	Teilsicherheitsbeiwert
θ	Druckstrebenneigungswinkel
κ	Maßstabsfaktor
σ	Spannung

Indizes

0	zum Zeitpunkt $t=0$
1	Zone 1 / Feld 1 / Teilquerschnitt 1
2	Zone 2 / Feld 2 / Teilquerschnitt 2
3	Teilquerschnitt 3
4	Teilquerschnitt 4
I	reines Querkraftfließgelenk
II	reines Momentenfließgelenk
III	kombiniertes Versagen
a	Stahl (Baustahl) / Durchstanzen
A	Auflager A
c	Beton
C	Auflager C
d	Bemessungswert
D	Kopfbolzendübel
DL	Doppelkopfkanker der Dübelleiste
e	Ausreißen
E	Beanspruchung
eff	Bezug auf die mittragende Breite (effektiv)
exp	Versuchsergebnis
ext	erweitert
f	ohne Schubfläche bzw. Steg / Flansch
F, Feld	Feldbereich
i	ideell / Laufvariable
j	Laufvariable
k	charakteristischer Wert
K	Kopf des Kopfbolzendübels
l	links / längs
max	maximaler Wert
o	Oberseite / oberer Teilträger
O, Op	Öffnung (Opening)
PH	Fließgelenk (plastic hinge)
pl	plastisch
q	quer
r	rechts
R	Systemwiderstand
red	reduziert
s	Stahl (Betonstahl)
S, Stütze	Stützbereich

t	Zug
u	Unterseite / unterer Teilträger / Bruchdehnung
um	ungelagert
w	Steg
x	Längsrichtung
y	Fließ-, Streckgrenze / y-Richtung

Große Lateinische Buchstaben mit Indizes

$A_{sw,1}$	Querschnitt der Querkraftbewehrung (Kopfbolzen) in Zone 1
A_v	Schubfläche
E_{cm}	Mittlerer Elastizitätsmodul des Betons (Sekantenmodul)
L_0	äquivalente Stützweite zur Ermittlung der mittragenden Breite
$M_{f,Rd}$	Moment zur Reduktion des plastischen Momentes
$N_{pl,Druck}^*$	plastische Grenznormalkraft bei ausschließlichem Wirken einer Drucknormalkraft
$N_{pl,Zug}^*$	plastische Grenznormalkraft bei ausschließlichem Wirken einer Zugnormalkraft
$V'_{Ed,o}$	Bemessungswert der einwirkenden Querkraft im oberen Teilträger zur Bestimmung des reduzierten Moments
$V'_{Ed,u}$	Bemessungswert der einwirkenden Querkraft im unteren Teilträger zur Bestimmung des reduzierten Moments
W^a	äußere Arbeit
W^i	innere Arbeit

Kleine Lateinische Buchstaben mit Indizes

a_{aj-j}	lichter Abstand zwischen den Öffnungen i und j
a_0	Öffnungslänge
b_l	mittragende Breite im Bereich der Öffnung
f_{ctm}	charakteristischer Wert der mittleren, zentrischen Zugfestigkeit des Betons
h_0	Öffnungshöhe
h_{ef}	effektive Kopfbolzendübelhöhe
z_s	Lage der Schwerachse

Griechische Buchstaben mit Indizes

δ_j	zurückgelegter Weg bzw. Gleitung der entsprechenden Kraft j
ϵ_{c1}	zur Druckfestigkeit f_c gehörende Dehnung

Inhalt

ε_{c1u}	rechnerische Bruchdehnung
ϑ_j	Verdrehung des entsprechenden Momentengelenks j
ρ_l	Längsbewehrungsgrad
ρ_{pl}	plastische Rotation
ρ_{rot}	elastische Rotation

Abkürzungen

DL	Dübelleiste
DMS	Dehnmessstreifen
KBD	Kopfbolzendübel
ÖR1	Öffnungsrand 1 = rechter Öffnungsrand
ÖR2	Öffnungsrand 2 = linker Öffnungsrand
TQ	Teilquerschnitt

1 Einleitung und Zielsetzung

In modernen Hochbauten spielt die Technische Gebäudeausrüstung eine wichtige Rolle. Gerade das Unterbringen von Lüftungsleitungen gestaltet sich aufgrund deren Abmessungen meist schwierig. Durch die Anordnung von großen Stegöffnungen können bei Deckensystemen in Verbundbauweise solche Leitungen die Trägerlagen kreuzen, ohne die Höhe der Deckenkonstruktion zu beeinflussen. Außerdem werden vertikale Umlenkungen der entsprechenden Leitungen vermieden. Lediglich das Herstellen der Öffnung bringt einen Mehraufwand mit sich. Um diesen zusätzlichen Aufwand zu minimieren, sollen um die großen Stegöffnungen möglichst aussteifende Bauteile vermieden werden.

Die Problematik der großen Stegöffnung in Verbundträgern (Kapitel 2) muss bei der statischen Berechnung berücksichtigt werden. In verschiedenen Arbeiten wurde diese Thematik mit unterschiedlichen Schwerpunkten untersucht (Kapitel 3). Allerdings sind noch verschiedene Fragestellungen ungeklärt. Die vorliegende Arbeit behandelt die Anwendung der Fließgelenktheorie auf durchlaufende Verbundträger mit großen Stegöffnungen.

Zunächst wurde ein erster Tastversuch ([9] und [10]) durchgeführt. Danach wurde dann ein FE-Modell erstellt und mit den vorhandenen Versuchsergebnissen kalibriert. Auf Grundlage dieses Modells wurde eine umfangreiche Parameterstudie durchgeführt. Um die Parameterstudie mit experimentellen Ergebnissen abzusichern, wurden fünf weitere Versuchskörper untersucht.

Ziel dieser Arbeit ist es, eine praxiserichtete Vorgehensweise zum Entwurf und zur Berechnung durchlaufender Verbundträger mit großen Stegöffnungen zu entwickeln. Dabei sollten folgende Fragen geklärt werden:

- Unter welchen Bedingungen reicht die Rotationskapazität der Restquerschnitte ober- und unterhalb der Öffnung zur Ausbildung eines globalen Querkraftfließgelenks aus?
- Welche Trag- und Verformungseigenschaften hat ein solches Querkraftfließgelenk als globaler Mechanismus mit einem Freiheitsgrad?
- Wann entsteht eine Kombination von Querkraftfließgelenk und Momentenfließgelenk im Öffnungsbereich und wie ist deren Trag- und Verformungsverhalten als globaler kinematischer Mechanismus mit zwei Freiheitsgraden?
- Unter welchen Bedingungen reicht die Rotationskapazität eines solchen globalen Querkraft- und Momentenfließgelenks aus, um die Bildung eines weiteren Momentenfließgelenks bei Innenfeldern zu ermöglichen?
- Falls der Öffnungsbereich so dimensioniert werden kann und wird, dass sich hier kein globales Fließgelenk ausbildet: Wie stark ist der Einfluss der dortigen stärkeren Verformungsfähigkeit auf den Nachweis der erforderlichen Rotationskapazität in den dann entstehenden Momentenfließgelenken über der Stütze oder im Feld? (Dabei ist zu berücksichtigen, dass sich durchaus plastische Verformungen in einzelnen Teilquerschnitten einstellen können.)

- Welcher Einfluss auf die Traglast geht von der Veränderung des globalen elastisch ermittelten Momentes im Öffnungsbereich bei plastischem Verhalten aus?

Im Folgenden werden die durchgeführten Arbeiten beschrieben und deren Ergebnisse vorgestellt. Nach der Auswertung der experimentellen (Kapitel 4) und numerischen (Kapitel 5) Untersuchungen wird auf die formulierten Fragen eingegangen. Den Abschluss dieser Arbeit bilden zwei Nachweiskonzepte, mit denen durchlaufende Verbundträger mit großen Öffnungen elastisch-plastisch und plastisch-plastisch bemessen werden können.

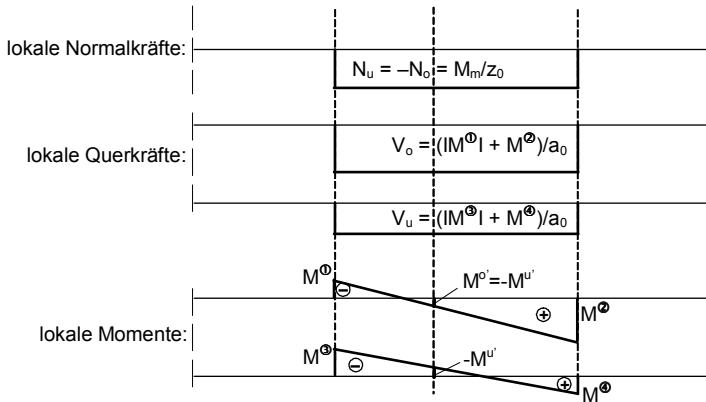


Bild 2-3: Globale und lokale Schnittgrößen im Öffnungsbereich: lokale Schnittgrößen

Das globale Biegemoment M_m im Öffnungsbereich wird mit dem Hebelarm z_0 durch lokale Normalkräfte $N_u = -N_o$ in dem unteren bzw. oberen Teilstab aufgenommen (Bild 2-2 und Bild 2-3). Die globale Querkraft V teilt sich im Bereich der Öffnung auf die Teilstäbe auf. Die Verteilung ist statisch unbestimmt und richtet sich nach dem Verhältnis der Steifigkeiten der Teilstäbe. Die Weiterleitung der lokalen Querkkräfte V_o und V_u erzeugt in den Teilquerschnitten ① - ④ die Sekundärmomente M^{\oplus} bis M^{\ominus} (Bild 2-3). Das globale Moment M_m tritt in dem Querschnitt auf, in dem die Sekundärmomente im oberen und unteren Teilträger betragsmäßig gleich groß sind (Bild 2-2 und Bild 2-3). Sind die Momentenlinien im oberen und unteren Teilträger deckungsgleich, so wirkt das Moment M_m in Öffnungsmitte.

Bei Verbundträgern wird im Bereich von großen Öffnungen ein Großteil der Gesamtquerkraft über den Betongurt aufgenommen. Dies wird durch die Schwächung des Stahlsteges im Öffnungsbereich verursacht. Mit dessen Restquerschnitten können nur geringe Querkraftanteile abgetragen werden. Die Leistungsfähigkeit des Betongurtes hinsichtlich der Querkraftweiterleitung über Stegöffnungen hinweg wurde in einem von der Deutschen Forschungsgemeinschaft geförderten Forschungsprojekt im Fachgebiet Massivbau und Baukonstruktion an der Technischen Universität Kaiserslautern gezielt untersucht (Ra 353/7-1, Ra 353/7-2 bzw. [1], [2] und [3]). Zur Aktivierung des Betongurtes muss die Querkraft vor der Öffnung großteils hochgehängt werden. Dies erfordert u. U. Verstärkungen durch Steifen und eine lokal verdichtete Anordnung der Kopfbolzendübel vor der Öffnung. Die Kopfbolzendübel über der Öffnung sind zum einen die notwendigen Verbundmittel des oberen Teilquerschnitts und stellen zum anderen eine Art von Schubbewehrung für den Betongurt dar. An der zum Auflager hin gewandten Seite der Öffnung muss der im Betongurt ankommende Querkraftanteil wieder weitgehend an den Stahlträgersteg abgegeben werden. Letzterer wird hier erheblich auf Druck beansprucht, was die Gefahr eines lokalen Beulversagens des Steges bewirkt, der u. U. ebenfalls durch Anordnung von Steifen begegnet werden muss.

Wenn die globalen Schnittgrößen aus einer elastischen Berechnung unter Berücksichtigung des lokalen Steifigkeitsabfalls bekannt sind, können die lokalen Schnittgrößen gemäß Bild 2-1 bis Bild 2-3 ermittelt werden. Solange elastische

Verhältnisse vorliegen, ist das hierfür maßgebende globale Moment M_m immer dasjenige in der Öffnungsmitte ($a = b$). Jenseits des elastischen Bereichs kommt es bis zum Erreichen der Traglast in der Regel zu einer Verschiebung der Stelle von M_m aus der Öffnungsmitte heraus (Bild 2–2). Ursache hierfür ist das dann ungleiche Verhalten der unsymmetrischen Restquerschnitte bei Sekundärmomenten mit entgegengesetztem Vorzeichen.

Im Bereich von Öffnungen darf die mittragende Breite der Gurtplatte hinsichtlich ihrer Beteiligung an der Querkraftweiterleitung nicht überschätzt werden. Genauere Untersuchungen hierzu waren Gegenstand des oben erwähnten Forschungsvorhabens von Ramm und Kohlmeier. Angaben zur mittragenden Breite im Öffnungsbereich beinhaltet der entsprechende Forschungsbericht [1].

Im Bereich von großen Stegöffnungen verhält sich das System nicht nur wegen des Wegfalls von Querschnittsteilen sondern vor allem infolge der Auftrennung in Teilstäbe erheblich weicher als die ungeschwächten Trägerbereiche. Dies führt nicht nur zu charakteristischen lokalen Verformungen, sondern auch zu einer deutlichen Vergrößerung der globalen Gesamtverformungen.

Das lokale Verformungsgeschehen wird in Bild 2–4 veranschaulicht. Es wird im Allgemeinen von den Auswirkungen der Sekundärmomente dominiert, die wiederum eine Folge der Querkraftweiterleitung sind. Besonders deutlich wird die Auswirkung, wenn die Öffnung im Bereich eines Momentennullpunktes liegt. Dieser in Bild 2–4b gezeigte Fall ist bei Durchlaufträgern möglich. Liegt die Öffnung dagegen im Bereich eines Momentenmaximums, also eines Querkraftnullpunkts, so entsteht das im Bild 2–4c dargestellte Verformungsbild. Bei dieser Konstellation ist der Einfluss der Öffnung auf die Verformungen relativ gering. Im allgemeinen Fall treten beide Schnittgrößen gleichzeitig auf (Bild 2–4a).

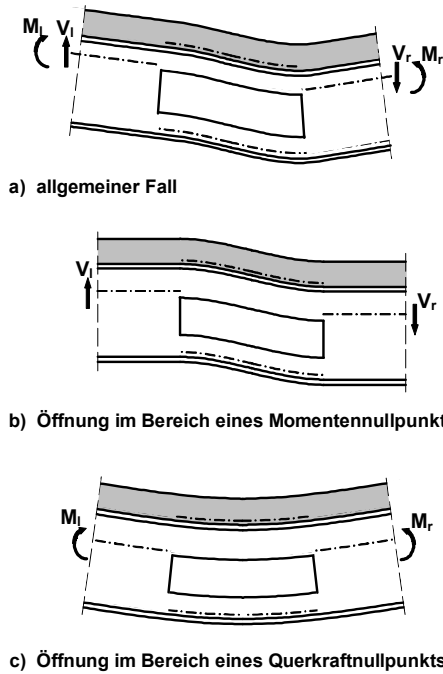


Bild 2–4: Lokales Verformungsgeschehen im Bereich großer Stegasschnitte

Bei der Bestimmung der plastischen Grenzmomente in den Teilquerschnitten sind die Interaktionsbeziehungen des jeweiligen Teilquerschnitts zu berücksichtigen. Da die Teilquerschnitte unsymmetrisch zur Schwerachse sind, sind auch die entsprechenden Diagramme der M-N-Interaktion nicht symmetrisch. Bild 2–5 zeigt solche Verläufe für die Restquerschnitte. In diesen Diagrammen bezeichnen M_{pl} und N_{pl} die plastischen Grenzwerte bei gleichzeitigem Wirken der beiden Schnittgrößen, während die mit einem Stern gekennzeichneten Größen die Grenzwerte bei alleiniger Wirkung der jeweiligen Schnittgröße bedeuten.

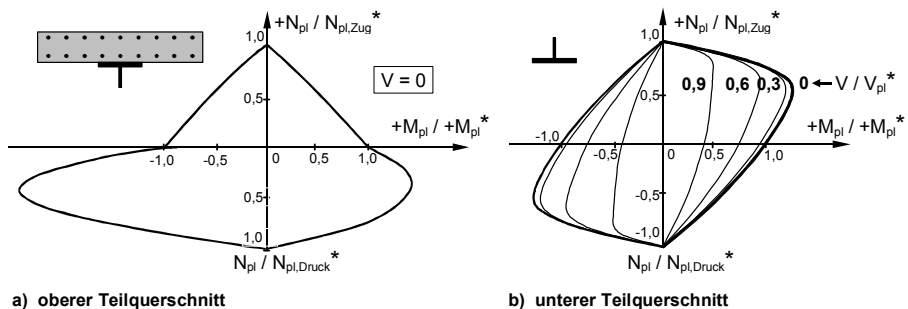


Bild 2–5: Beispiele von Interaktionsdiagrammen für die Restquerschnitte im Bereich der Öffnung [31]

Die Interaktionsdiagramme beider Restquerschnitte sind unsymmetrisch zur Normalkraftordinate. Damit ergeben sich für eine bestimmte Normalkraft unterschiedliche positive und negative Grenzmomente.

Die Teilquerkräfte, die von dem Steg der Restquerschnitte aufzunehmen sind, beeinflussen genau genommen ebenfalls die Momenten-Normalkraft-Interaktion. Das Bild 2–5b verdeutlicht dies anhand entsprechender zusätzlich dargestellter Interaktionskurven. Diese Kurven werden mit der durch die Teilquerkraft rechnerisch reduzierten Stegfläche berechnet. Solange allerdings die Teilquerkräfte nicht allzu groß sind, ist ihr Einfluss nicht sehr bedeutsam.

2.2 Berechnung von Verbunddurchlaufträgern nach der Fließgelenktheorie

Wie in der DIN 18800-5 [16] und im EC 4 [17] geregelt ist, darf die Bemessung von Verbundträgern zur optimalen Ausnutzung der Baustoffe und des Systems mit Hilfe des Fließgelenkverfahrens durchgeführt werden. Alternativ ist auch eine elastische Schnittgrößenermittlung mit oder ohne Berücksichtigung der Rissbildung des Betongurts im negativen Momentenbereich möglich, wobei eine begrenzte Momentenumlagerung jeweils zusätzlich vorgenommen werden darf.

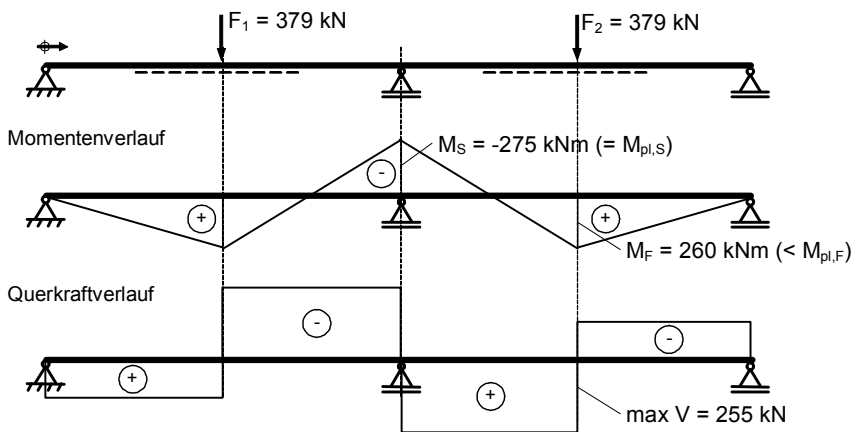
Nach der Fließgelenktheorie bilden sich nacheinander Fließgelenke aus, bis im Grenzzustand der Tragfähigkeit eine kinematische Kette entsteht und keine weitere Laststeigerung mehr möglich ist. Die Anwendbarkeit des Fließgelenkverfahrens hängt von dem plastischen Tragverhalten der Querschnitte und deren Rotationskapazität ab. Zur Beurteilung werden Stahlträger in vier Querschnittsklassen eingeteilt, wobei das Fließgelenkverfahren nur bei Querschnitten, die die volle plastische Querschnittstragfähigkeit entwickeln und eine ausreichende Rotationskapazität aufweisen, uneingeschränkt angewendet werden kann (Querschnittsklasse 1). Die Kriterien zur Einteilung der Querschnitte in die Querschnittsklasse 1 werden im Rahmen der unten vorgestellten Bemessungsmodelle in Kapitel 7.1.3 gezeigt.

Bei ungeschwächten Durchlaufträgern bilden sich im Normalfall Momentenfließgelenke über der Stütze und im Feld. In Verbunddurchlaufträgern mit großen Aussparungen können sich aber auch gerade im Öffnungsbereich Fließzonen bilden, die dann u. U. zur Ausbildung eines sogenannten globalen Querkraftfließgelenks führen können.

Um die besondere Problemstellung bei Durchlaufträgern mit großen Stegöffnungen zu erläutern, wird nachfolgend das Zahlenbeispiel eines Zweifeldverbundträgers mit zwei Einzellasten betrachtet (Querschnitts- und Systemabmessungen werden hier, da es nur auf das prinzipielle Verhalten ankommt, nicht angegeben). Damit die Anwendung der Fließgelenktheorie möglich ist, sei ein Querschnitt der Klasse 1 vorausgesetzt. Die Schnittgrößen werden an einem Zweifeldträger zunächst ohne Öffnung berechnet (Bild 2–6). Die sich bei einer elastisch-plastischen Berechnung (Bild 2–6a) ergebende rechnerische Traglast führt nur zum Ausnutzen der plastischen Tragfähigkeit über der Stütze. Die plastisch-plastische Berechnung (Fließgelenktheorie, Bild 2–6b) nutzt die Systemreserven und liefert eine um etwa ein

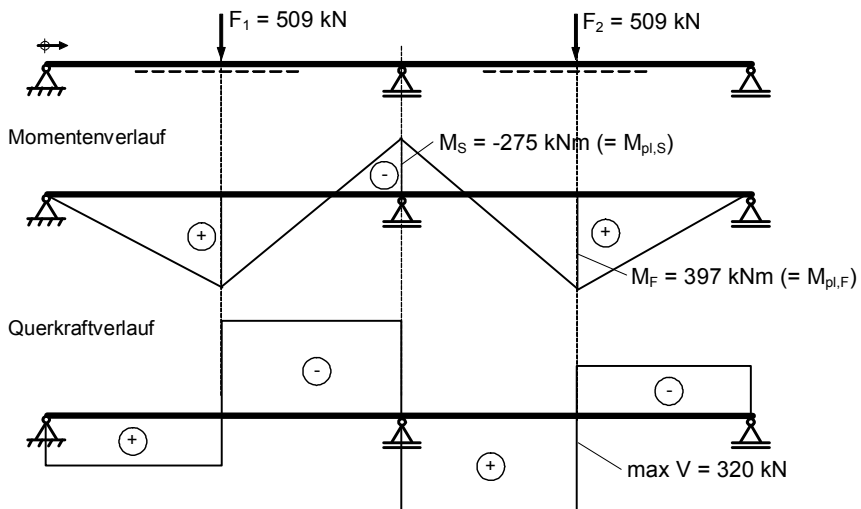
Drittel größere Traglast. Der ungeschwächte Zweifeldträger bildet bei gegebener ausreichender Rotationskapazität der Querschnitte ausschließlich Momentenfließgelenke aus, die im vorliegenden Fall zuerst über der Stütze und dann im Feld entstehen.

System und rechnerische Traglast



a) Ergebnisse der elastisch-plastischen Berechnung

System und rechnerische Traglast



b) Ergebnisse der plastisch-plastischen Berechnung

Bild 2–6: Zahlenbeispiel: Schnittgrößenermittlung an einem ungeschwächten Zweifeldverbundträger

In Bild 2–7 ist der gleiche Träger mit einer Stegöffnung dargestellt, die im elastisch ermittelten Momentennullpunkt des ersten Feldes liegt. Die Lage des Nullpunktes errechnet sich ohne Berücksichtigung der Rissbildung über der Stütze. Im Folgenden

wird die Verwendung des Begriffs "Momentennullpunkt" ausschließlich auf diese Art der Berechnung zurückgeführt. Für die Ermittlung der Stelle m (vgl. Bild 2–2 und Bild 2–3) wird auf Gleichung (7.25) in Kapitel 7.1.7 verwiesen.

Bei dem Zahlenbeispiel in Bild 2–7 ist unter Umständen der Abtrag der Querkraft im geschwächten Bereich für das Versagen des Gesamtsystems entscheidend. Es ist möglich, dass im Öffnungsbereich ein vollplastischer Zustand erreicht wird, bevor ein Momentenfließgelenk über der Stütze oder in Feldmitte entsteht. Die Sekundärmomente in den Reststäben und die Schwächung des Stegbleches bewirken vielfach eine Verminderung der globalen Querkrafttragfähigkeit.

Bei der elastisch-plastischen Bemessung wird jetzt die plastische globale Querkrafttragfähigkeit im Öffnungsbereich vor der Bildung eines Momentenfließgelenks über der Stütze oder im Feld erreicht. Nach der Fließgelenktheorie ergibt sich eine Steigerung der rechnerischen Traglast um etwa ein Fünftel gegenüber der elastisch-plastischen Ermittlung (Bild 2–7b). Das zweite Fließgelenk entsteht dabei nunmehr im Feld und nicht über der Stütze. Dies liegt daran, dass das Querkraftgelenk keine Erhöhung der Lastweiterleitung zur Stütze ermöglicht. Der Wert für die plastische globale Querkrafttragfähigkeit für diesen Fall ist eine Annahme (Bild 2–7).

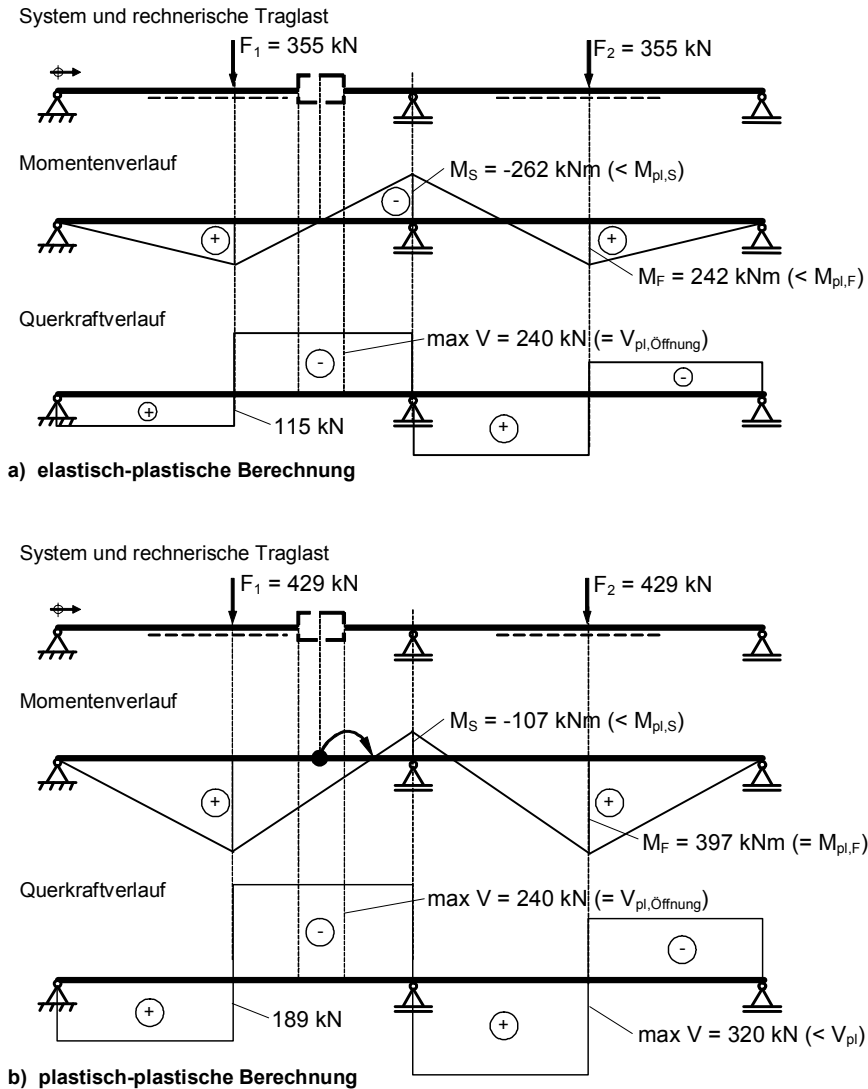


Bild 2–7: Zahlenbeispiel: Berechnungen am Zweifeldverbundträger mit Stegöffnung

Eine zusätzliche Problematik entsteht, wenn sich bei der Bildung des globalen Querkraftfließgelenks der Momentennullpunkt verschiebt (Bild 2–7b) und so ein zusätzliches globales Moment im Bereich der Öffnung entsteht. Dieses Moment erzeugt Normalkräfte, die den plastischen Grenzzustand der Teilstäbe beeinflussen, so dass ein globales Querkraft- und ein globales Momentenfließgelenk im Bereich der Öffnung entstehen können. Dies ist ein Mechanismus mit zwei Freiheitsgraden, der die Traglast begrenzt.

Es war bisher nicht geklärt, inwieweit sich diese Änderung der globalen Momentenbeanspruchung im Bereich der Öffnung auf die globale plastische Querkrafttragfähigkeit auswirkt. Eine Veränderung der globalen

Momentenbeanspruchung beeinflusst über die entsprechende Änderung der Sekundärnormalkräfte die plastische Grenztragfähigkeit der Teilquerschnitte. Dies wird in den in Kapitel 2.1 dargestellten Interaktionsdiagrammen der Sekundärschnittgrößen deutlich. Eine Verminderung aber auch eine Vergrößerung der Querkrafttragfähigkeit hat ein weiteres Verlagern der Momentenlinie zur Folge. Die zu Grunde gelegte Fließgelenkkette kann u. U. nicht mehr zutreffen. Ob und in welchen Grenzen die nötigen Rotationen der Querschnitte unter diesen Umständen möglich sind, gehört ebenfalls zu dieser Fragestellung.

Wenn gleichzeitig ein globales Querkraftfließgelenk und ein globales Momentenfließgelenk in der beschriebenen Weise im Öffnungsbereich entstehen, führt dies wegen der sich bildenden zwei Freiheitsgrade in Endfeldern bereits zu einem Versagensmechanismus. Bei Innenfeldern ist dagegen noch eine weitere Laststeigerung denkbar. Die kinematische Kette wird dort erst erreicht, wenn sich noch ein weiteres Fließgelenk bildet. Dies bedeutet, dass zu den beiden Fließgelenken im Öffnungsbereich ein zusätzliches Fließgelenk über der Stütze oder im Feld entstehen muss, um einen kinematischen Versagensmechanismus zu erreichen. Auch hier stellte sich die Frage, ob die dazu benötigten Rotationen möglich sind.

2.3 Verformungsverhalten von Verbundträgern mit großen Stegöffnungen

Das Verformungsverhalten im Bereich von großen Stegöffnungen hat erhebliche Auswirkungen auf die vertikalen Verformungen des Gesamtsystems (Bild 2–8). Bild 2–8a [30] zeigt einen typischen Verformungsverlauf bei einem Einfeldträger unter einer Einzellast in Feldmitte. Die große Stegaussparung ist in Auflagernähe angeordnet. Für einen zweifeldrigen Verbundträger sind in Bild 2–8b [7] Berechnungsergebnisse abgebildet. Durch die große Stegöffnung im linken Feld werden dort die Verformungen gegenüber dem rechten Feld signifikant größer.

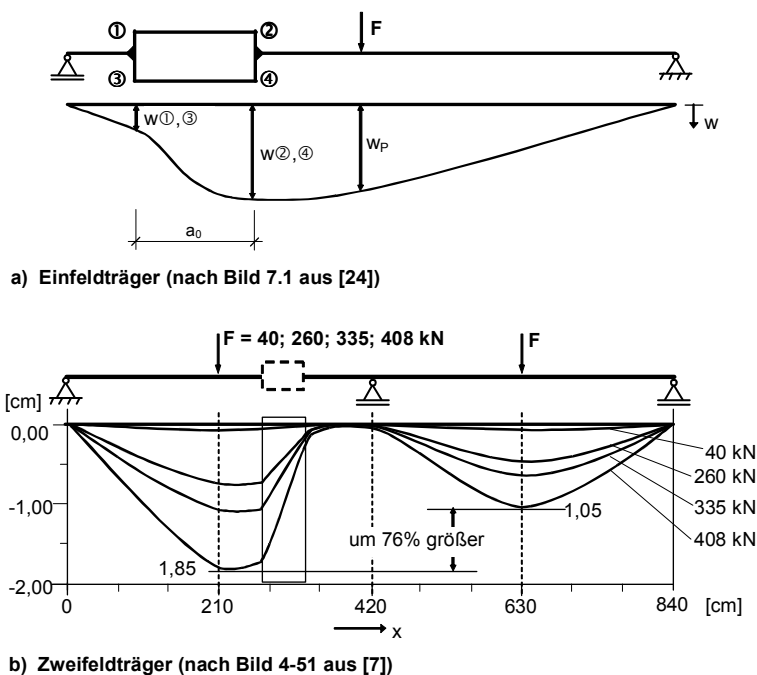


Bild 2–8: Verformungsfiguren von Trägern mit einer großen Stegaussparung

Die angeordnete große Stegöffnung führt zu einer Steifigkeitsverminderung, was im Zweifeldträger einen Einfluss auf die Schnittgrößenverteilung zur Folge hat. In Bild 2–9 [7] lassen dies die dargestellten Momentenlinien erkennen. Diese wurden unter der auf Grundlage einer FE-Berechnung bestimmten Traglast ermittelt. Zu Vergleichszwecken ist zunächst punktiert die Momentenlinie eingezeichnet, die sich bei elastischer Berechnung ohne Berücksichtigung der Stegöffnung ergibt. Der gestrichelte Momentenverlauf folgt aus einer ebenfalls elastischen Berechnung, die aber den lokalen Steifigkeitsabfall durch die Stegöffnung berücksichtigt. Aus Gleichgewichtsgründen bleibt der Momentenverlauf trotz der nur einseitigen Öffnung zwar symmetrisch, aber das Stützmoment ist bereits um 20% verkleinert. Eine vollständig nichtlineare Berechnung zeigt, dass sich beim Erreichen der Traglast das Stützmoment tatsächlich noch viel kleiner einstellt, was mit einer entsprechenden Vergrößerung der Feldmomente verbunden ist. Eine rein elastische Berechnung entspricht in diesem Beispiel auf dem Traglastniveau also bei Weitem nicht der Wirklichkeit. Dies liegt daran, dass sich im Bereich des Stegausschnitts ein Versagensmechanismus einstellt, der die Lastabtragung zur Mittelstützung hin und damit auch das erreichbare Stützmoment beeinflusst. Hieraus zeigt sich im Umkehrschluss, dass die im Beispiel vorgegebene Ausbildung des Öffnungsbereichs nicht in der Lage ist, die sich dort bei rein elastischer Berechnung ergebenden Schnittgrößen, insbesondere die Querkraft und die daraus resultierenden Sekundärmomente, aufzunehmen. Weiterhin verschiebt sich durch die Steifigkeitsminderung im Bereich der Stegöffnung und durch das nichtlineare Verhalten der Momentennullpunkt.

Bei kleineren Öffnungen ist u. U. eine Dimensionierung des Öffnungsbereiches so möglich, dass sich hier keine fließgelenkartigen Erscheinungen einstellen und auch kein wesentlicher Einfluss auf das globale Verformungsgeschehen besteht. In diesem Fall kann der Träger mit dem konventionellen Fließgelenkverfahren mit Fließgelenken über der Stütze und im Feld berechnet werden. Je länger die Öffnung ist, desto größer sind die Sekundärmomente. Je höher die Öffnung ist, desto schwieriger wird es, die Querkraft über die Restquerschnitte abzutragen. Demnach wird bei einer größeren Öffnung u. U. durch eine Versteifung des Öffnungsbereiches dessen maßgebender Einfluss nicht ausgeschaltet.

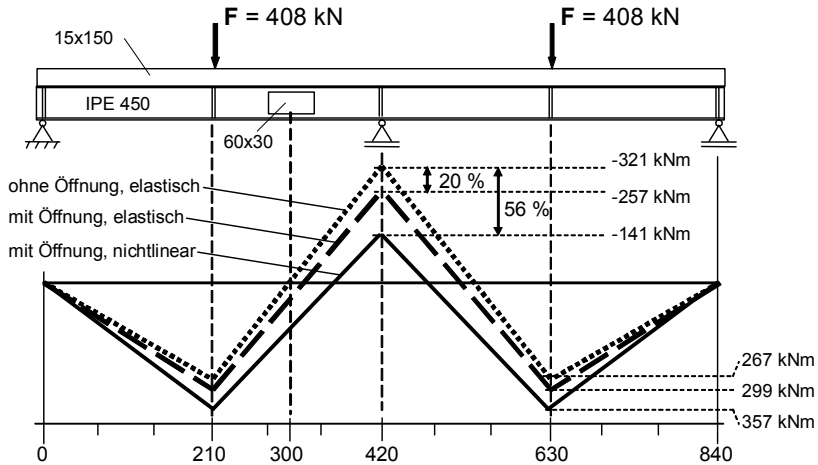


Bild 2–9: Momentenlinien eines zweifeldrigen Verbundträgers (Bild 4–58 aus [7])

3 Stand der Forschung

3.1 Allgemeines zu Verbundträgern mit großen Stegöffnungen

In den letzten 25 Jahren wurden an verschiedenen Stellen großmaßstäbliche Traglastversuche an Einfeldverbundträgern mit großen Stegöffnungen durchgeführt.

Untersuchungen im Ausland erfolgten u. a. von Clawson und Darwin [38], Redwood und Pombouras [37], Donahey und Darwin ([36], [35]), Cho und Redwood [34], Lawson, Chung und Price [33]. In Deutschland wurden solche Traglastversuche von Bode, Künzel und Stengel ([27], [28], [29], [30] und [31]) sowie von Ramm und Kohlmeier ([1], [2] und [3]) durchgeführt.

Im Rahmen dieser Untersuchungen wurden Lösungen zu Problemen, die lokal im Bereich von Stegöffnungen auftreten, erarbeitet. Um die Versuchsergebnisse nachzuvollziehen, wurden unterschiedliche Rechenmodelle entwickelt. In den Arbeiten von Zhou ([5], [6], [7]) wird ein solches Rechenmodell vorgestellt. Darüber hinaus wird ausführlich die Tragfähigkeit von Stahlverbundträgern im Öffnungsbereich behandelt. Allerdings werden Lösungen für die bei Durchlaufträgern anstehenden Fragen nicht entwickelt. Im Folgenden werden die Ergebnisse vorgenannter Arbeiten in spezielle Themengebiete gegliedert und kurz beschrieben.

3.2 Querkraftabtrag im Bereich von großen Stegöffnungen

In ungeschwächten Verbundträgern werden in Abhängigkeit von Abmessungen und Ausführungsformen etwa 90 % der Querkraft vom Steg des Stahlträgers aufgenommen. Bei der Bemessung solcher Träger ist nach EC 4 [17] oder dem Entwurf von Teil 5 der DIN 18800 [16] rechnerisch sogar davon auszugehen, dass die gesamte Querkraft vom Steg aufgenommen wird.

Wie unter 2.1 schon beschrieben, kann der Steg des Stahlträgers die Querkraft im gleichen Umfang nicht mehr aufnehmen, wenn er durch eine größere Öffnung geschwächt wird.

Ramm, Bode und Zhou [26] haben mit FE-Berechnungen ermittelt, dass sich der Anteil der Querkraft, der vom Betongurt über die Öffnung hinweg transportiert wird, u. U. auf über 85 % erhöht. Zhou [7] berücksichtigt in seinem Ingenieurmodell II das Zusammenwirken der Schub- und Normalspannungen im Betongurt. Über die entsprechende Abminderung der aufnehmbaren Schubspannungen trifft er eine pauschale, experimentell nicht belegte Annahme.

Ein Bemessungsvorschlag zum Abtrag der Querkraft über den Betongurt wurde im Rahmen des schon erwähnten DFG-Forschungsvorhabens Ra 353/7-1 und Ra 353/7-2 ([1], [2] und [3]) entwickelt.

3.3 Kopfbolzendübel im Bereich von großen Stegöffnungen

Durch das Hochhängen der Querkraft vom Steg in den Betongurt entstehen in den vor der Öffnung angeordneten Kopfbolzendübeln erhebliche Zugspannungen. Diese Zugspannungen und der durch den Gradienten der sekundären Biegemomente

entstehende zusätzliche lokale Horizontalschub überlagern sich mit den Längsschubkräften aus der globalen Tragwirkung. Bode und Stengel [30] haben bei einzelnen Versuchen Dehnungen in den Kopfbolzen und den Schlupf in der Verbundfuge im Bereich der Öffnung gemessen und damit Rückschlüsse auf die Größe der Zugkräfte in den Dübeln und die Verteilung des zusätzlichen Horizontalschubs auf die Dübel gezogen. Stengel [31] hat versucht, mit FE-Berechnungen den Schlupf in der Verbundfuge zu berechnen, konnte aber dabei das Reißen des Betons mit den damit verbundenen Auswirkungen auf den Schlupf nicht ausreichend genau simulieren.

Der Forschungsbericht von Ramm/Kohlmeier [1] untersucht ebenfalls ausführlich die Kopfbolzendübel im Bereich von großen Stegöffnungen. Für die Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit des Betongurts werden z. B. die Kopfbolzendübel als Querkraftbewehrung herangezogen.

3.4 Durchlaufende Verbundträger mit großen Stegöffnungen

Zu durchlaufenden Verbundträgern ohne Stegöffnungen gibt es eine Reihe von Untersuchungen (z. B. die neueren Arbeiten [20] - [25], weitere Literaturstellen hierzu sind in diesen Veröffentlichungen zu finden). Die Arbeiten sind aber für das vorliegend beschriebene Vorhaben nur am Rande interessant, da nur ungeschwächte Träger untersucht wurden.

Für durchlaufende Verbundträger mit großen Stegöffnungen gibt es dagegen bisher keine experimentellen Untersuchungen. Lediglich mit Finite – Element – Berechnungen wurden Zweifeldträger mit jeweils einer Stegöffnung von Ramm, Bode und Zhou [26] sowie von Zhou [7] untersucht. Dabei wurden aber gewisse Annahmen getroffen, die durch Versuche nicht belegt sind.

In [26] wurden zwei Serien mit jeweils 6 Durchlaufträgern mit Stegöffnungen unter einer Gleichstreckenlast berechnet. In der ersten Serie lag die Stegöffnung im linken Feld in der Nähe des Randauflegers und in der zweiten Serie im linken Feld in der Nähe des Mittelauflegers, was ungefähr dem Momentennullpunkt entspricht. Die Ergebnisse zeigten eine deutliche Abhängigkeit der Schnittgrößenumlagerung von der Lage der Öffnung in Trägerlängsrichtung. Bei allen Beispielen kam es zu einem Versagen der Träger im Bereich der Stegöffnung, was die entscheidende Bedeutung dieses Aussparungsbereiches verdeutlicht.

In der Arbeit von Zhou [7] wurde ein Durchlaufträger untersucht, bei dem die Öffnungsmitte ungefähr im Momentennullpunkt des nach der Elastizitätstheorie an einem Träger ohne Öffnung ermittelten Momentenverlaufs liegt. Die Ergebnisse wurden im Wesentlichen schon unter 2.3 beschrieben.

Außer der Veröffentlichung von Zhou [4] sind für das Thema “Stegöffnungen in Verbunddurchlaufträgern“ keine neueren Ergebnisse oder andere Veröffentlichungen bekannt. Zhou stellt zwar in [4] erneut ausführlich die Probleme bei der Bemessung von Verbunddurchlaufträgern mit Stegöffnungen heraus, die Arbeit enthält aber gegenüber seiner Dissertation [7] keine neuen Ansätze.

Die Ergebnisse der genannten Arbeiten sind für die Anwendung in der Ingenieurpraxis nicht geeignet. Die Fließgelenktheorie wirft bei ihrem Einsatz für Durchlaufträger mit großen Stegöffnungen spezifische Probleme auf, die in diesen Arbeiten nicht behandelt sind.

3.5 Stahlbetonträger mit großen Öffnungen

Experimentelle und rechnerische Forschungsergebnisse zu Stahlbetonträgern mit großen Öffnungen sind nicht auf Verbundträger übertragbar. Bei großen Öffnungen in Stahlbetonträgern verlagert sich die Problematik, da wegen der geringen Zugfestigkeit des Betons alle zugbeanspruchten Bereiche in den gerissenen Zustand II übergehen und entsprechend an Steifigkeit verlieren. Im Öffnungsbereich geht der auf der Zugseite der globalen Momentenwirkung liegende Teilträger weitgehend in den Zustand II über, während der auf der Druckseite liegende Teilträger in stärkerem Maße oder sogar vollständig im Zustand I verbleibt. Damit ändern sich die Steifigkeitsverhältnisse zwischen den beiden Teilträgern, so dass sich entsprechend auch die Querkraftverteilung ändert: Der auf der globalen Zugseite liegende Träger beteiligt sich wesentlich weniger an der Übertragung der globalen Querkraft, die damit weitgehend dem Teilträger auf der globalen Druckseite zufällt. Diese Zusammenhänge wurden unter anderem schon von Leonhardt [39] sowie Eligehausen und Gerster [40] dargestellt. Eine sehr umfassende Abhandlung über Stahlbetonträger mit Öffnungen wurde von Mansur und Tan verfasst [46]. Diese Arbeit enthält auch eine Berechnung des Grenzzustandes der Tragfähigkeit nach dem Traglastverfahren.

Stahlbetonbalken mit Öffnungen (Rechteck- und Plattenbalkenquerschnitt) wurden von Ehmann ([41] und [42]) experimentell und rechnerisch untersucht. Bemessungskonzepte für Stahlbetonträger mit Öffnungen wurden von Schnellenbach-Held und Ehmann [43] sowie Neff und Schnellenbach-Held ([44] und [45]) entwickelt.

Da Verbundträger mit Öffnungen ein anderes Tragverhalten als vergleichbare Stahlbetonträger aufweisen, können die genannten Arbeiten keinen direkten Aufschluss über die Problematik bei durchlaufenden Verbundträgern mit großen Stegöffnungen geben.

4 Experimentelle Untersuchungen

4.1 Allgemeines

Zur Beantwortung der formulierten Fragen wurde ein Versuchsprogramm mit großmaßstäblichen Versuchen geplant. Bei der Versuchsträgerplanung wurde sich an den Abmessungen der Versuchsträger aus dem Forschungsprojekt von Ramm/Kohlmeier [1] orientiert.

Mit Hilfe von FE-Berechnungen (Kapitel 5 "Rechnerische Untersuchungen") wurde im Voraus die geplante Versuchsserie optimiert. Außerdem konnten dadurch erste Anhaltspunkte zum Tragverhalten der Versuchsbalken gewonnen werden. Zur Kalibrierung des dazu benötigten FE-Modells (Kapitel 5.1 und 5.2) wurde zu Beginn der Arbeiten ein Tastversuch ([9] und [10]) durchgeführt. Weiterhin wurden noch fünf weitere Versuchskörper untersucht. Im Folgenden werden alle durchgeführten Versuche beschrieben und die Ergebnisse vorgestellt.

4.2 Versuchsprogramm

4.2.1 Übersicht über die Versuche

In Bild 4–1 ist eine allgemeine Seitenansicht der Versuchsträger dargestellt. Lediglich für den Versuch V4-S400 (vgl. Tabelle 4–1) weicht diese Ansicht geringfügig ab. Dieser Versuch wurde nicht mit zwei Einzellasten sondern mit einer simulierten Streckenlast durchgeführt. Dazu wurden 16 Einzellasten gleichmäßig über die Trägerlänge verteilt. Wegen dieser Lastverteilung sind bei V4-S400 keine Steifen in den Feldmitten des Trägers zu finden.

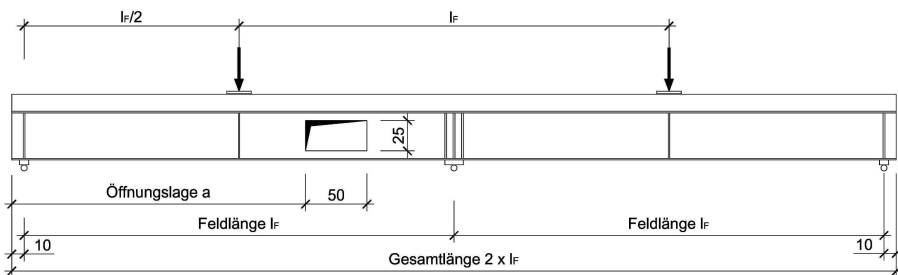


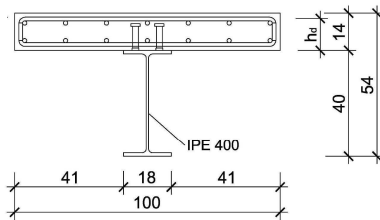
Bild 4–1: Allgemeine Seitenansicht der Versuchsträger

Die entsprechenden Abmessungen aller Versuchskörper, die als Parameter in Bild 4–1 eingetragen sind, zeigt Tabelle 4–1. Dazu gehören Öffnungslage und Feldlänge.

Die Dübelhöhe ist als Parameter in Bild 4–2 eingetragen und für die entsprechenden Träger ebenfalls in Tabelle 4–1 aufgelistet. Das Bild zeigt die Schnitte im Öffnungsbereich und über der Stütze, die sich nur durch den Bewehrungsgrad unterscheiden. Über der Stütze sind bei allen Versuchskörpern Zulagen eingelegt. Eine Ausnahme bildet der Versuch V5-DL400N, da hier aufgrund der nahen

Öffnungslage zum Mittelaufleger hin die Zulagenbewehrung über der Stütze auch über der Öffnung verläuft.

Schnitt im Öffnungsbereich



Schnitt über Stütze

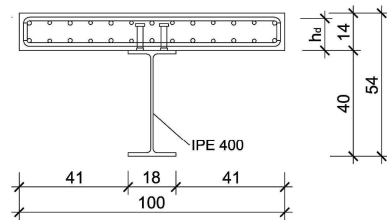


Bild 4–2: Schnitte der Versuchsträger

Versuchsbezeichnung	Feldlänge l_f	Öffnungslage a	Dübelhöhe h_d	Belastungsart	Dübelleisten
	[m]	[m]	[mm]		
V1-T350 (Tastversuch)	3,50	2,391 (elast. Momentennullpunkt)	100	Einzellast je Feld	nein
V2-G400 (Grundkonstellation)	4,00	2,777 (elast. Momentennullpunkt)	100	Einzellast je Feld	nein
V3-DL400 (Dübelleiste)	4,00	2,777 (elast. Momentennullpunkt)	125	Einzellast je Feld	ja
V4-S400 (Streckenlast)	4,00	2,777 (elast. Momentennullpunkt)	100	simulierte Streckenlast	nein
V5-DL400N (Negativ)	4,00	3,350 (negativer Momentenbereich)	125	Einzellast je Feld	ja
V6-DL400P (Positiv)	4,00	2,300 (positiver Momentenbereich)	125	Einzellast je Feld	ja

Tabelle 4–1: Übersicht der durchgeführten Versuche

Die in der Tabelle verwendete Bezeichnungsweise der Versuchsträger ist folgendermaßen aufgebaut:

- V steht für Versuch. Die dahinter platzierte Zahl steht für die Nummer des Versuchs, welche chronologisch nach dem Zeitpunkt der Durchführung vergeben ist.
- Die Buchstaben nach dem Spiegelstrich stehen als Kürzel für Tastversuch (T), Grundkonstellation (G), Streckenlast (S) oder Dübelleiste (DL).
- Die dreistellige Zahl zeigt die Feldlänge in Zentimeter.
- N und P stehen für eine Lage der Öffnung im negativen bzw. positiven Öffnungsbereich. Liegt die Öffnung im elastisch berechneten Momentennullpunkt, wie es bei der Grundkonstellation der Fall ist, trägt die Versuchsbezeichnung keinen zusätzlichen Buchstaben am Ende.

4.2.2 Versuch V1-T350 (Tastversuch)

Der hier beschriebene Tastversuch war für die danach folgende Versuchsplanung und die Kalibrierung des FE-Modells (Kapitel 5.2) von besonderer Bedeutung.

Der für den Tastversuch geplante Versuchsträger wurde wie alle anderen Versuchskörper auch im Labor für Konstruktiven Ingenieurbau der Technischen Universität Kaiserslautern hergestellt. In Bild 4–3 sind die Seitenansicht und der Querschnitt des Versuchsträgers dargestellt.

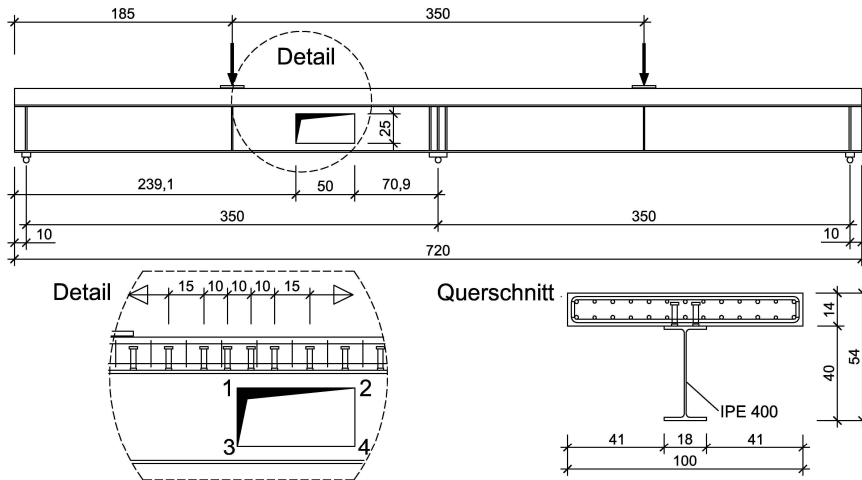


Bild 4–3: Versuchsträger V1-T350 in Seitenansicht mit vergrößert dargestelltem Öffnungsbereich und Schnitt

Da in den Teilquerschnitten 1 bis 4 (vgl. Bild 4–3) Fließgelenke entstehen sollten und dies durch ein geringes M/V – Verhältnis unterstützt wird, wurde eine Feldlänge von 3,50 m gewählt. Bei einem Überstand von 10 cm an den Endauflagern betrug somit die Gesamtlänge des Versuchskörpers 7,20 m. Außerdem wurde die 50 cm breite und 25 cm hohe Öffnung in den an einem ungeschwächten Träger elastisch ermittelten Momentennullpunkt (vgl. Kapitel 2.2 und Bild 2–7) gelegt. Belastet wurde das System mit zwei gleich großen, in der Feldmitte angeordneten Einzellasten, die mit Hohlkolbenpressen aufgebracht wurden.

Der Querschnitt des Verbundträgers setzte sich aus einem IPE 400 – Profil der Stahlsorte S235 und einem 100 cm breiten und 14 cm dicken Betongurt zusammen. Als Verbundmittel wurden 10 cm hohe Kopfbolzendübel mit einem Durchmesser von 22 mm zweireihig in einem Längsabstand von 15 cm angeordnet. Allerdings wurde der Abstand der Kopfbolzen über der Öffnungsseite zur Feldmitte hin auf 10 cm reduziert, um die konzentrierte Zugkraft, die an dieser Stelle in den Betongurt geleitet wird, besser abtragen zu können (vgl. Detail in Bild 4–3). Ein frühzeitiges Versagen durch Ausreißen der Verbundmittel wurde damit verhindert.

Die Wahl des Betongurts orientierte sich an Versuchserfahrungen des Forschungsprojektes RA 353/7-1 ([1], [2] und [3]), das zum Zeitpunkt der Versuchsplanung an der Technischen Universität Kaiserslautern bearbeitet wurde. Die rechnerisch mittragende Breite liegt an jeder Stelle innerhalb des 100 cm breiten Betongurts. Eine durchgehende Längsbewehrung mit einem Bewehrungsgrad von 2 % ($2 \times \varnothing 16$) wurde über der Stütze durch Zulagen auf 3 % ($2 \times \varnothing 16$ mit

2 x 6Ø12) erhöht. Die Zulagen waren erforderlich, um ein frühzeitiges Fließen im Stützbereich zu verhindern. Der Bewehrungsgrad der Querbewehrung war einheitlich 0,7 % (2 x 7Ø14, s=15 cm).

Um ein Beulen des Stahlsteges an den Auflagern und den Lasteinleitungspunkten zu verhindern, wurden Steifen unter der Lasteinleitung und über den Auflagern im Steg angeordnet. Aufgrund der zu erwartenden erhöhten Lastkonzentration über dem Mittelaufleger wurden an dieser Stelle drei Steifen vorgesehen. Der Öffnungsbereich wurde nicht verstärkt.

4.2.3 Versuch V2-G400 (Grundkonstellation)

Die Vielzahl der zu berücksichtigenden Bemessungsparameter bei Verbunddurchlaufträgern wird bei der numerischen Parameterstudie in Kapitel 5 ablesbar. Um Interaktionen zwischen mehreren geänderten Parametern zu verhindern, wurden die Abmessungen des zweiten Versuchsträgers, der in Bild 4–4 abgebildet ist, weitgehend dem in Kapitel 4.2.2 beschriebenen Tastversuch angepasst. Lediglich die Feldlänge wurde von 3,50 m auf 4,00 m erhöht. Dadurch änderte sich der elastisch ermittelte Momentennullpunkt und die Öffnungslage a vergrößerte sich von 2,391 m auf 2,777 m. Außerdem musste aufgrund der geänderten Maße die Anordnung der Kopfbolzendübel variiert werden. Der Unterschied ist beim Vergleich der Detaildarstellungen von Bild 4–3 und Bild 4–4 zu erkennen. Durch diese wenigen Änderungen konnte die Vergleichbarkeit zwischen beiden Versuchsergebnissen erleichtert werden.

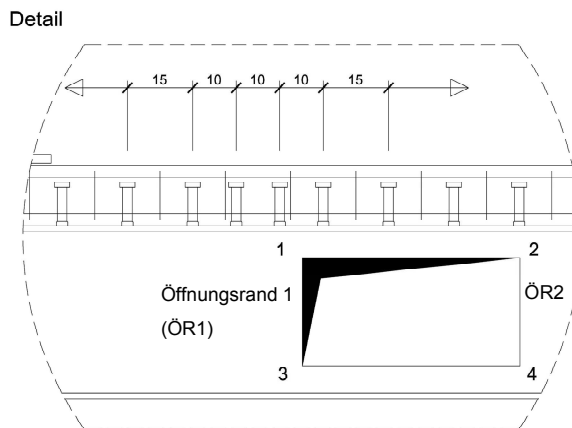


Bild 4–4: Öffnungsbereich des Versuchsträgers V2-G400

Ausgehend von dem Versuch V2-G400 als Grundkonstellation wurden alle folgenden Versuche geplant und durchgeführt.

4.2.4 Versuch V3-DL400 (Dübelleiste)

Die Ergebnisse von V1-T350 und V2-G400 (vgl. Kapitel 4.6 "Versuchsergebnisse") zeigen, dass zwar Fließzonen entstehen und Umlagerungen stattfinden, von einer

ausgeprägten Fließgelenkbildung kann aber nicht gesprochen werden. Aus diesem Grund wurde basierend auf den Erfahrungen des von der DFG geförderten Forschungsprojekts Ra 353/7-1 u. 2 [1] bei V3-DL400 Dübelleisten vom Typ HDB-S der Firma Halfen-Deha über der Öffnung vorgesehen. Die Ergebnisse aus [1] zeigen, dass durch diese Dübelleisten die Querkrafttragfähigkeit des Betongurts über der Öffnung deutlich erhöht wird.

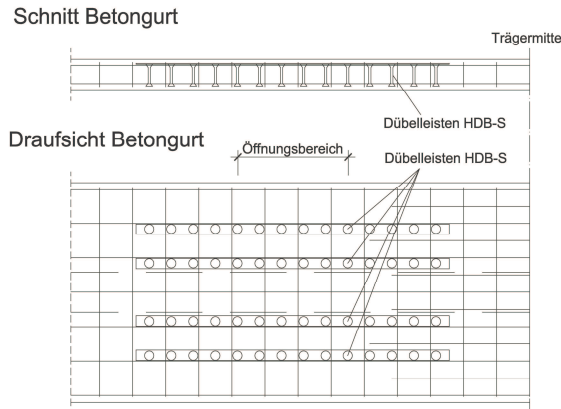


Bild 4–5: Dübelleisten im Betongurt bei V3-DL400

Bei V3-DL400 sollte mit Hilfe der eingebauten Dübelleisten die Querkrafttragfähigkeit des Betongurts und damit auch die Verformungsfähigkeit im Öffnungsbereich erhöht werden. Hiermit wurde das Ziel angestrebt, die Fließgelenkausbildung vor allem im Öffnungsbereich zu verbessern. In Bild 4–5 ist der mit Dübelleisten versehene Betongurt im Öffnungsbereich von V3-DL400 in Ansicht und Draufsicht dargestellt (vgl. auch Bild 4–8 rechts).

Zusätzlich wurden bei diesem Versuchsträger abweichend zu V2-G400 Kopfbolzendübel mit einer Höhe von 125 mm eingebaut. Außerdem wurde der auf 10 cm verringerte Abstand der Kopfbolzen am Öffnungsrand (vgl. Bild 4–4) über die gesamte Öffnung fortgeführt. Diese Maßnahmen sollten wie auch die Dübelleisten die Querkrafttragfähigkeit des Betongurts über der Öffnung verbessern.

4.2.5 Versuch V4-S400 (Streckenlast)

Für diesen Versuch wurde ein Versuchsträger hergestellt, der bis in jedes Detail dem Träger V2-G400 entspricht. Lediglich die Materialkennwerte stimmen nicht exakt überein (vgl. Kapitel 4.4 "Baustoffe"). Der Unterschied zu dem Versuch der Grundkonstellation besteht darin, dass eine simulierte Streckenlast auf den Träger aufgebracht wurde. In Bild 4–6 ist der Versuchsaufbau skizziert. Weiteres zu diesem Versuchsaufbau ist in Kapitel 4.3 zu finden.

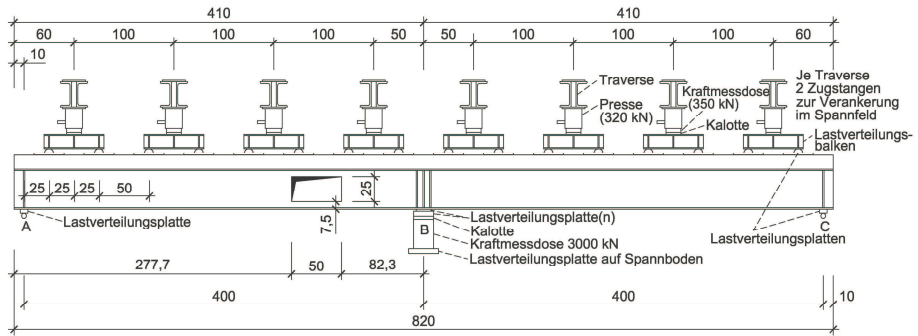


Bild 4–6: Versuchsaufbau von V4-S400 (Ansicht)

Bei V4-S400 wurde auf die Dübelleisten und die höheren Kopfbolzendübel – wie sie in V3-DL400 verwendet wurden – verzichtet. Es sollte unter anderem überprüft werden, ob eine Fließgelenkbildung durch die Streckenlast begünstigt wird.

4.2.6 Versuch V5-DL400N (Negativ)

Die Ergebnisse von V3-DL400 (vgl. Kapitel 4.6) zeigen, dass durch die Dübelleisten und die höheren Kopfbolzendübel besser ausgeprägte Fließzonen entstehen. Aus diesem Grund wurden in dem Versuchsträger V5-DL400N ebenfalls Dübelleisten und Kopfbolzen mit einer Höhe von 125 mm eingebaut.

Der Unterschied des fünften Versuchsträgers zum Träger von V3-DL400 besteht darin, dass die Aussparung im negativen Momentenbereich liegt. Durch eine Anordnung der Öffnung neben dem Mittelaufleger wurde dies ermöglicht. Aufgrund der Nähe zur Mittelstütze wird die Zulagebewehrung über der Stütze über den gesamten Öffnungsbereich geführt.

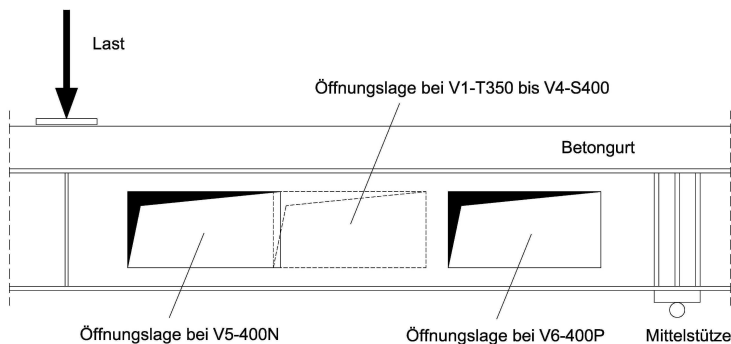


Bild 4–7: Anordnung der Öffnung bei V5-DL400N und V6-DL400P (Ansicht)

4.2.7 Versuch V6-DL400P (Positiv)

Für den Träger von V6-DL400P gilt grundsätzlich das Gleiche wie für V5-DL400N. Jedoch liegt hier die Öffnung im positiven Momentenbereich zwischen der

Lasteinleitung des ersten Feldes und der Mittelstütze. Durch die Nähe zur Feldmitte befindet sich im Gegensatz zu V5-DL400N wie bei allen anderen Versuchen auch über dem Öffnungsbereich keine Zulagenbewehrung.

4.3 Herstellung der Versuchskörper und Versuchsaufbau

Alle Versuchskörper wurden prinzipiell gleich hergestellt. Dies gilt bis auf die Ausnahme des Versuchs V4-S400 auch für den Versuchsaufbau.

Für die Herstellung des jeweiligen Trägers wurde zuerst die Stegöffnung durch Brennschneiden – ausgehend von einem Bohrloch (Radius 10 mm) in jeder der vier Öffnungsecken – in den gewalzten Stahlträger geschnitten. Danach wurden die Steifen ein- und die Kopfbolzendübel (vgl. Bild 4–8) aufgeschweißt. Vor den Schweißarbeiten wurden die entsprechenden Stellen durch Abschleifen von losem Rost und Zunder befreit.

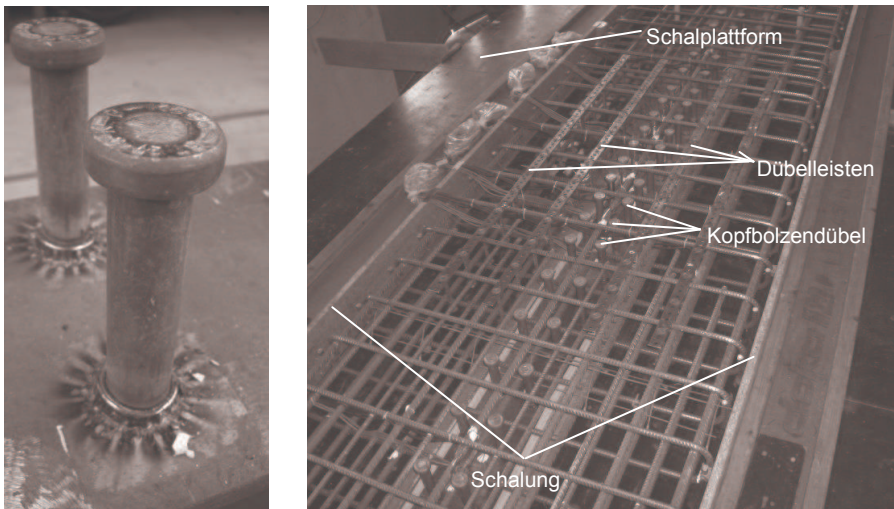


Bild 4–8: links: Aufgeschweißter Kopfbolzendübel, rechts: eingebauter Bewehrungskorb mit Dübelleisten

Nach dem Abschluss der Schweißarbeiten wurden die notwendigen Dehnungsmessstreifen (DMS) auf den Stahlträger und die Kopfbolzendübel appliziert (vgl. Kapitel 4.5). Parallel dazu wurden auch die Bewehrungsstäbe und die Dübelleisten, sofern diese für den Versuch geplant waren, mit den vorgesehenen Dehnungsmessstreifen präpariert.

Anschließend wurde der entsprechende Bewehrungskorb geflochten und die Schalung für den Betongurt gestellt. Danach wurde der Betongurt auf den Träger betoniert. Bei den Versuchen mit Dübelleisten wurden wie in Bild 4–8 gezeigt vor der Betonage noch die vorgesehenen Dübelleisten in dem Bewehrungskorb angebracht. Der Betongurt war beim Betonieren flächig unterstützt, so dass auch die Eigenlast beim späteren Versuch das Verbundträgersystem beanspruchte. Nach dem Einbringen, Verdichten und Glätten des Betons wurde der Träger für 7 Tage mit Folie

abgedeckt. Danach wurde der Träger ausgeschalt, in die Versuchshalle transportiert und für den Versuch vorbereitet.

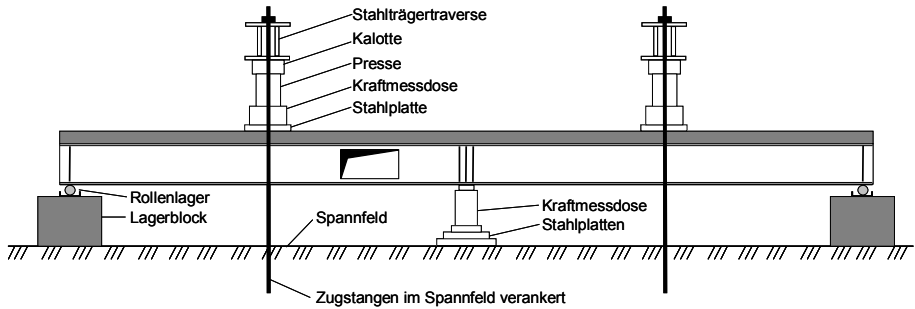


Bild 4–9: Skizzierter Versuchsaufbau von V2-G400

Der Versuchsaufbau bei den Untersuchungen bestand im Wesentlichen aus der Lasteinleitung, dem Versuchsträger und den Lagerböcken. Die beiden Pressenkräfte wurden über je eine Kalotte und je eine Kraftmessdose, die auf einer 40 mm dicken und 300 x 300 mm großen Stahlplatte standen, in den Träger eingeleitet. Die baugleichen Pressen wurden über eine Ölpumpe gesteuert, so dass in beiden ständig die gleiche Kraft herrschte. Außerdem drückten die Pressen gegen je eine Traverse, die mittels Zugstangen im Spannboden verankert war. Die beschriebene Lasteinleitungskonstruktion ist in Bild 4–10 gezeigt. Der Versuchsträger gab die Last an den Endauflagern über Rollenlager an die Auflagerböcke weiter. Am Mittelaflager war wie in Bild 4–10 zu erkennen zwischen Lagerbock und Träger eine Kraftmessdose platziert. Alle drei Auflagerböcke standen auf dem Aufspannfeld.

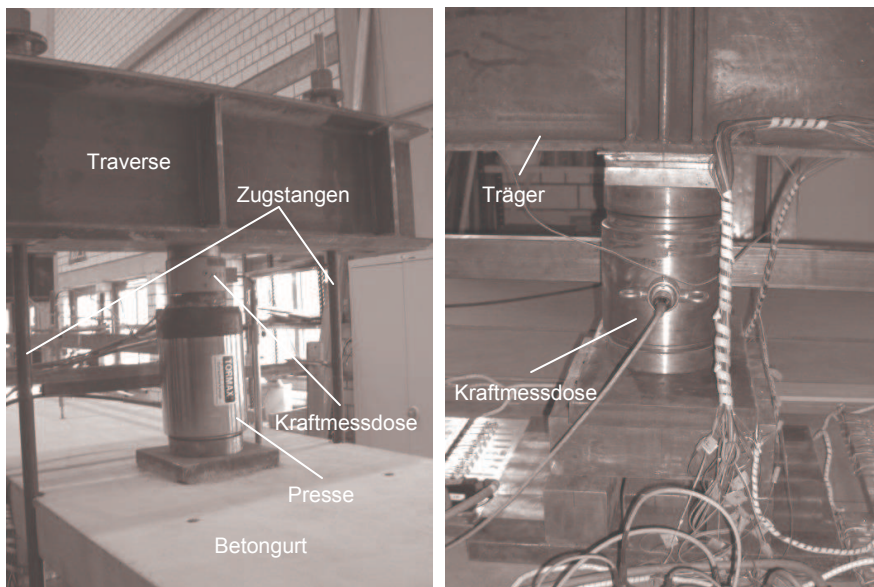


Bild 4–10: links: Lasteinleitungskonstruktion im Feld, rechts: Mittelaflager mit Kraftmessdose

Eine Besonderheit, was den Versuchsaufbau angeht, war Versuch V4-S400, bei dem eine Streckenlast simuliert wurde. Mit Hilfe von insgesamt 8 Pressen wirkten 16 gleich verteilte und gleich große Einzellasten auf den Träger (Bild 4–11). Hierzu mussten die Auflagerböcke um 0,5 m verschoben werden, da eine andere Rasteranordnung des Spannungsfeldes als bei den Einzellastversuchen benötigt wurde. Die Pressen drückten wie bei den Einzellastversuchen gegen die oben beschriebene Traversen-Zugstangen-Konstruktion, die im Spannungsboden verankert war. Zum Versuchsträger hin wurde jede der 8 Pressenkräfte über einen Lastverteilungsbalken zweigeteilt, wodurch dann die 16 Einzellasten entstanden. Alle Pressen waren baugleich und konnten deswegen an einem Ölkreislauf angeschlossen werden. Dies führte dazu, dass die 16 eingeleiteten Lasten während des gesamten Versuchsablaufs stets gleich groß waren.

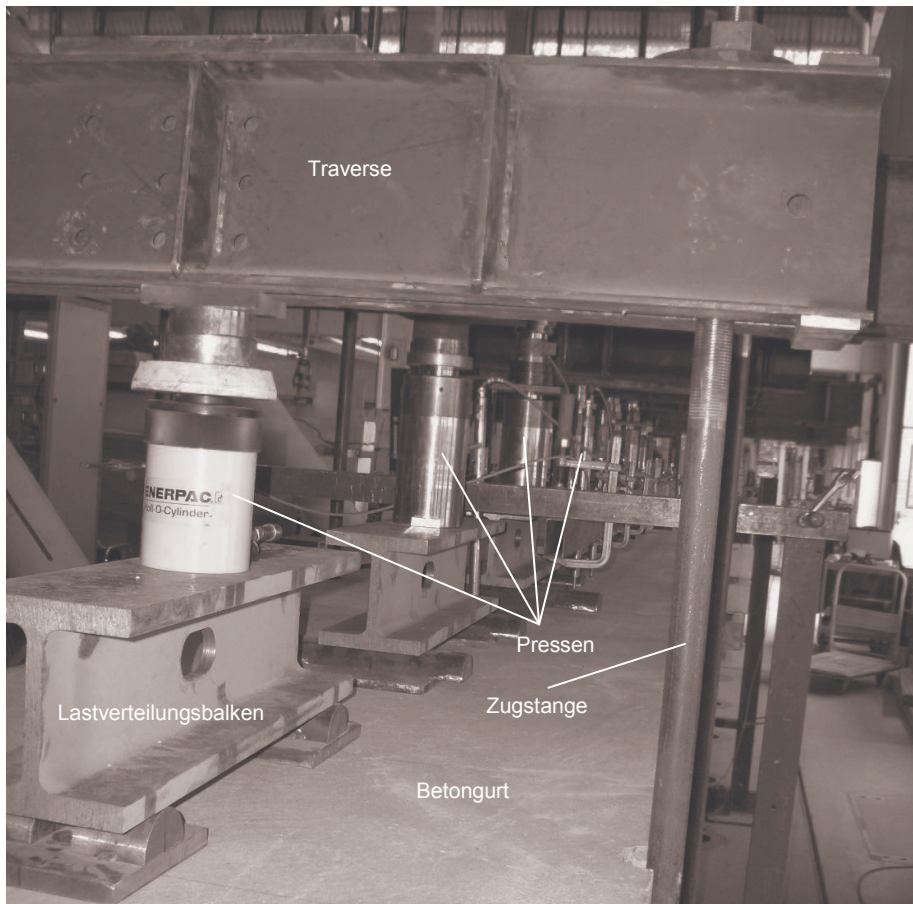


Bild 4–11: Lasteinleitungskonstruktion des Versuchs V4-S400 (Streckenlast)

In den im Forschungsbericht von Schnell und Weil [8] abgebildeten Plänen ist der Versuchsaufbau für den jeweiligen Versuch skizziert.

4.4 Baustoffe

Zur Ermittlung der Materialkennwerte der verwendeten Baustoffe wurden entsprechende Untersuchungen durchgeführt. In Tabelle 4–2 sind die ermittelten Ergebnisse für alle Versuchsträger zusammengefasst.

		V1-T350	V2-G400	V3-DL400	V4-S400	V5-DL400N	V6-DL400P
Beton							
Druckfestigkeit f_{ck}	[N/mm ²]	57,9	50,4	51,5	46,6	36,5	44,9
Zugfestigkeit f_{ctm}	[N/mm ²]	4,32	3,56	3,71	4,24	3,85	4,16
E-Modul E_{cm}	[N/mm ²]	37108	33128	35389	34185	37332	36161
Betonstahl (Ø16)							
Fließgrenze $f_{yk,s}$	[N/mm ²]	545,2	519,3	570,6	565,6	566,6	505,9
Fließdehnung $\epsilon_{yk,s}$	[%]	2,78	2,59	2,58	2,60	2,61	2,43
Zugfestigkeit $f_{tk,s}$	[N/mm ²]	621,6	618,8	628,8	656,4	656,4	598,9
E-Modul E_s	[N/mm ²]	196075	200344	220773	217458	217458	208092
Baustahl (Flansch)							
Fließgrenze $f_{yk,a}$	[N/mm ²]	362,4	331,2	301,2	307,3	340,1	wie V5
Fließdehnung $\epsilon_{yk,a}$	[%]	1,81	1,44	1,53	1,46	1,64	wie V5
Zugfestigkeit $f_{tk,a}$	[N/mm ²]	468,7	457,8	414,0	423,0	454,8	wie V5
E-Modul E_a	[N/mm ²]	200234	229629	197144	210972	207931	wie V5
Baustahl (Steg)							
Fließgrenze $f_{yk,a}$	[N/mm ²]	317,6	332,0	283,7	292,0	332,7	wie V5
Fließdehnung $\epsilon_{yk,a}$	[%]	1,64	1,58	1,40	1,47	1,71	wie V5
Zugfestigkeit $f_{tk,a}$	[N/mm ²]	434,3	448,6	405,1	416,4	448,1	wie V5
E-Modul E_a	[N/mm ²]	193718	210538	202337	198459	195107	wie V5
Kopfbolzendübel							
Fließgrenze $f_{yk,a}$	[N/mm ²]	353,2	377,7	403,0	423,9	wie V4	wie V4
Fließdehnung $\epsilon_{yk,a}$	[%]	1,67	1,65	1,98	2,08	wie V4	wie V4
Zugfestigkeit $f_{tk,a}$	[N/mm ²]	465,6	510,2	502,7	522,8	wie V4	wie V4
E-Modul E_a	[N/mm ²]	210884	228791	203955	203536	wie V4	wie V4
Dübelleisten							
Fließgrenze $f_{yk,a}$	[N/mm ²]	-	-	514,0	-	567,9	wie V5
Fließdehnung $\epsilon_{yk,a}$	[%]	-	-	2,38	-	2,55	wie V5
Zugfestigkeit $f_{tk,a}$	[N/mm ²]	-	-	627,1	-	672,0	wie V5
E-Modul E_a	[N/mm ²]	-	-	215956	-	222839	wie V5

Tabelle 4–2: Ergebnisse der Materialuntersuchungen für die einzelnen Versuchsträger

Beton

Zur Herstellung der Versuchskörper wurde bei allen durchgeführten Versuchen Transportbeton mit der Festigkeitsklasse C35/45 und der Konsistenzklasse F3 verwendet.

Begleitend wurden bei jedem Versuchskörper drei Probewürfel mit einer Kantenlänge von 15 cm zur Bestimmung der Druckfestigkeit hergestellt und nach DIN 1048 [13] am Versuchstag geprüft. Zusätzlich wurden je drei Betonzylinder zur Bestimmung des E-Moduls und der Spaltzugfestigkeit hergestellt und am Versuchstag nach DIN 1048 geprüft.

Die charakteristische Betondruckfestigkeit f_{ck} , die Zugfestigkeit f_{ctm} und der E-Modul E_{cm} aus den Prüfversuchen am Versuchstag sind für jeden einzelnen Versuchsträger in Tabelle 4–2 zu finden. Die von der erwarteten Druckfestigkeit teilweise erheblich

abweichenden Werte sind auf die herstellungsbedingten Schwankungen in der Betonzusammensetzung zurückzuführen.

Betonstahl

Für die Querbewehrung und die Längsbewehrung der Gurtplatten wurden bei allen Versuchen Betonstahl nach DIN 488 [11] mit einem Stabdurchmesser von 12 bis 16 mm verwendet. Es wurden für jeden verwendeten Stabdurchmesser mindestens drei Zugproben nach DIN EN 10002-1 [18] untersucht und jeweils der Mittelwert aus den Einzelergebnissen gebildet.

Aus den Zugversuchen ergaben sich für die Bewehrung jedes Versuchs die Streckgrenze $f_{yk,s}$, die Zugfestigkeit $f_{tk,s}$, und der E-Modul E_s . Außerdem wurde die Dehnung des Fließbeginns $\varepsilon_{yk,s}$ ermittelt. Da nur an den Stäben $\varnothing 16$ der Längsbewehrung DMS appliziert waren, sind in Tabelle 4–2 nur die Werte für diese Stäbe aufgeführt. Die vorhandenen Abweichungen zwischen den einzelnen Versuchen sind durch die Verwendung von Bewehrungsstäben aus verschiedenen Herstellungsladungen zu erklären.

Baustahl

Zur Bestimmung der Werkstoffkennwerte des Baustahls wurden aus jedem Stahlträger aus Steg und Flansch je drei Zugproben nach DIN EN 10002-1 hergestellt und geprüft.

Aus den durchgeführten Zugversuchen ergaben sich für den verwendeten Baustahl jedes Versuchs Mittelwerte für die Streckgrenze $f_{yk,a}$, die Zugfestigkeit $f_{tk,a}$, der E-Modul E_a und die Dehnung des Fließbeginns $\varepsilon_{yk,a}$. Die aus den Zugversuchen ermittelten Mittelwerte sind jeweils für Steg und Flansch in Tabelle 4–2 aufgelistet. Wie schon bei dem verwendeten Betonstahl sind auch hier die vorhandenen Abweichungen durch die Verwendung von Stahlträgern aus verschiedenen Herstellungsladungen zu erklären. Bei V5-DL400N und V6-DL400P wurden Stahlträger aus einer Charge verwendet. Deswegen sind hier die gleichen Materialkennwerte maßgebend.

Kopfbolzendübel

Zum Einsatz kamen ausschließlich kaltverformte Kopfbolzendübel der Firma Köco mit $\varnothing 22$ mm und einer Länge von 100 mm und 125 mm. Die Schweißungen der Kopfbolzendübel wurden mit dem üblichen Bolzenschweißverfahren hergestellt. Ihre Güte wurde nach DIN EN ISO 14555 [19] durch Umschlagen geprüft.

Die verwendeten Kopfbolzendübel eines Versuchsträgers waren aus einer Charge. Davon wurden jeweils drei entnommen und Zugproben nach DIN EN 10002-1 hergestellt und geprüft. Es wurde wie bei den Zugversuchen für Betonstahl und Baustahl die Streckgrenze $f_{yk,a}$, die Zugfestigkeit $f_{tk,a}$ und der E-Modul E_a sowie die Dehnung des Fließbeginns $\varepsilon_{yk,a}$ ermittelt. Die entsprechenden Werte sind ebenfalls in Tabelle 4–2 zusammengefasst.

Auch hier sind die vorhandenen Abweichungen zwischen den einzelnen Versuchen durch die Verwendung von Kopfbolzendübeln aus verschiedenen

Herstellungschargen zu erklären. Bei V4-S400, V5-DL400N und V6-DL400P wurden Kopfbolzen aus einer Charge verwendet. Deswegen sind hier die gleichen Materialkennwerte maßgebend.

Dübelleisten

Die bei den Versuchen V3-DL400, V5-DL400N und V6-DL400P verwendeten Dübelleisten vom Typ HDB-S der Firma Halfen-Deha stammten aus zwei verschiedenen Chargen.

Es wurden aus jeder Charge drei Doppelkopfstäbe entnommen und Zugproben hergestellt. Aufgrund der kurzen Länge der Stäbe war eine Prüfung nach Norm nicht möglich. Deswegen wurden die Proben mit DMS beklebt und die Probe wurde bis zum Bruch gezogen. E-Modul und Streckgrenze konnten mit den Ergebnissen aus den DMS-Messungen und der Maschinenkraft ermittelt werden. Für die Bestimmung der Zugfestigkeit wurde nur die maximale Maschinenkraft benötigt. Die ermittelten Werte sind auch in Tabelle 4–2 aufgeführt.

4.5 Versuchsdurchführung und Messungen

Die Belastung des Tastversuchs V1-T350 erfolgte weggeregelt durch zwei 1.000 kN–Hohlkolbenpressen. Der Versuch V4-S400 wurde mit acht 300 kN Pressen durchgeführt. Bei allen anderen Versuchen wurden zwei 1500 kN Pressen für die Erzeugung der Einzellasten verwendet.

Bei jedem Versuch wurden mindestens nach dem Erreichen jeder zweiten Laststufe die im Betongurt entstandenen Risse markiert und mit der jeweils angefahrenen Laststufe beschriftet. Bei markanten Laststufen eines Versuchs wurde der Träger fotografiert.

Das Gebrauchslastniveau wurde mit dem 0,5-fachen der erwarteten Traglast angenommen. Nach Erreichen dieser Gebrauchslast wurden 20 Lastwechsel zwischen einem niedrigen Lastniveau, bei dem der Versuchsträger fast vollständig entlastet war, und dem Gebrauchslastniveau gefahren. Diese Lastwechsel sollten bewirken, den in der Verbundfuge vorhandenen Haftverbund weitgehend zu lösen.

Nach der letzten Entlastung wurde jeder Versuchsträger in weiteren Laststufen bis zur Traglast belastet.

Die Messwerterfassung erfolgte stets über zwei Umschaltanlagen UPM 60 und einen angeschlossenen PC.

Bei V1-T350 wurde für jede Laststufe beim Erreichen der Last mindestens ein Messzyklus durchgeführt. Wurden bei einer Laststufe Risse eingezeichnet und fotografiert, was etwa zehn Minuten dauerte, fiel infolge zeitabhängiger Verformungen die Last um einige Kilonewton ab. Um diesen Einfluss festzuhalten, wurde eine zweite Messung durchgeführt bevor die nächste Laststufe angefahren wurde. Bei den übrigen Versuchen wurden mehr Messstellen untersucht, was bei der Messeinrichtung zu Problemen führte und Einzelmessungen während des Versuchs nicht mehr möglich machte. Deswegen wurde bei den Versuchen V2 bis V6 alternativ

eine Dauermessung durchgeführt. Die Messwerte wurden alle zehn Sekunden ausgelesen. Eine häufigere Abfrage war technisch nicht möglich.

Die Messung der Pressenkräfte erfolgte mit Hilfe von zwei Kraftmessdosen. Aufgrund der stets gleichen Pressenkräfte (vgl. Kapitel 4.3) wurden auch bei V4-S400 nur zwei Pressenkräfte mit Kraftmessdosen gemessen. Die dritte Kraftmessdose zwischen dem mittleren Auflagerbock und des Versuchskörpers (vgl. Bild 4–10 rechts) erfasste bei jedem Versuch die Auflagerkraft des Mittelauflegers. Somit konnten in dem statisch unbestimmten System alle Schnittgrößen ermittelt werden.

Die Verformungsmessungen wurden mit induktiven Wegaufnehmern der Firma Hottinger-Baldwin-Messtechnik durchgeführt, die je nach Erfordernis eine Messlänge zwischen 10 und 50 mm haben. Als Verformungsgrößen wurden die vertikalen Verformungen des Trägers sowie der Schlupf in der Verbundfuge an den Trägerenden und an weiteren Punkten im Öffnungsbereich bestimmt. Die Platzierung der Wegaufnehmer für den Versuch V2-G400 ist in Bild 4–12 gezeigt. Die Anordnung der Messtechnik bei den übrigen Versuchen wich davon nur geringfügig ab. In Anhang B sind die Messtechnik-Pläne aller Versuchsträger zu finden.

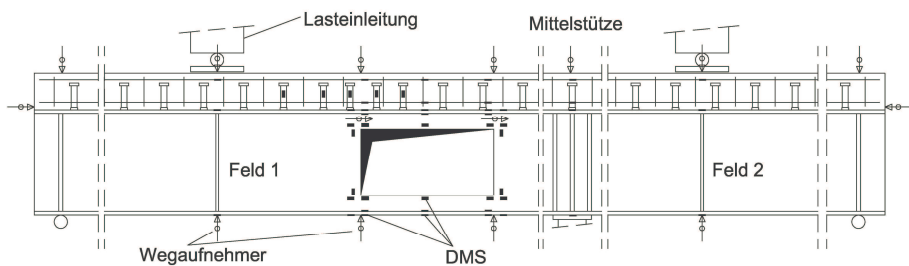


Bild 4–12: Messtechnik am Versuchsträger V2-G400

Die Dehnungen der in Längsrichtung verlaufenden Bewehrungsstäbe in der oberen und unteren Bewehrungslage wurden mit Dehnungsmessstreifen (DMS) des Typs LY 6/120 gemessen. Ebenso wurden die Dehnungen des Stahlträgers (Steg und Flansch), der Kopfbolzendübel und der Dübelleisten mit diesem Typ DMS erfasst. In Bild 4–12 ist die Anordnung für einen Teil der im Versuch V2-G400 verwendeten DMS dargestellt. Für die Lage der Dehnmessstreifen bei den übrigen Versuchsbalken wird erneut auf Anhang B verwiesen.

Beim Applizieren der DMS wurden die entsprechenden Oberflächen geschliffen. Dabei wurde der Querschnitt an den entsprechenden Stellen etwas geschwächt.

Bei den Bewehrungsstäben mit einem Durchmesser von 16 mm (Längsbewehrung) lagen diese Querschnittsschwächungen im Mittel bei etwa 3%. Bei den Stäben mit einem Durchmesser von 12 mm (Zulagen) und 14 mm (Querbewehrung) wurden keine DMS angeordnet. Bei der Weiterverwertung der gemessenen Dehnungen wurde die Schwächung aufgrund ihrer geringen Größe vernachlässigt.

Bei den Kopfbolzendübeln lag die Querschnittsschwächung unter 1% und wurde ebenfalls vernachlässigt, ebenso wie die geringfügigen lokalen Schwächungen der Stahlträgerteile.

4.6 Versuchsergebnisse

4.6.1 Allgemeines

Bei den sechs geprüften Versuchsträgern wurden je Versuch zwischen 82 und 115 verschiedene Werte bei allen angefahrenen Laststufen gemessen. Diese Messwerte wurden anschließend aufbereitet und in Diagrammen aufgetragen. Aus Gründen der Übersichtlichkeit können nicht alle Messwerte und Diagramme in diesem Kapitel wiedergegeben werden. Im Folgenden werden Diagramme abgebildet, die aussagekräftige Verläufe der Messergebnisse dokumentieren. Alle Messwerte sind dem Forschungsbericht von Schnell und Weil [8] beigelegt.

Um die Übersichtlichkeit der hier gezeigten Diagramme zu verbessern, sind teilweise die Belastungszyklen nicht dargestellt. In den hiervon betroffenen Diagrammen sind die Lastwechsel durch einen horizontalen Versatz im Graph zu erkennen.

Die Versuchsergebnisse sind in folgende Kapitel gegliedert:

- Tragverhalten (Kapitel 4.6.2)
- Dehnungsverhalten im Bereich der Öffnung (Kapitel 4.6.3)
- Verhalten der Kopfbolzen und der Dübelleisten im Öffnungsbereich (Kapitel 4.6.4)
- Schnittgrößen (Kapitel 4.6.5)
- Verformungsverhalten (Kapitel 4.6.6)
- Rissverhalten und Versagen (Kapitel 4.6.7)

4.6.2 Tragverhalten

Mit Ausnahme von V4-S400 wurden in jedem Versuch die Kraft und die vertikale Verformung in beiden Feldmitten gemessen. Für V4-S400 gilt dies aufgrund der acht gleichmäßig verteilten Einzellasten (vgl. Kapitel 4.2.5 und 4.3) nur für die Verformung.

Für die Versuche wurde jeweils ein Last-Verformungs-Diagramm der beiden Felder erstellt. Bei dem Vergleich der beiden Kurven sind klare Unterschiede zu erkennen. Die vertikale Verformung im Feld, das mit der Öffnung geschwächt ist (Feld 1), weist schon kurz nach Versuchsbeginn größere Werte als im ungeschwächten Feld (Feld 2) auf. Im weiteren Versuchsverlauf wird dieser Unterschied noch deutlicher. Die für beide Felder gemessenen Last-Verformungs-Kurven des Versuchs V1-T350 sind in Bild 4–13 dargestellt. Das entsprechende Diagramm für V2-G400 zeigt Bild 4–14.

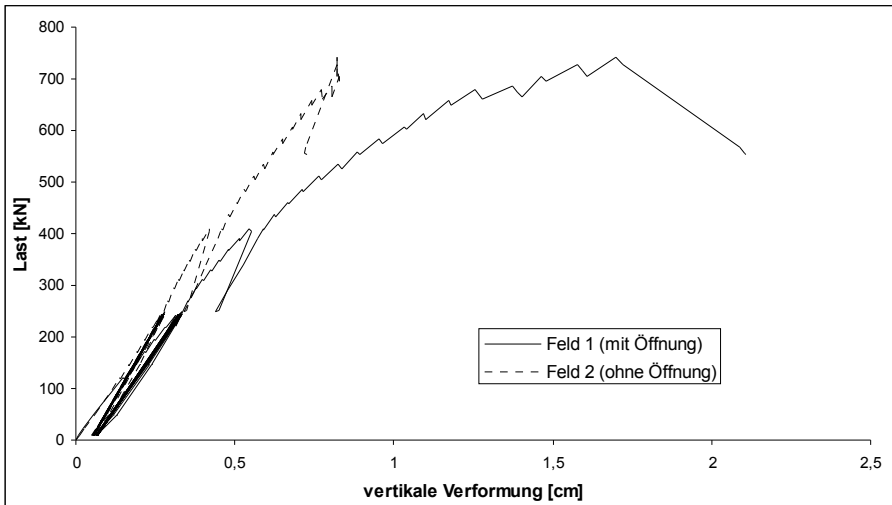


Bild 4–13: Last-Verformungs-Diagramm von V1-T350 (Feldmitte)

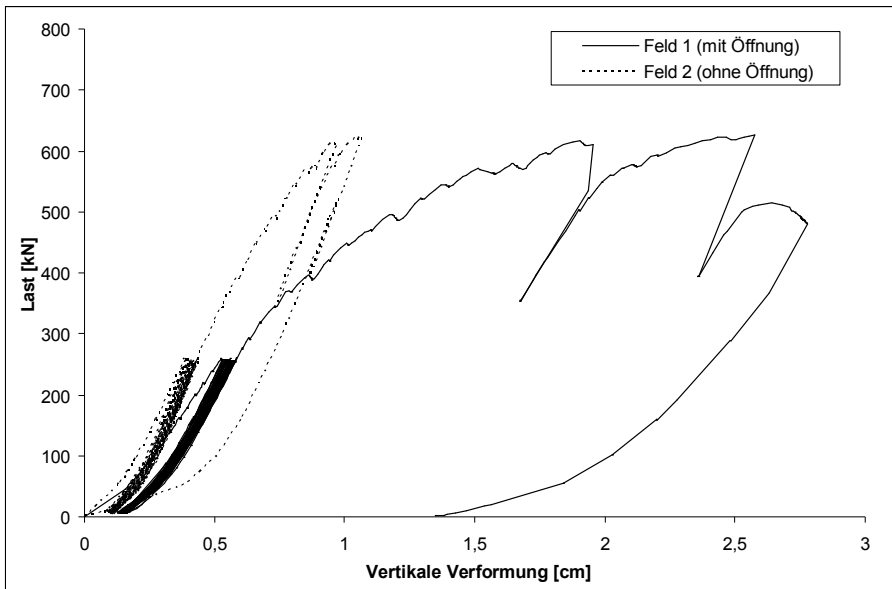


Bild 4–14: Last-Verformungs-Diagramm von V2-G400 (Feldmitte)

Durch die bei V2-G400 vergrößerte Feldlänge sind die Verformungen bei gleicher Last größer als bei V1-T350. Die erreichte Last ist wie erwartet bei V2-G400 kleiner als bei V1-T350. Auffällig ist, dass die Last-Verformungs-Beziehung von Feld 2 bei V1-T350 nahezu linear bleibt, aber bei V2-G400 im oberen Bereich diese Linearität nicht beibehält. Dies deutet darauf hin, dass bei der kürzeren Feldlänge im ungeschwächten Feld kein Momentenfließgelenk in Feldmitte entstanden ist. Bei

dem Träger mit 4,00 m Spannweite hingegen trat offensichtlich im Feld ein Momentenfließgelenk auf.

Allerdings ist in Bild 4–14 auch zu erkennen, dass in Feld 2 nach dem Entlasten die Verformung in Feldmitte nahezu vollständig zurückging. Dies könnte bedeuten, dass in diesem Feld keine Fließgelenkbildung begonnen hat und nur elastische Verformungen entstanden sind. Bei der Betrachtung der gemessenen Dehnungen in Feldmitte (Bild 4–15) ist aber zu erkennen, dass zumindest an der Unterseite des Stahlträgers bleibende Dehnungen vorhanden waren.

Dass dies kein Widerspruch ist, zeigt die nach der Entlastung an der Oberkante des Verbundträgers gemessenen vertikalen Verformungen in Bild 4–16. Die Krümmung des Trägers, die durch die in Bild 4–15 gezeigte bleibende Dehnung in Feldmitte vorhanden sein muss, ist in Bild 4–16 durch einen leichten Knick in der Linie zu erkennen. Das ausgeprägte plastische Verhalten im Öffnungsbereich führte dazu, dass der Träger unsymmetrisch verformt wurde. Die bleibenden Verformungen in Feld 2 hingegen waren sehr gering und so kam es nach der Entlastung zu einem Abheben über dem Mittelaufleger. Dadurch war an der Lasteinleitung im zweiten Feld die gemessene vertikale Verformung nahezu zurückgegangen, was dem in Bild 4–14 dargestellten Ergebnis entspricht.

Trotz der starken Unsymmetrie des verformten Systems zeigen die beiden Dehnungskurven aus Bild 4–15, dass die Momente in Feldmitte gleich sein mussten und die Bildung eines Momentenfließgelenks dort einsetzte. Der Fließbeginn, der durch die Zugproben bei einer Dehnung von 1,44 % (vgl. Kapitel 4.4) ermittelt wurde, trat an der Trägerunterseite bei etwa 470 kN auf. Dies entsprach im Versuch einem Feldmoment von 398 kNm.

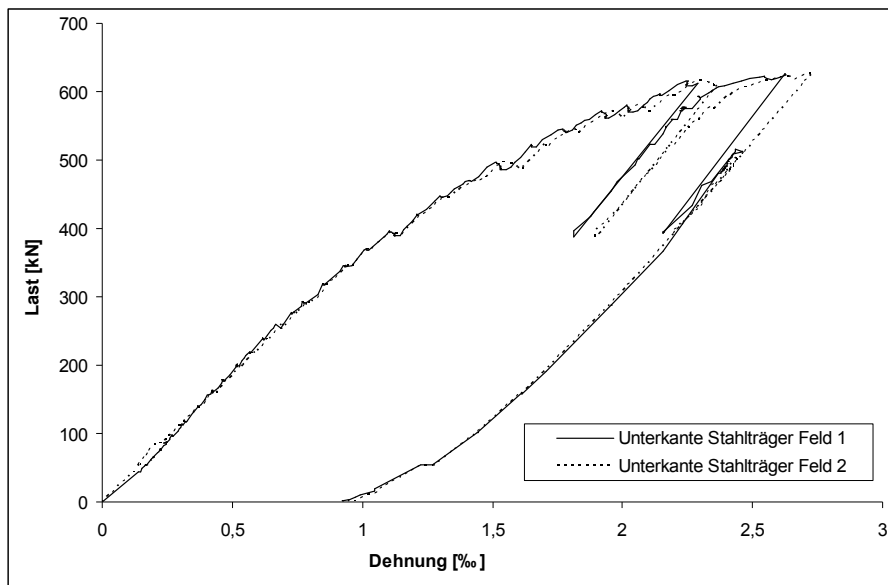


Bild 4–15: Dehnungen in beiden Feldmitten bei V2-G400

Da über der Stütze nach der Entlastung nur sehr geringe Dehnungen verblieben, zeigt die in Bild 4–16 abgebildete Linie zwischen rechtem Öffnungsrand (ÖR1, vgl. Bild 4–4) und zweitem Feld fast eine Gerade. Dies deutet darauf hin, dass das Stützmoment den elastischen Bereich nur geringfügig überschritten hatte. Die leichte Abweichung der Gerade wird durch die Rissbildung über der Stütze begründet. Von einer Fließgelenkbildung an dieser Stelle kann nicht gesprochen werden.

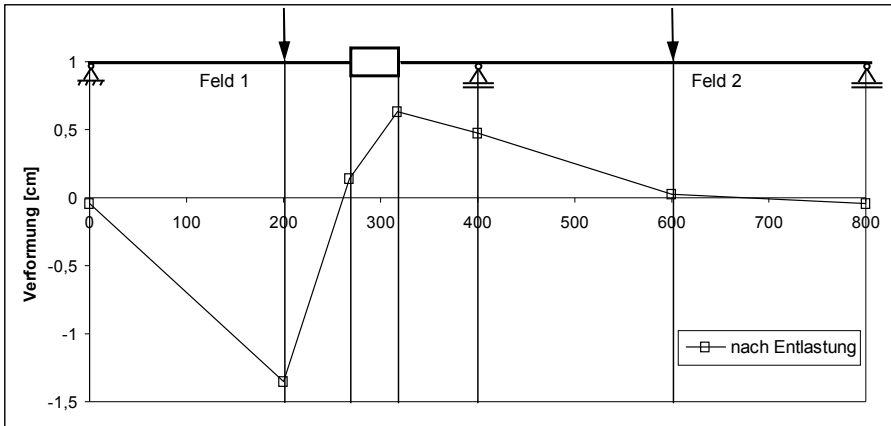


Bild 4–16: Vertikale Verformung nach der Entlastung (Messstellen an der Oberkante des Trägers V2-G400)

In Bild 4–17 sind die Last-Verformungs-Kurven von Feld 1 von vier der sechs durchgeführten Versuche abgebildet. Die Versuche V1-T350 und V4-S400 sind aufgrund der unterschiedlichen Feldlänge bzw. der anderen Belastungsart nicht dargestellt.

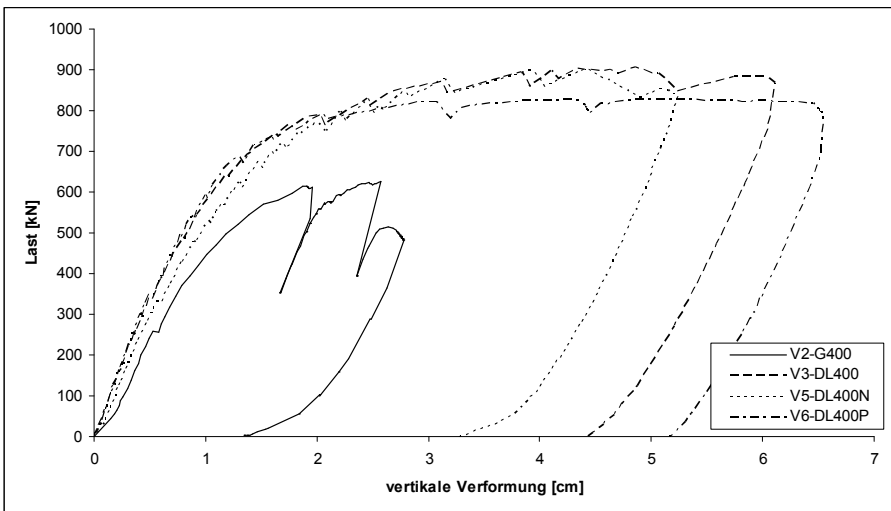


Bild 4–17: Last-Verformungs-Diagramm von vier Versuchen jeweils in Feld 1 (Feldmitte)

In Bild 4–17 ist zu erkennen, dass alle Versuche mit Dübelleiste eine höhere Traglast als V2-G400 haben. Auch die erreichten vertikalen Verformungen sind bei diesen drei mit Dübelleisten verstärkten Versuchsträgern etwa doppelt so groß wie bei der Grundkonstellation. Die Gesamtsteifigkeit der verstärkten Systeme ist zu Beginn ebenfalls größer und der elastische Bereich ist hier bis in größere Laststufen gegeben. Ein ausgeprägtes Fließplateau wird in Bild 4–17 bei allen drei Versuchen mit eingebauten Dübelleisten deutlich. Bei V6-DL400P ist die Traglast zwar etwas geringer als bei den beiden anderen untersuchten Trägern, das Plateau ist aber in diesem Fall am deutlichsten ausgeprägt. Im Bereich der Öffnung, die hier sehr nahe zur Feldmitte und somit im positiven Momentenbereich liegt, werden aufgrund der größeren Druckkraft im Betongurt auch größere Verformungen möglich. Weiterhin werden die in Bild 4–17 gezeigten Kurven der Versuche mit Dübelleisten auch durch die unterschiedlichen Materialeigenschaften wie E-Modul, Fließbeginn und Festigkeit beeinflusst (vgl. Kapitel 4.4).

Bei V4-S400 konnte die Bruchlast aus Gründen der Kraftbegrenzung der Pressen nicht erreicht werden. Allerdings sollte bei diesem Versuch in erster Linie das unter Einzel- und Streckenlast unterschiedliche Last-Verformungs-Verhalten beobachtet werden. Ein weiteres Ziel dieses Versuchs war die Simulation einer wirklichkeitsnahen Belastung.

Betrachtet man die in Bild 4–18 gezeigten Kurven des Streckenlastversuchs, so ist zu erkennen, dass aufgrund des Abflachens der Kurve der Träger bei Maximallast kurz vor dem Erreichen des Versagens stand. Im direkten Vergleich zur Grundkonstellation V2-G400 ist eine größere Verformungsbereitschaft festzustellen. Dies ist vor allem auf das Verhalten im Öffnungsbereich zurück zu führen, auf das in Kapitel 4.6.3 näher eingegangen wird.

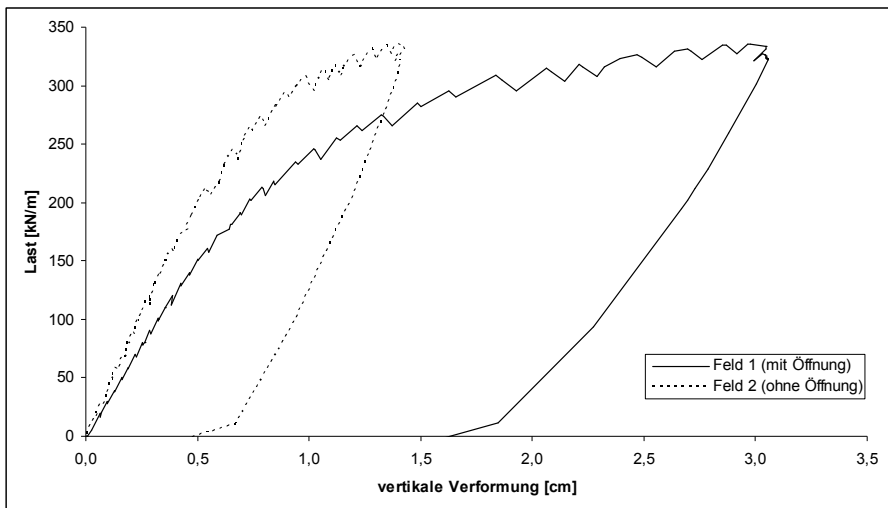


Bild 4–18: Last-Verformungs-Diagramm von V4-S400 (Feldmitte)

Um V4-S400 mit den übrigen Versuchen vergleichen zu können, ist in Bild 4–19 nicht die Last sondern das Moment in Feldmitte auf der Ordinate aufgetragen. Es ist zu erkennen, dass die Momenten-Verformungs-Beziehungen der Versuche V2-G400 und V4-S400 bis zu einem Moment von etwa 350 kNm nahezu identisch sind. Danach wird der Graph des Streckenlastversuchs (V4-S400) flacher. Allerdings werden bei V4-S400 größere Verformungen als bei V2-G400 erreicht, obwohl dieser Versuch nicht bis zum Versagen belastet werden konnte. Im Vergleich zu V3-DL400 bleiben die Verformungen aber gering.

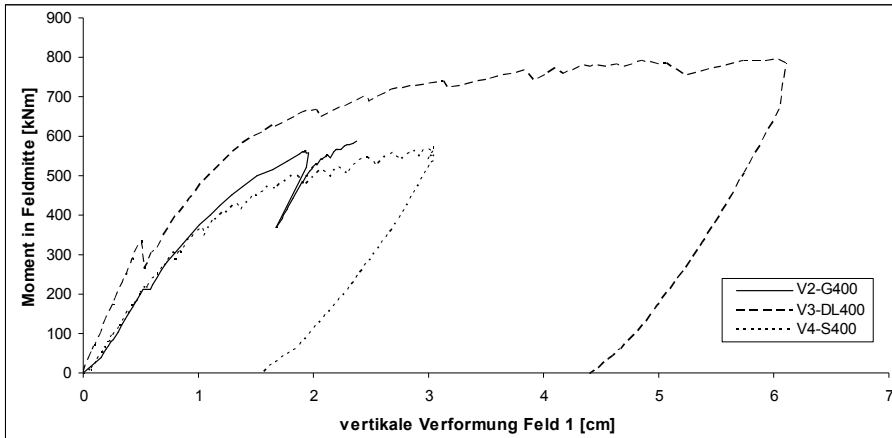


Bild 4–19: Momenten-Verformungs-Diagramm der Versuche V2-G400, V3-DL400 und V4-S400 (Feldmitte)

Zusammenfassend kann festgehalten werden, dass bei einem System mit gleichen Feldweiten die vertikalen Verformungen im Feld mit Öffnung größer sind. Dieser Unterschied ist bereits bei niedrigem Lastniveau zu erkennen. Durch eine Verstärkung der Betonplatte mit Dübelleisten über der Öffnung werden eine Erhöhung der Gesamtsteifigkeit und eine Verbesserung des Verformungsvermögens erreicht.

4.6.3 Dehnungsverhalten im Bereich der Öffnung

Um das Verhalten im Bereich der Öffnung erfassen zu können, wurden auf dem Stahlträger um die Öffnung an Flansch und Steg sowie an der Bewehrung DMS angebracht. Außerdem wurden die Kopfbolzendübel in diesem Teil des Trägers mit DMS versehen. Bei den Versuchen mit eingebauten Dübelleisten wurden an diesen Leisten ebenfalls DMS appliziert.

In Bild 4–20 ist eine Auswahl der mit Hilfe der aufgebrachtten Dehnmessstreifen (vgl. Bild 4–22) gemessenen Dehnungen im Öffnungsbereich von Versuch V1-T350 dargestellt. Es konnte beobachtet werden, dass sich nacheinander Fließzonen in den Teilquerschnitten ausprägten. Im Teilquerschnitt 1 (vgl. Bild 4–3) wurde die Fließgrenze bei Laststufe 270 kN erreicht. Kurz darauf begann auch der Stahl im unteren Teilquerschnitt 4 zu fließen. Weitere Fließzonen bildeten sich dann im

Teilquerschnitt 2 und Teilquerschnitt 3 aus. Bei 650 kN waren in beiden unteren Teilquerschnitten vollständige lokale Momentenfließgelenke ausgebildet. In dem oberen Teilstab wurde vor dem Bruch lediglich Stahlfließen im Stahlträger festgestellt. Die Bewehrung wurde nicht bis zur Fließgrenze gedehnt. Die Auswahl in Bild 4–20 zeigt die Ergebnisse der für die Teilquerschnitte ausgewählten Messstellen.

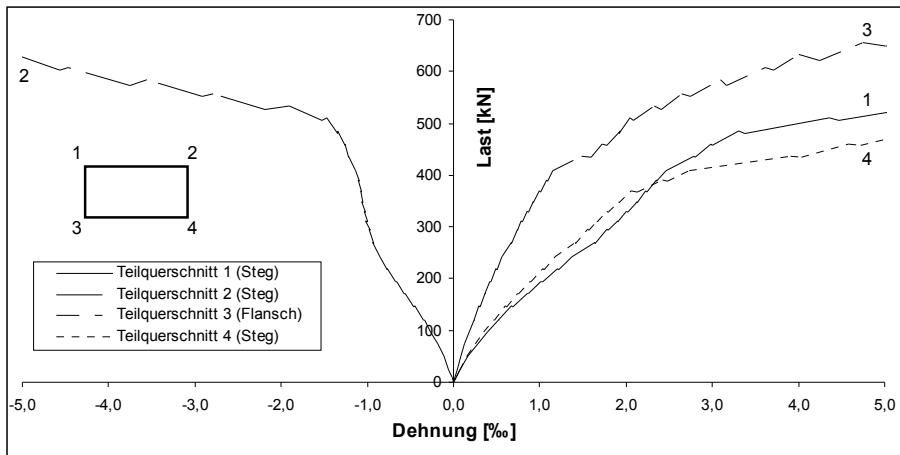


Bild 4–20: Dehnungen im Öffnungsbereich bei V1-T350 (Darstellung bis maximal 5 ‰)

Die ersten Analysen des Versuchs V2-G400 zeigen ebenfalls wie erwartet einen großen Einfluss der Öffnung auf das Gesamtsystem. Die Dehnungen im Öffnungsbereich zeigen erneut eine Ausbildung von Fließzonen in allen vier Teilquerschnitten. In Bild 4–21 sind für jeden Teilquerschnitt die Messdaten eines DMS abgebildet. Aus Gründen der Übersichtlichkeit sind die Kurven nur bis 5 ‰ dargestellt. Bei etwa 120 kN wurde die Fließgrenze des Steges im Teilquerschnitt 4 überschritten. Im Teilquerschnitt 2 wurden bei etwa 260 kN Dehnungen über 1,58 ‰ gemessen. Kurz darauf wurde im Teilquerschnitt 1 bei 280 kN die Fließgrenze überschritten. Bei 320 kN, was etwa der halben Traglast entsprach, begann das Stahlfließen im Teilquerschnitt 3. Die Bewehrung im oberen Teilstab wurde nicht bis zur Fließgrenze gedehnt.

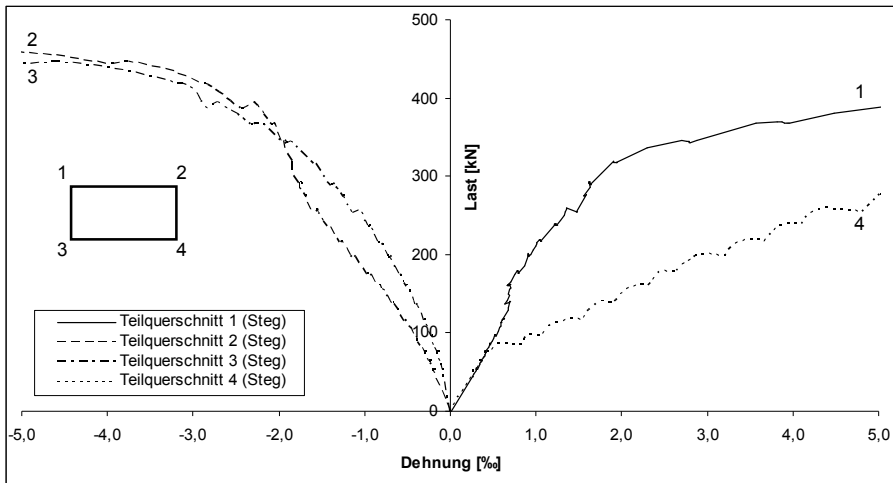


Bild 4–21: Dehnungen im Öffnungsbereich bei V2-G400

In Bild 4–23 und Bild 4–25 sind die maßgebenden in den vier Teilquerschnitten gemessenen Dehnungen der Versuche V2-G400, V3-DL400, V5-DL400N und V6-DL400P in zwei Diagrammen gezeigt. Da besonders auf den Fließbeginn in den Teilquerschnitten geachtet wird, sind die Dehnungen nur bis 3 ‰ abgebildet. Der Fließbeginn liegt für die Stahl- und Betonstahlbauteile aller Versuchsträger zwischen 1,4 ‰ und 2,78 ‰ (vgl. Tabelle 4–2). Unterschieden wird bei den oberen zwei Teilquerschnitten in die Messstellen Steg und obere Bewehrungslage, bei den beiden unteren sind die Stellen Flansch und Steg maßgebend. Diese Messstellen sind in Bild 4–22 skizziert.

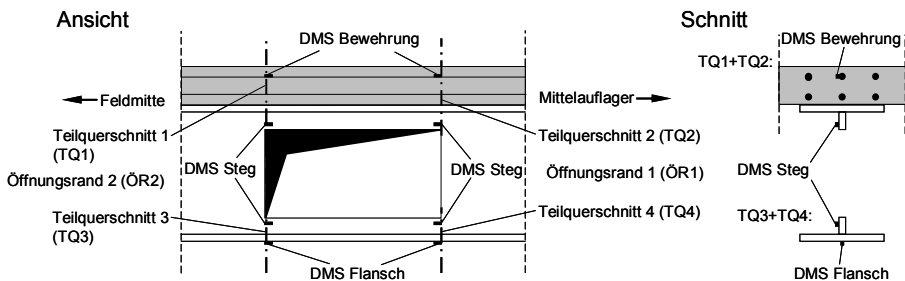


Bild 4–22: Messstellen für die in Bild 4–23 und Bild 4–25 gezeigten Dehnungen

Die in Bild 4–23 und Bild 4–25 gezeigten Linien liegen bis auf wenige Ausnahmen nah zusammen. Wesentliche Ausnahmen sind in den Diagrammen bei "Teilquerschnitt 4 (Steg)" und "Teilquerschnitt 4 (Flansch)" sowie bei den Dehnungen der Bewehrung zu finden. Die sonst nah beieinander verlaufenden Kurven lassen auf ein ähnliches Verhalten im Öffnungsbereich zumindest bei den hier verglichenen Versuchen schließen. Die geringen Abweichungen zwischen den Linien können

aufgrund der am Versuchsträger verschieden gewählten Parameter, aber auch durch die unterschiedlichen Materialkennwerte erklärt werden.

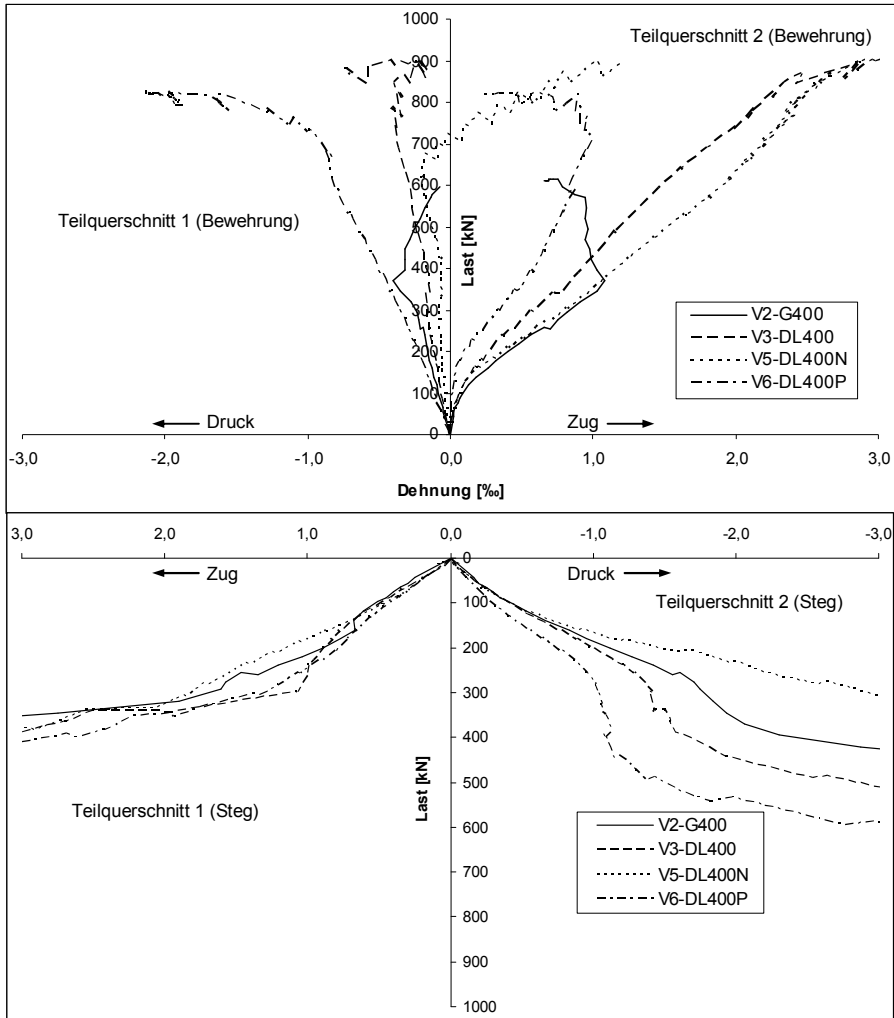


Bild 4–23: Dehnungen bei vier Versuchsträgern im oberen Teilträger des Öffnungsbereichs

Zusammenfassend kann festgehalten werden, dass alle in Bild 4–23 und Bild 4–25 an Steg und Flansch betrachteten Dehnungen ins Stahlfließen übergehen. Die betrachteten Betonstahldehnungen überschreiten nur in Ausnahmen den Fließbeginn.

Bei "Teilquerschnitt 1 (Steg)" verlaufen die Zugdehnungslinien in Bild 4–23 bis 0,8 ‰ bei allen Versuchen etwa gleich. Im weiteren Verlauf werden zwar geringe Unterschiede deutlich, jedoch können diese Abweichungen mehr den Materialunterschieden als den variierten Parametern zugeschrieben werden. Auffällig

an dieser Messstelle ist, dass beim Versuch V2-G400 der Dehnungsverlauf sehr nah zu den anderen drei Versuchsergebnissen verläuft, obwohl dieser Versuch aufgrund der nicht eingebauten Verstärkung durch die Dübelleisten eine deutlich geringere Traglast hat. Demnach zeigt sich der Einfluss der Betongurtverstärkung hier bei niedrigem Lastniveau – auch nach der Erstrissbildung – nicht. In Bild 4–24 ist der Vergleich an der Stelle “Teilquerschnitt 1 (Steg)” der beiden Versuche V2-G400 und V3-DL400 bis zur Traglast gezeigt. Erst ab etwa 300 kN ist ein nennenswerter Unterschied zwischen den beiden Linien zu erkennen.

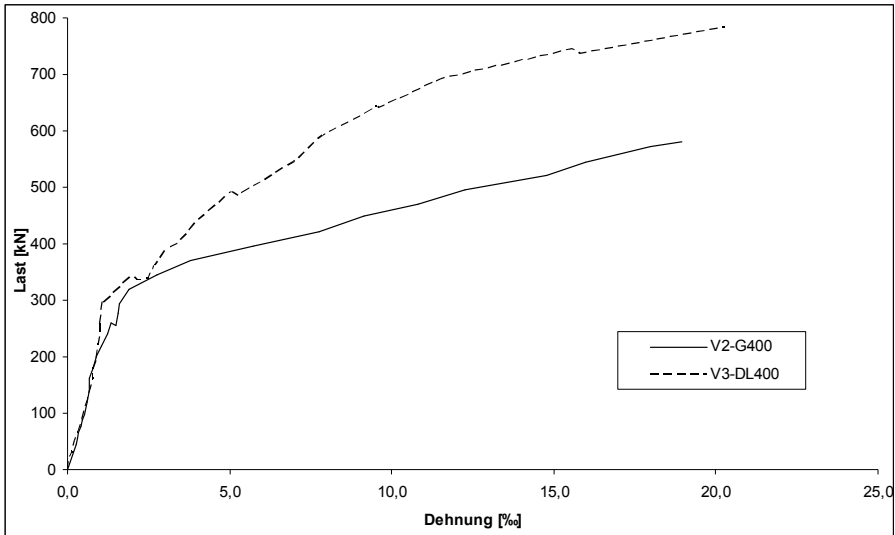


Bild 4–24: Dehnungen bis zur Traglast im Teilquerschnitt 1 (Steg) bei V2-G400 und V3-DL400

Die in Bild 4–23 gezeigten Druckdehnungen an “Teilquerschnitt 2 (Steg)” verlaufen zwar ähnlich wie an “Teilquerschnitt 1 (Steg)”, jedoch können hier deutlichere Unterschiede abgelesen werden. Ab etwa 1,0 ‰ laufen die Linien von V2-G400 und V3-DL400 auseinander. Beim Versuch ohne Dübelleiste tritt das Stahlfließen früher ein. Die Verstärkung des Betongurts verursacht in dem Vergleich dieser beiden Versuche einen späteren Fließbeginn. Die Lage der Öffnung zeigt ebenfalls an der Stelle “Teilquerschnitt 2 (Steg)” einen Einfluss auf den Beginn des Fließens. Bei V5-DL400N liegt die Öffnung im negativen Momentenbereich. Bei diesem Versuch wird die Fließgrenze auf niedrigstem Lastniveau überschritten. Bei der im positiven Bereich liegenden Stegöffnung bei V6-DL400P wird die Fließgrenze an betrachteter Stelle auf höchstem Lastniveau überschritten. Der Unterschied der Dehnungen am Steg zwischen Öffnungslage im positiven und im negativen Momentenbereich wird außerdem durch den bei negativem Globalmoment erreichten Zustand II im Betongurt begründet. Die damit eintretende Weichheit des Betongurts ruft bei V5-DL400 früh große Verformungen im Teilquerschnitt 2 hervor. Dadurch vergrößern sich auch betragsmäßig die negativen Dehnungen in dieser Ecke am Steg.

An der Stelle "Teilquerschnitt 2 (Bewehrung)" in Bild 4–23 ist zu erkennen, dass durch die Öffnungslage im negativen Momentenbereich schon in der frühen Versuchsphase die größeren Zugdehnungen auftreten. Dies bestätigt auch die Interpretation der Dehnungen an "Teilquerschnitt 2 (Steg)". Die Zugdehnungen der Bewehrung bei den Versuchen V3-DL400 und V5-DL400N überschreiten vor dem Erreichen der Traglast sogar die Fließgrenze. Bei V6-DL400P sind die Zugspannungen deutlich geringer. Vor dem Erreichen des Grenzzustands der Tragfähigkeit werden diese abgebaut und sogar geringe Druckspannungen erreicht. Dies ist durch das wachsende globale Moment im Bereich der Öffnung, das eine Druckkraft im oberen Teil des Gesamtträgers verursacht, begründet.

Betrachtet man die in Bild 4–25 gezeigten Dehnungen im Teilquerschnitt 3, so ist zu erkennen, dass die Druckdehnungen am Steg bei V6-DL400P am geringsten sind. Durch die Lage der Öffnung im positiven Momentenbereich entsteht durch das globale Moment an der Unterseite des Trägers eine Zugkraft, die den Druckspannungen am Steg entgegenwirkt. Die Zugkraft überlagert sich mit den Spannungen aus dem Sekundärmoment im Teilquerschnitt 3 und verursacht bei V6-DL400P entsprechend größere Zugspannungen im Flansch als dies bei V3-DL400 und V5-DL400N der Fall ist.

Bei Versuch V2-G400 sind im Teilquerschnitt 3 besonders nach dem Beginn des Stahlfließens die Druck- und Zugdehnungen größer als bei V3-DL400. Die Schnittgrößen verteilen sich im Öffnungsbereich entsprechend des Steifigkeitsverhältnisses zwischen den Teilquerschnitten auf. Bei V3-DL400 ist aufgrund der Dübelleisten die Steifigkeit des Betongurts im Zustand II und dementsprechend auch des oberen Teilquerschnitts größer als bei V2-G400. Die Steifigkeit des unteren Teilquerschnitts ist bei beiden Versuchen gleich. Deswegen sind die Sekundärschnittgrößen und demnach auch die gemessenen Dehnungen bei V2-G400 im unteren Teilquerschnitt größer als bei V3-DL400.

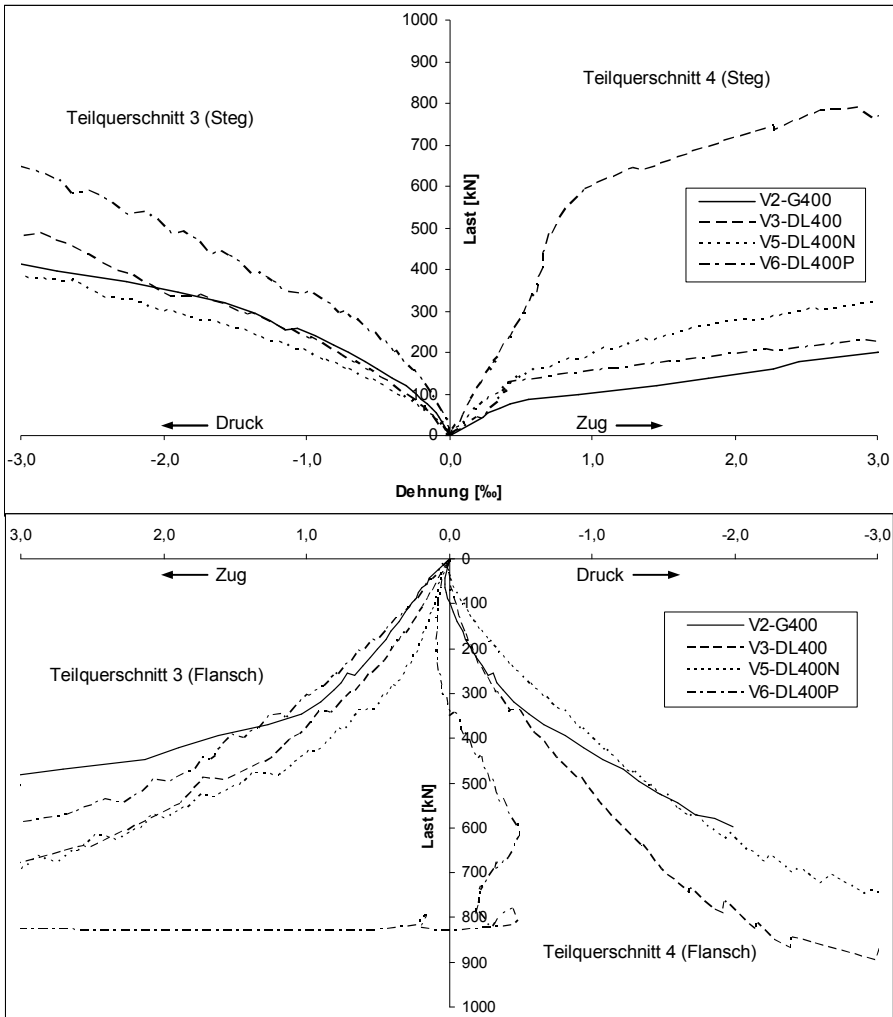


Bild 4–25: Dehnungen von vier Versuchsträgern im unteren Teilträger des Öffnungsbereichs

An der Messstelle "Teilquerschnitt 4 (Steg)" ist zu beobachten, dass die Zugdehnungen der Versuche V2-G400, V5-DL400N und V6-DL400P die Fließgrenze schon bei niedrigen Laststufen überschreiten. Bei V3-DL400 geschieht dies erst bei sehr hohem Lastniveau. Die großen Dehnungen bei V2-G400 sind wie im Teilquerschnitt 3 durch den größeren Anteil der Steifigkeit des unteren Teilträgers zu erklären. Bei V6-DL400P verursachen wie im Teilquerschnitt 3 die durch das globale Moment im unteren Teil des Trägers vergrößerten Zugspannungen die großen Dehnungen. Die geringen Zugdehnungen des Versuchs V3-DL400 machen ebenfalls deutlich, dass durch die eingebauten Dübelleisten über den oberen Teilquerschnitt mehr Last weitergeleitet wird. Das globale Moment im Öffnungsbereich, das zu Beginn sehr gering ist, zeigt erst bei großen Laststufen seinen Einfluss.

Die Ergebnisse der Messstelle "Teilquerschnitt 4 (Flansch)" zeigen bei gleichem Lastniveau erneut die größten gemessenen Druckdehnungen bei V5-DL400N, die hier durch das globale negative Moment begründet sind. Die Dehnungen von V2-G400 und V3-DL400 zeigen bei niedrigem Lastniveau an gleicher Stelle einen ähnlichen Kurvenverlauf. Bei V2-G400 nehmen die Druckdehnungen dann stärker zu und der Fließbeginn wird kurz vorm Erreichen der Traglast überschritten. Eine besondere Ausnahme an dieser Messstelle zeigen die gemessenen Dehnungen des Versuchs V6-DL400P. Zu Beginn des Versuchs gehen die Dehnungen am Flansch bis etwa 0,1 ‰ in den Zugbereich. Danach werden Dehnungen bis über 0,4 ‰ im Druckbereich erreicht. Nach diesem Maximum gehen die Druckdehnungen zurück und es entstehen kurz vor dem Erreichen der Traglast große Zugdehnungen. Der Flansch kommt dann an dieser Stelle deutlich ins Fließen. Durch das Sekundärmoment allein an dieser Stelle würden ausschließlich Druckdehnungen entstehen. Das globale positive Feldmoment hat aber im Öffnungsbereich einen so großen Einfluss, dass der Stahlträger an der Unterseite des Flanschs komplett gezogen wird.

Der Einfluss des Momentes an der Trägerunterseite wird auch in Bild 4–26 deutlich. In dem gezeigten Diagramm sind die im Öffnungsbereich an der Flanschunterseite gemessenen Dehnungen des Versuchs V6-DL400P dargestellt. Die Kurve des DMS 100 entspricht der in Bild 4–25 gezeigten Kurve an der Stelle "Teilquerschnitt 4 (Flansch)" des betrachteten Versuchs. Die Ergebnisse aus Bild 4–26 zeigen, dass die Zugdehnungen an der Flanschunterseite von rechts nach links zunehmen. Zur Feldmitte hin entstehen aufgrund des Sekundärmomentes im Teilquerschnitt 3 Zugdehnungen. In Öffnungsmitte und im Teilquerschnitt 4 werden die Dehnungen durch das positive Feldmoment beeinflusst. Es entstehen an diesen Stellen Zugdehnungen. Jedoch werden diese Zugdehnungen durch die Einflüsse der Sekundärschnittgrößen begrenzt.

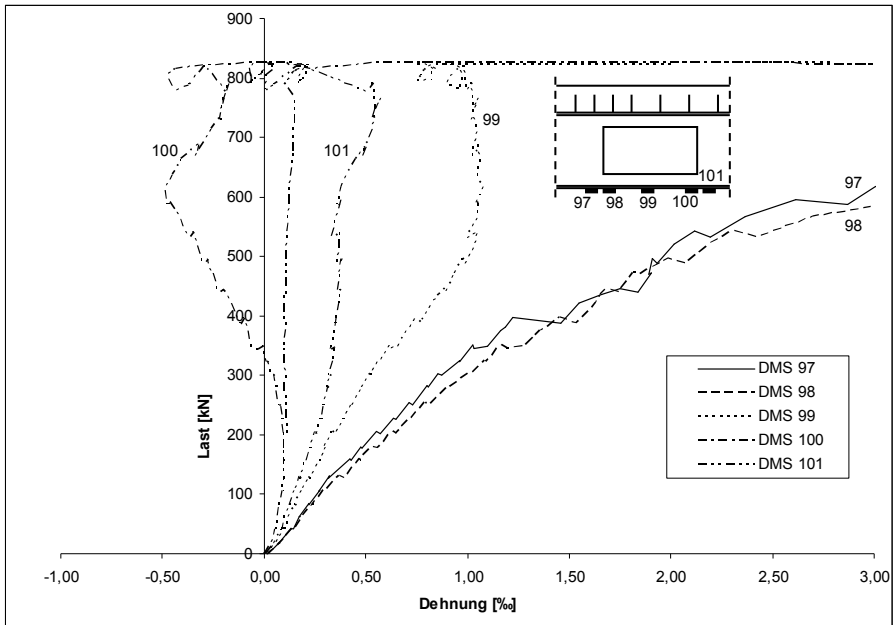


Bild 4–26: Dehnungen bei V6-DL400P im Öffnungsbereich an der Flanschunterseite

Um das Dehnungsverhalten im Öffnungsbereich von V4-S400 mit den anderen Versuchen vergleichen zu können, muss aufgrund der Streckenlast eine andere Bezugsgröße verwendet werden. Deshalb ist in Bild 4–27 auf der Ordinate die Querkraft am linken Öffnungsrand (ÖR2) aufgetragen.

In Bild 4–27 sind exemplarisch nur die Stellen “Teilquerschnitt 3 (Steg)” und “Teilquerschnitt 4 (Steg)” der beiden Versuche dargestellt. Aus dem Diagramm wird ersichtlich, dass das Dehnungsverhalten sehr ähnlich ist. Die geringen Unterschiede sind beim Vergleich an den anderen nicht dargestellten Stellen der beiden Versuche auch feststellbar. Die in Bild 4–27 erkennbaren Differenzen zwischen den Linien sind mit der nicht genau festlegbaren Querkraft im Öffnungsbereich bei V4-S400 und den streuenden Materialfestigkeiten der beiden Versuchskörper zu erklären.

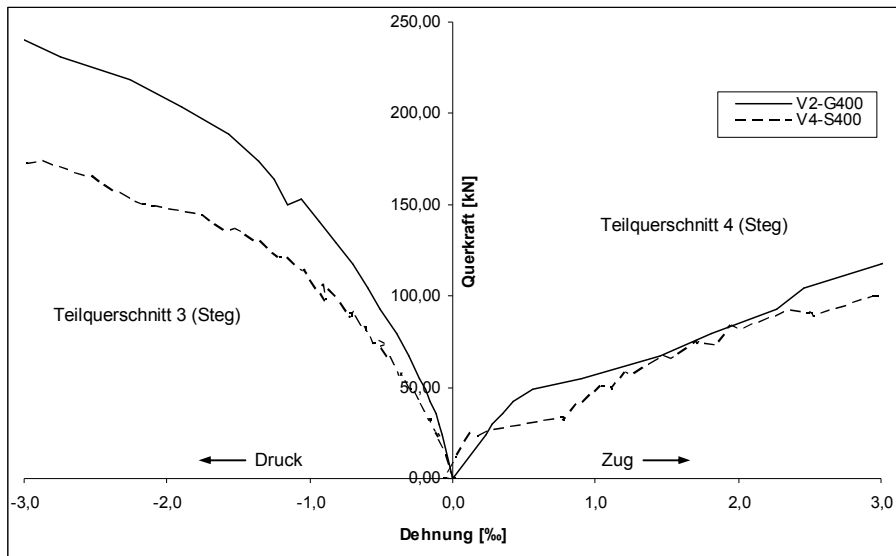


Bild 4–27: Vergleich der Dehnungen von V2-G400 und V4-S400 im unteren Teilträger

Zusammengefasst zeigt das Dehnungsverhalten im Öffnungsbereich eine deutliche Ausprägung der Fließzonen im Bereich der Öffnungsecken. Die Sekundärmomente bilden demnach lokale Fließgelenke in den Teilquerschnitten aus. Ein Einfluss der Öffnungslage auf das Dehnungsverhalten kann ebenso festgestellt werden.

4.6.4 Verhalten der Kopfbolzen und der Dübelleisten im Öffnungsbereich

Einen weiteren Überblick über das Verhalten im Öffnungsbereich verschaffen die Messwerte der an den Kopfbolzendübeln angebrachten DMS. Ein Blick auf die im Versuch V1-T350 gemessenen Kräfte an den beiden mit DMS versehenen Kopfbolzendübeln (Bild 4–28) direkt über der Öffnungsecke 1 zeigt, dass die im Steg vorhandene Querkraft in den Betongurt geleitet wird, um über die Öffnung hinweg transportiert werden zu können. Dieses Verhalten wurde von Ramm/Kohlmeyer [1] untersucht. Das Diagramm in Bild 4–28 zeigt auch, dass durch die beiden Kopfbolzen ein großer Anteil der Querkraft in den Betongurt hochgehängt wird. Die Dübel, die unmittelbar neben den gezeigten platziert sind, haben vermutlich ähnliche Kraftverläufe. Aufgrund der fehlenden DMS konnte dies bei Versuch V1-T350 aber nicht nachgewiesen werden. Bei allen weiteren in diesem Forschungsvorhaben durchgeführten Versuchen wurde aus diesem Grund in den Öffnungsbereichen der Versuchsträger an mehr Kopfbolzendübel DMS appliziert.

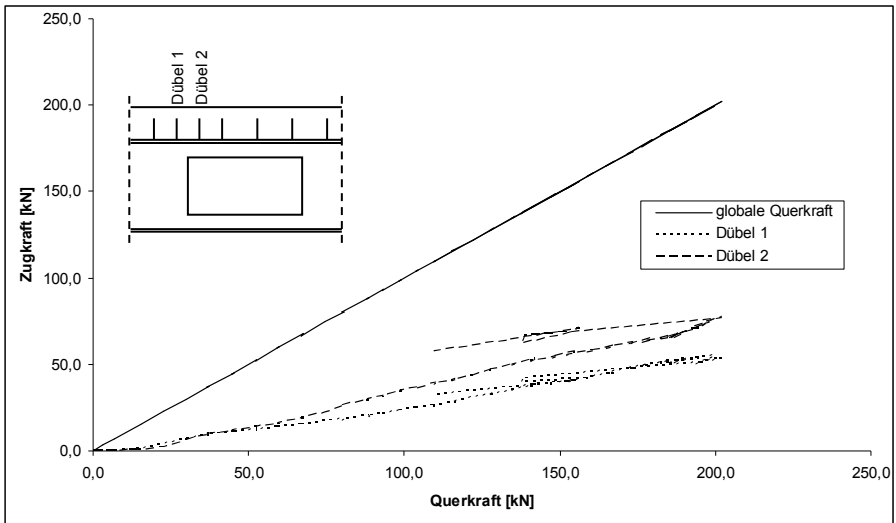


Bild 4–28: Zugkräfte in den Kopfbolzendübeln (Versuch V1-T350)

Die aus den Dehnungen ermittelten Kräfte des Trägers V2-G400 sind in Bild 4–29 aufgetragen. Es zeigte sich, dass die beiden Kopfbolzen direkt neben dem Öffnungsrand (Dübel 20 und 21) zu Beginn des Versuchs den größten Teil der Kraft in den Betongurt übertrugen. Dübel 22, der leicht versetzt zur Öffnungsmitte platziert war, transportierte anfänglich eine geringere Kraft. Im späteren Versuchsverlauf jedoch nahm die Kraftübertragung rapide zu und es wurde eine Kraft bis 64 kN erreicht.

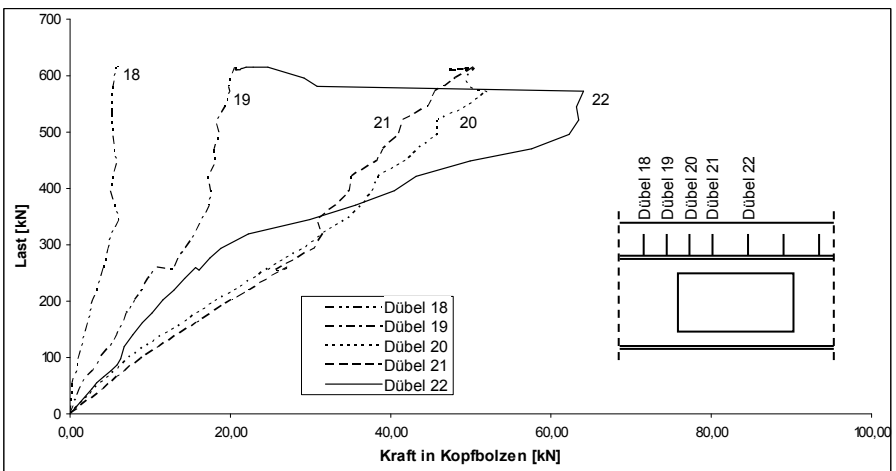


Bild 4–29: Kräfte in den Kopfbolzendübeln bei V2-G400

In den Versuchen von Ramm/Kohlmeyer [1] wurde ein ähnliches Verhalten der Kopfbolzen beobachtet. Die Querkräfte wurden hauptsächlich über die Kopfbolzen

vor der Öffnung hochgehängt. Ramm/Kohlmeier [1] zeigen mit ihren Untersuchungen auch, dass die ansteigende Zugkraft in dem Kopfbolzen in Öffnungsmitte durch die weiter steigende Querkraft im Betongurt verursacht wurde. Der Kopfbolzen in Öffnungsmitte diente an dieser Stelle nicht mehr zum Hochhängen der Querkraft sondern als eine Art Querkraftbewehrung der Betonplatte. Bei den meisten dieser Versuche wurde die Öffnung aber so gewählt, dass kein oberer Reststeg mehr vorhanden war. Bei V2-G400 ist es auch denkbar, dass ein Teil der Zugkraft in Dübel 22 auch noch durch ein Hochhängen der Querkraft entstand. Über den verbliebenen Reststeg konnte die Querkraft weiter bis zur Öffnungsmitte transportiert werden. Zusätzlich wurde durch die beginnende Schubrissbildung im Betongurt diese Weiterleitung der Querkraft möglich. Die Schubrissbildung aktiviert außerdem die Funktion des Dübels 22 als Querkraftbewehrung. Obwohl die Kopfbolzen (Dübel 20 und 21) noch Tragreserven hatten, war eine weitere Laststeigerung nicht mehr möglich. Die Teilquerkraft in der Betonplatte wurde durch die Umverteilung der Querkraft vom Stahlträger zum Betongurt zu groß und es kam zu einem "reinen Schubversagen" wie Ramm/Kohlmeier [1] es mehrfach gezeigt haben. Die globale Querkraft war ersichtlich gegen Ende des Versuchs weitgehend konstant (vgl. Kapitel 4.6.5). Dass aber trotzdem die lokale Querkraft im Betongurt gesteigert wurde, ist durch die weiter anwachsenden Kopfbolzenkräfte in Bild 4–29 zu erkennen.

Durch die Art des Versagens war es nicht mehr möglich, die vorher konstante globale Querkraft aufrecht zu erhalten. Eine weitere Ausnutzung der Systemreserven (plastisches Moment im Feld) wäre nur dann möglich gewesen. Das globale Querkraftfließgelenk war also nur bis zu dem Zeitpunkt wirksam, bis die lokale Querkraftverteilung zwischen Betongurt und Stahlträger so ungünstig wurde, dass die Querkraft nicht mehr vom Betongurt aufgenommen werden konnte.

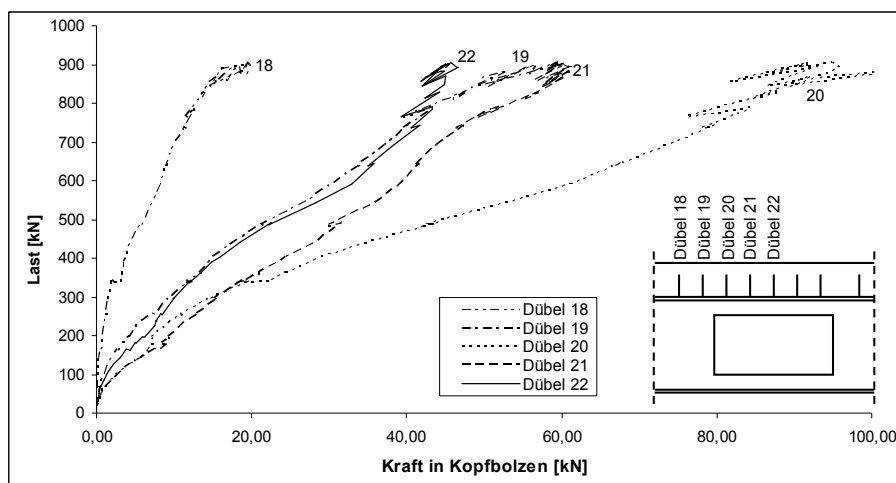


Bild 4–30: Kräfte in den Kopfbolzendübeln bei V3-DL400

Vergleicht man die in Bild 4–29 gezeigten Ergebnisse mit den Vergleichswerten des mit Dübelleisten verstärkten Versuchs V3-DL400 (Bild 4–30), so ist zu erkennen, dass die Verteilung in den Kopfbolzen etwas anders ist. In den unteren Lastbereichen der Versuche sind die Kräfte in den Kopfbolzendübeln bei V3-DL400 geringer als bei V2-G400, bei hohem Lastniveau sind die Kräfte bei V3-DL400 deutlich größer. Der am stärksten beanspruchte Kopfbolzendübel ist bei V3-DL400 (Dübel 20) nicht wie bei V2-G400 (Dübel 22) über der Mitte der Öffnung sondern direkt neben dem Öffnungsrand platziert. In Dübel 20 wird während des Versuchs V3-DL400 eine Kraft bis 100 kN erreicht.

Durch die Vergrößerung der Kopfbolzenhöhe im Träger V3-DL400 werden die Kopfbolzen bei niedrigem Lastniveau in ihrer Funktion als Querkraftbewehrung entlastet (vgl. [1]). Deswegen sind die Dübelkräfte in der frühen Versuchsphase geringer. Außerdem wird die Höhe des Betongurts aufgrund der geänderten Kopfbolzenhöhe besser ausgenutzt. Die Verstärkung durch die Dübelleisten ermöglicht, dass mehr Querkraft über den Betongurt und somit auch über die Öffnung transportiert werden kann. Dazu müssen mehr Querkraftanteile über die Kopfbolzen hochgehängt werden. Dies führt in der späteren Versuchsphase zu größeren Dübelkräften und hat eine Erhöhung der Traglast des Gesamtsystems zur Folge.

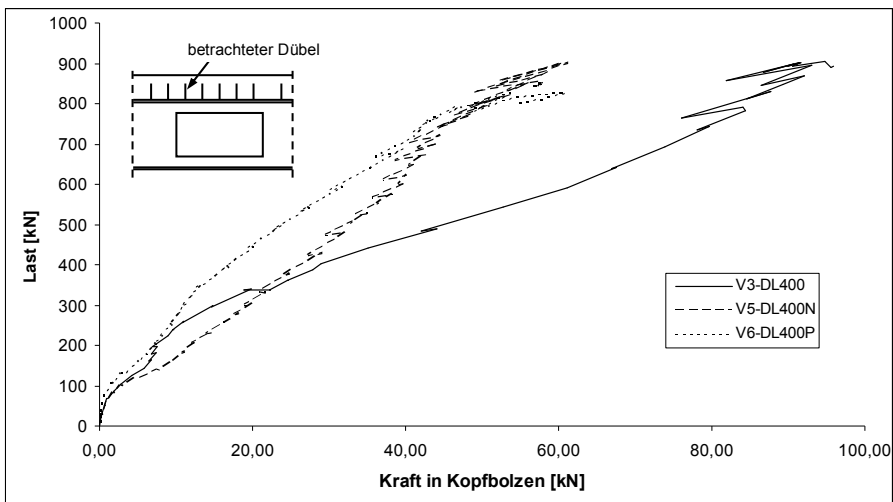


Bild 4–31: Vergleich der Kräfte in Kopfbolzendübeln am Öffnungsrand

Beim Vergleich der Kraft des am stärksten beanspruchten Kopfbolzendübeln aus V3-DL400 mit den entsprechenden Dübelkräften der beiden Versuche V5-DL400N und V6-DL400P in Bild 4–31 sieht man, dass die Kraft aus V3-DL400 deutlich größer ist. Beim nicht dargestellten Vergleich der übrigen gemessenen Kräfte in den Kopfbolzendübeln dieser drei Versuche ist eine derartig große Abweichung nicht festzustellen. Dies ist durch den Einfluss, der bei V5-DL400N und V6-DL400P durch das negative bzw. positive Moment auf das Verhalten im Öffnungsbereich einwirkt, begründet.

Um die Querkrafttragfähigkeit des Betongurts zu verbessern wurden die Versuchsträger V3-DL400, V5-DL400N und V6-DL400P mit Dübelleisten versehen (vgl. Kapitel 4.2). In Bild 4–32 sind die im Versuch V3-DL400N gemessenen Dehnungen der Doppelkopfanker auf der inneren Dübelleiste gezeigt. Es ist zu erkennen, dass erst ab etwa 50% der Traglast die ersten Anker nennenswert belastet werden. Ab dieser Last zeichnete sich beim Vergleichsträger V2-G400 ohne Dübelleisten der Beginn des Schubversagens ab. Die Dübelleisten übernehmen demnach eindeutig Querkraftanteile. Der Fließbeginn wird bei keinem Doppelkopfanker überschritten.

Die Darstellung von Bild 4–33 zeigt entsprechend die Dehnungen der Anker in der äußeren Dübelleiste. Die erreichten Dehnungen sind geringer als die in der inneren Leiste. In dem äußeren Bereich des Betongurts wird weniger Querkraft übertragen.

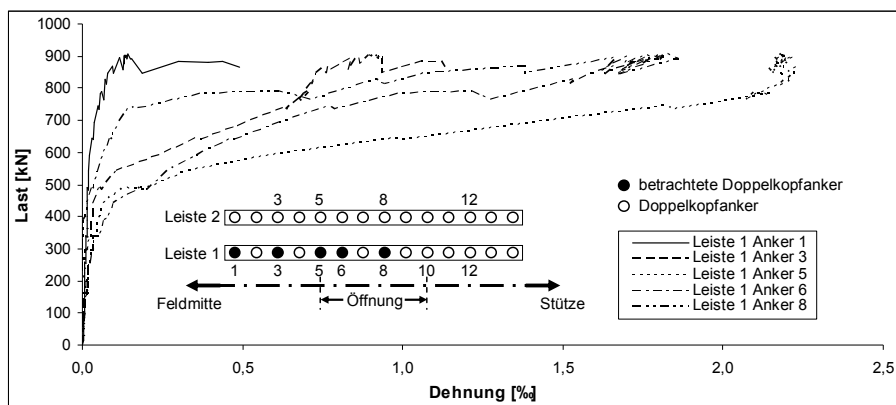


Bild 4–32: Dehnungen in den Doppelkopfankern der inneren Dübelleiste (Leiste 1, Versuch V3-DL400)

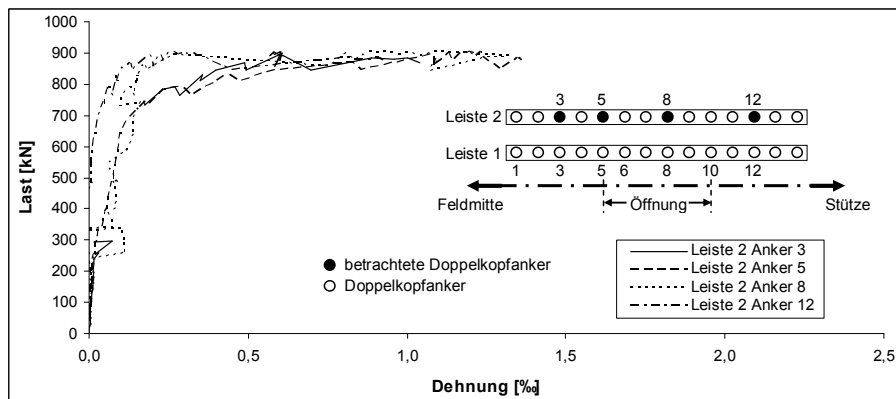


Bild 4–33: Dehnungen in den Doppelkopfankern der äußeren Dübelleiste (Leiste 2, Versuch V3-DL400)

Bei den beiden Versuchen V5-DL400N und V6-DL400P ist das Verhalten in der äußeren Dübelleiste nahezu identisch. Auf eine Abbildung dieser Ergebnisse wird deswegen verzichtet. Ein Vergleich der Kräfte in den maßgebenden Doppelkopfankeern der inneren Dübelleiste ist in Bild 4–34 gezeigt. Es ist zu erkennen, dass bei V5-DL400N die Kraft im Anker 6 schon bei geringer Laststufe stark zunimmt. Dies wird durch die frühe Rissbildung infolge des Stützmomentes verursacht. Die Kräfte in den maßgebenden Ankern sind bei Traglast fast gleich. Lediglich Anker 5 bei V6-DL400P hat nur etwa ein Drittel der Maximalkraft der übrigen Doppelkopfankeer. Bei diesem Versuch liegt der erwähnte Anker ebenso wie die Öffnung nahe bei der Lasteinleitung. Zusätzlich trat das Versagen im Vergleich zu den beiden anderen mit Dübelleisten verstärkten Versuchskörpern bei geringerer Last ein. Die Einleitung einer konzentrierten Last in der Nähe einer Öffnung hat demnach einen Einfluss auf das Verhalten im Bereich der Öffnung. Eine Reduktion der Traglast des Gesamtsystems ist die Folge.

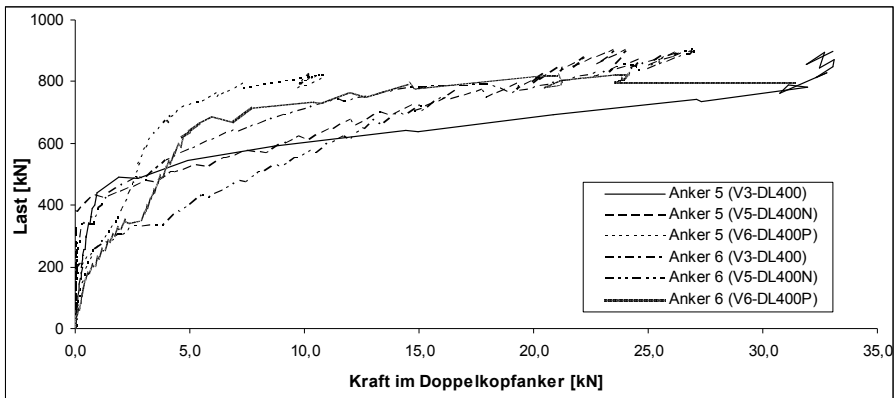


Bild 4–34: Kräfte in den Doppelkopfankeern der inneren Dübelleiste

Zusammenfassend kann festgehalten werden, dass das Verhalten der Kopfbolzendübel in durchlaufenden Verbundträgern mit Öffnung dem von Ramm/Kohlmeier [1] beschriebenen Verhalten entspricht. Die Querkraft wird vor der Öffnung hochgehängt, wobei die am stärksten beanspruchten Kopfbolzen am Öffnungsrand platziert sind. Allerdings zeigt sich, dass durch die Querkraftverteilung im Reststeg des oberen Teilträgers auch Kopfbolzen, die über der Öffnung sitzen, am stärksten beansprucht sein können. Im Bereich der Öffnung angeordnete Dübelleisten beeinflussen die Kräfte in den Kopfbolzendübeln. Je näher die Leiste am Stahlträger liegt, desto mehr Traganteile übernehmen die Doppelkopfankeer.

Die Tragwirkung der Dübelleisten ist in den unten vorgestellten Bemessungsmodellen (Kapitel 7) zwar berücksichtigt. Einer praktischen Anwendung sollten aber weitere Untersuchungen zur Anwendung der Dübelleisten vorausgehen.

4.6.5 Schnittgrößen

Bei den untersuchten Versuchsträgern ergibt sich aufgrund der gleichen Stützweite beider Felder und der symmetrisch angeordneten Lasteinleitung stets ein symmetrischer Momentenverlauf, obwohl die Steifigkeitsverteilung wegen der Öffnung unsymmetrisch ist. Dies ist leicht vorstellbar, da die beiden Endauflagerkräfte gleich groß sein müssen. Im Versuch waren die eingeleiteten Einzellasten und die Kraft im Mittelauger bekannt. Somit konnten die Schnittgrößenverläufe des statisch unbestimmten Systems berechnet werden. Ungleiche Feldweiten wurden im Rahmen der Parameterstudie untersucht (Kapitel 5.3).

In Kapitel 4.6.3 ist das Dehnungsverhalten und der sich einstellende Mechanismus im Öffnungsbereich beschrieben. Durch die Öffnung im Träger ist die Lastweiterleitung zur Stütze hin gestört und es kommt zu einer Umlagerung der Schnittgrößen im Gesamtsystem. Außerdem muss erwähnt werden, dass aufgrund der Konstruktion des Mittelaugers (vgl. Kapitel 4.3) an dieser Stelle der Träger weicher gelagert war als an den Endauflagern. Diese Tatsache führt bei Durchlaufträgern ebenfalls zu einer Verringerung des Stützmomentes.

Exemplarische Momentenlinien des Versuchs V1-T350, die aus der gemessenen Mittelaugerkraft und den eingeleiteten Lasten errechnet worden sind, zeigt Bild 4–35. Eine Momentenumlagerung bei Laststeigerung zur Feldmitte hin ist erkennbar. Deswegen kann im Öffnungsbereich von der Bildung eines globalen Querkraftfließgelenks gesprochen werden.

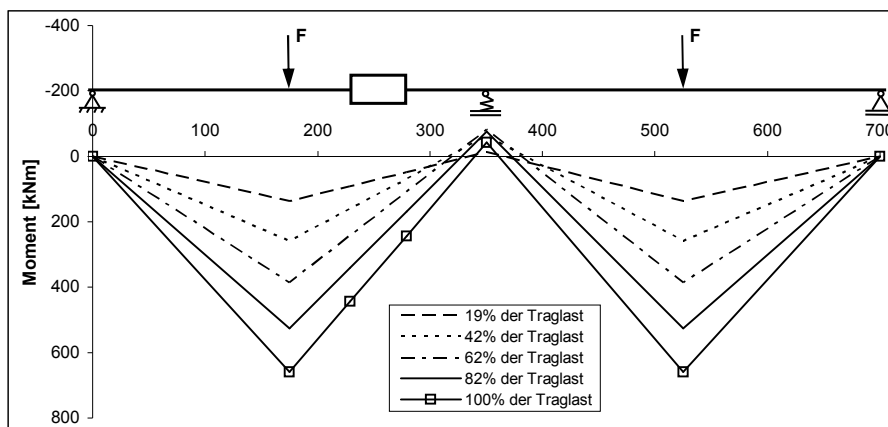


Bild 4–35: Momentenverteilung während des Versuchs V1-T350

In Bild 4–36 sind ausgewählte Momentenlinien des Versuchs V2-G400 dargestellt. Es ist zu erkennen, dass während dieses Versuchs bei Laststeigerung das Stützmoment erst zunahm und vor dem Erreichen der Traglast wieder stark abnahm. Dies lag daran, dass das Verhalten in den unteren Laststufen eher einem ungeschwächten Durchlaufträger entspricht. Durch die großen Verformungen und die ausgeprägte Fließzonenbildung im Öffnungsbereich während der Laststeigerung

wurde dieser Zustand so verändert, dass der Lastabtrag zur Stütze hin stark beeinflusst wurde. Eine Steigerung der Querkraft zur Stütze hin war ab etwa 85 % der Traglast nicht mehr möglich. Wiederum kann von der Bildung eines globalen Querkraftfließgelenks gesprochen werden. Die weitere Laststeigerung wurde somit durch die Vergrößerung der Feldmomente ermöglicht. Es fand erneut eine Umlagerung der Schnittgrößen im Gesamtsystem statt. Die die Lage des Momentennullpunktes wurde hierdurch ebenfalls verändert. Dies vergrößerte das globale Moment im Öffnungsbereich und führte zu lokalen Zusatzbeanspruchungen.

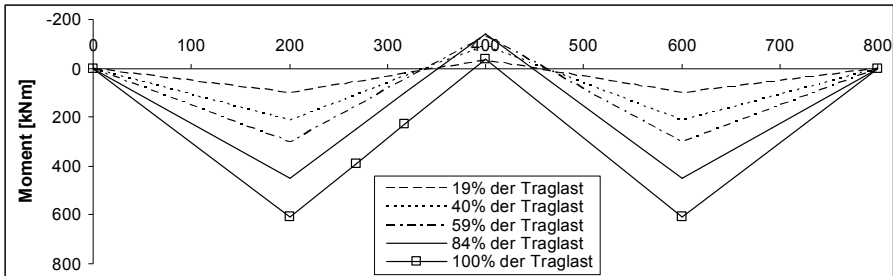


Bild 4–36: Momentenlinien während des Versuchs V2-G400

Der Vergleich der maßgebenden Momente im Versuchsverlauf (Bild 4–37) zeigt ebenfalls, dass eine Umlagerung stattfand. Das Stützmoment nahm in der ersten Versuchsphase stetig zu, stagnierte aber im weiteren Verlauf und nahm zum Bruch hin ab. Das Moment am rechten Öffnungsrand (ÖR1) verhielt sich in etwa gegenläufig. Die Feldmomentenzunahme verlief bis kurz vor dem Erreichen der Traglast nahezu linear. Vor dem Bruch war eine verstärkte Zunahme zu beobachten.

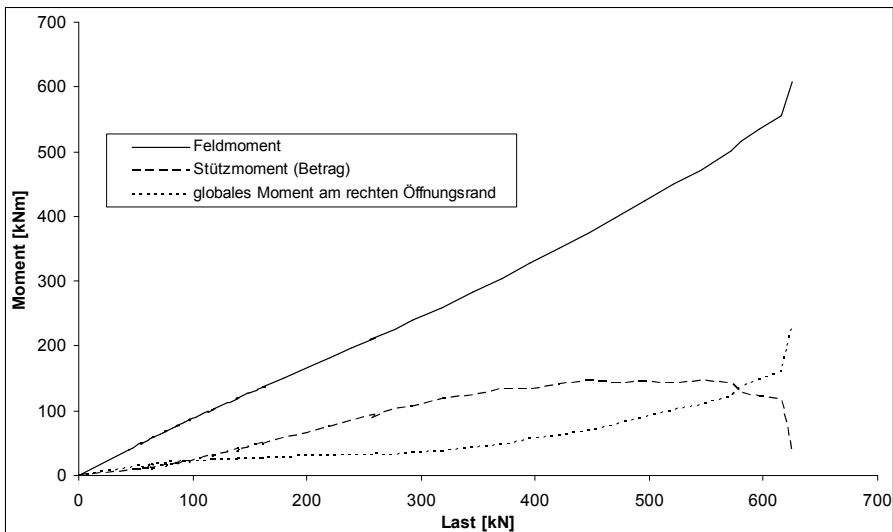


Bild 4–37: Momentenentwicklung während des Versuchs V2-G400 (bis Traglast)

In den Bildern Bild 4–38 bis Bild 4–41 sind die Momentenlinien der Versuche V3-DL400 bis V6-DL400P abgebildet. Die Linien der mit Dübelleisten verstärkten Versuchsträger sind im qualitativen Verlauf nahezu identisch. Lediglich die Größe der erreichten Momente variieren. Bei allen drei Diagrammen (Bild 4–38, Bild 4–40 und Bild 4–41) ist eine Steigerung des Stützmomentes bis 80% der Traglast zu erkennen. Bei weiterer Laststeigerung bleibt das Stützmoment fast gleich und fällt im Unterschied zu den ersten beiden Versuchen nicht gravierend ab. Durch die Betongurtverstärkung im Öffnungsbereich kann demnach eine größere Querkraft konstant übertragen werden.

Die Momentenverläufe während des Versuchs V4-S400 sind wegen der simulierten Streckenlast annähernd parabelförmig. Wie in Kapitel 4.6.2 beschrieben, konnte dieser Versuch nicht bis zum Bruch gefahren werden. Trotzdem ist in Bild 4–39 erneut zu erkennen, dass der Versuchsträger kurz vor dem Versagen stand. Die Momentenumlagerung wird hier wie bei den übrigen Versuchen deutlich. Zwischen 80% und 100% der Last ist nur eine große Zunahme des Feldmomentes und eine kaum erkennbare Abnahme des Stützmomentes zu erkennen.

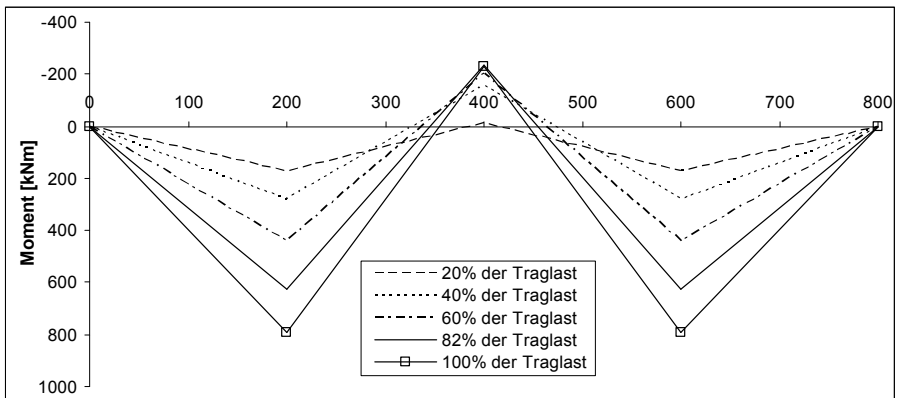


Bild 4–38: Momentenlinien (Versuch V3-DL400)

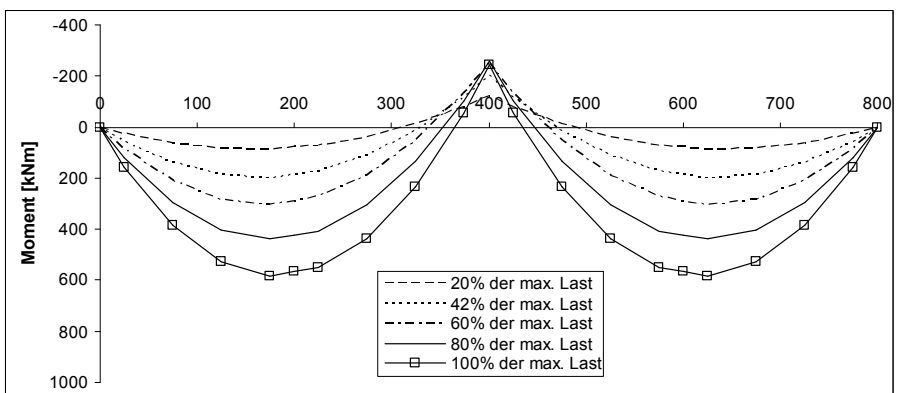


Bild 4–39: Momentenlinien (Versuch V4-S400)

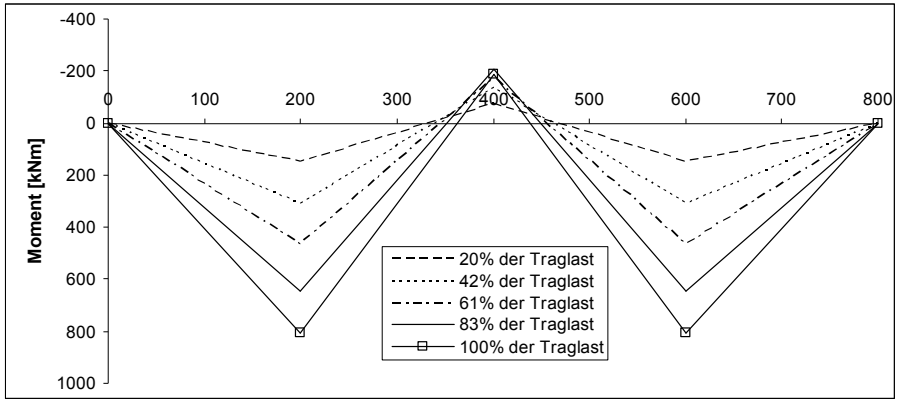


Bild 4–40: Momentenlinien (Versuch V5-DL400N)

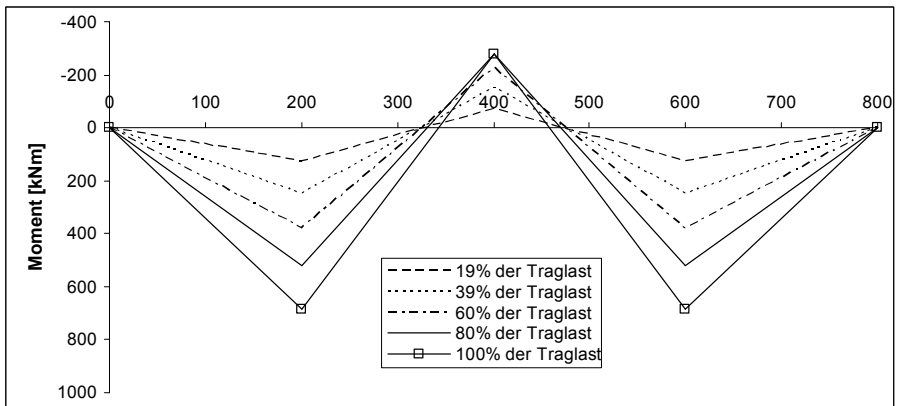


Bild 4–41: Momentenlinien (Versuch V6-DL400P)

In Bild 4–42 sind noch einmal die Momentenlinien der Versuche V3-DL400, V5-DL400N und V6-DL400P bei etwa 80% und 100% der Traglast zusammengefasst. Daraus ist ersichtlich, dass die Feldmomente von V3-DL400 und V5-DL400N nahezu gleich, aber beide deutlich größer sind als dies bei V6-DL400P der Fall ist. Beim Vergleich der Stützmente verhält es sich gegenläufig, jedoch liegt das Moment von V3-DL400 betragsmäßig zwischen denen von V5-DL400N und V6-DL400P. Die Lage der Öffnung bei V6-DL400P im positiven Momentenbereich behindert die volle Ausnutzung der plastischen Reserven im Feldbereich. Bei den anderen beiden Versuchen werden diese Reserven komplett ausgenutzt. Im Stützbereich wird bei V6-DL400P mehr von der Querschnittstragfähigkeit ausgeschöpft. Die Öffnungslage bei V5-DL400N beeinflusst das Stützmoment zwar nicht so deutlich wie der Einfluss bei V6-DL400P auf das Feldmoment. Im Vergleich dieser drei Versuche ist das Stützmoment von V5-DL400N jedoch am Geringsten.

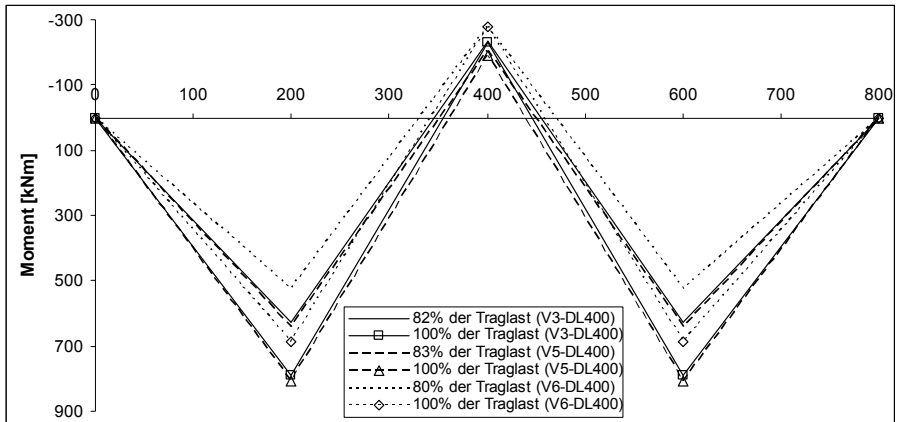


Bild 4–42: Momentenlinien der Versuch V3-DL400, V5DL400N und V6-DL400P

In Tabelle 4–3 sind die berechneten plastischen Momente, die im Versuch erreichten Schnittgrößen und die sich daraus ergebende Ausnutzung der Querschnitte zusammengefasst. Bei der Berechnung der plastischen Momente ist für diese Tabelle keine Reduktion der rechnerischen Stegfläche durch die einwirkende Querkraft berücksichtigt. Die Momente wurden mit den Kennwerten aus den Materialversuchen und ohne Sicherheitsbeiwerte ermittelt, um eine Vergleichbarkeit mit den Versuchsergebnissen sicherzustellen. Die angegebene Querkraft ist für den Fall der vollen Ausnutzung der plastischen Momente berechnet und demnach nur als fiktiver Bezugs- und Vergleichswert gedacht.

Die tabellierten Schnittgrößen entsprechen den Versuchswerten bei 100% der Traglast. Bei V4-S400 ist das maximale Feldmoment, das aufgrund der Streckenlast nicht genau in Feldmitte wirkt, angegeben.

		V1-T350	V2-G400	V3-DL400	V4-S400	V5-DL400N	V6-DL400P
Traglast im Versuch		769,4 kN	625,5 kN	904,9 kN	344,4 kN/m	901,9 kN	826,0 kN
plastische Momente (berechnet)							
Feldmoment $M_{pl,F}$	[kNm]	905	837	773	776	810	842
Stützmoment $M_{pl,S}$	[kNm]	-625	-588	-555	-564	-611	-598
bei Ausnutzung der plast. Momente zu übertragende Querkraft im Öffnungsbereich	[kN]	-874	-713	-664	-670	-711	-720
im Versuch erreichte Schnittgrößen							
Feldmoment $M_{exp,F}$	[kNm]	639,5	607,6	790,0	582,2	807,6	686,3
Stützmoment $M_{exp,S}$	[kNm]	-67,4	-35,8	-229,8	-243,7	-188,7	-279,3
Querkraft im Öffnungsbereich	[kN]	-404,0	-321,7	-509,9	-405,3	-498,2	-482,8
Ausnutzung der plastischen Momente							
Feldmoment $M_{exp,F} / M_{pl,F}$	[%]	70,7	72,6	102,2	75,0	99,7	81,5
Stützmoment $M_{exp,S} / M_{pl,S}$	[%]	10,8	6,1	41,4	43,2	30,9	46,7
Querkraft im Öffnungsbereich	[%]	46,2	45,2	76,8	60,5	70,1	67,1

Tabelle 4–3: Zusammenstellung der maßgebenden Schnittgrößen und Querschnittsausnutzung

Der Einfluss der Öffnungslage wird beim Betrachten der Querschnittsausnutzung erneut deutlich. Die in Tabelle 4–3 angegebene Ausnutzung der plastischen Momente zeigt beim Vergleich der drei Versuche V3-DL400, V5-DL400N und V6-

DL400P, dass bei einer Öffnungslage im positiven Momentenbereich (V6-DL400P, Kapitel 4.2.7) nicht das volle plastische Moment erreicht wird. Da aber der Träger im Feldbereich bei V6-DL400P vollständig plastiziert, ist durch die feldmittennahe Lage der Öffnung eine Abminderung des aufnehmbaren Feldmomentes anzunehmen.

Die Ausnutzung des plastischen Stützmomentes ist bei allen Versuchen geringer als 50%. Dies liegt daran, dass bei jedem Versuchsträger die Öffnung die Lastweiterleitung zur Stütze entscheidend stört und deswegen kein Fließgelenk über der Stütze gebildet werden kann. Bei den Versuchen mit verstärktem Betongurt (V3-DL400, V5-DL400N und V6-DL400P) und des Versuchs mit simulierter Streckenlast V4-S400 liegt die Ausnutzung deutlich höher als bei den ersten beiden Versuchen. Bei den drei erstgenannten Versuchsträgern ist durch die Verstärkung mit Dübelleisten ein besserer Transport der Querkraft über die Öffnung möglich. Bedingt durch die Streckenlast ist bei V4-S400 die Querkraft, die bei gleich großem Stützmoment über die Öffnung weitergeleitet werden muss, geringer als bei den ersten beiden Versuchen. Demnach kann bei gleicher Querkraft ein größeres Stützmoment aufgebaut werden.

Aus den zusammengefassten Ergebnissen in Tabelle 4–3 ist ebenfalls zu erkennen, dass bei den Versuchsträgern, die keine Betongurtverstärkung haben, die Ausnutzung des Feldmomentes nur bei 70% bis 75% liegt.

4.6.6 Verformungsverhalten

In den Versuchen wurde an verschiedenen Punkten die vertikale Verformung gemessen. In Bild 4–43 sind die sich aus Versuch V1-T350 ergebenden vertikalen Verformungen dargestellt. Trotz gleichmäßiger Momentenzunahme bei gleichgroßer Laständerung ist eine wesentlich größere Verformungszunahme im Feld mit Öffnung als im Feld ohne Öffnung zu erkennen. Dieser Verformungszuwachs ist durch die relativ große Querkraftverformung im Bereich der Öffnung begründet und deutet auf die Bildung eines globalen Querkraftfließgelenks hin.

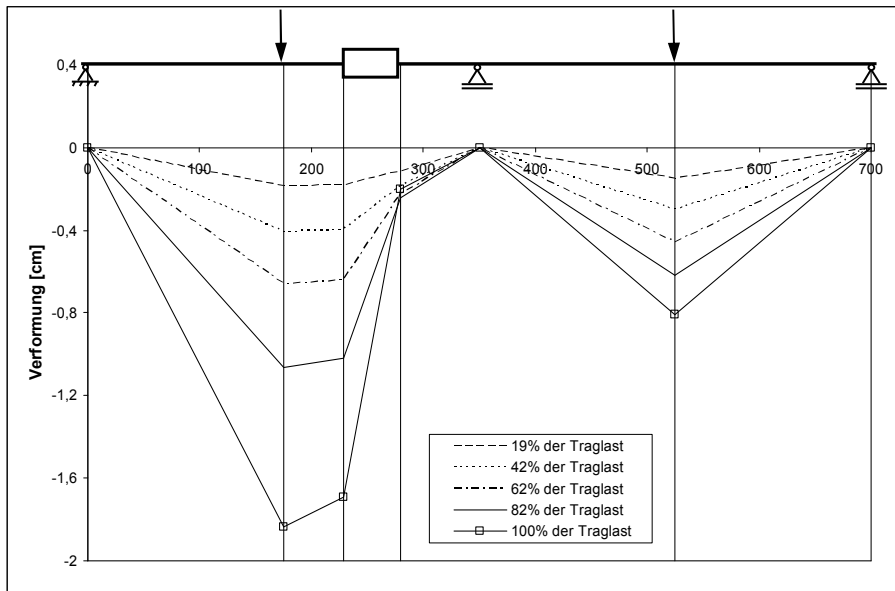


Bild 4–43: Vertikale Verformungen an ausgewählten Messstellen (Unterseite Träger, Versuch V1-T350)

In Bild 4–44 und Bild 4–45 sind während des Versuchs V2-G400 gemessene vertikale Verformungen dargestellt. Unterschieden werden die beiden Bilder durch die gemessenen Stellen (Trägerunterkante bzw. Trägeroberkante). Beide Abbildungen zeigen bei höherem Lastniveau deutlich größere Verformungen in Feld 1, die durch das Verhalten im Öffnungsbereich verursacht wurde. Aber auch bei niedriger Belastung wurden im Feld mit Öffnung größere Verformungen als im Feld ohne Öffnung gemessen.

Der Vergleich der vertikalen Verformungen der Versuche V1-T350 und V2-G400 (Bild 4–43 und Bild 4–44) zeigt, dass das Verformungsverhalten prinzipiell gleich ist. Lediglich die Größe der Verformungen variiert aufgrund der unterschiedlichen Feldlänge.

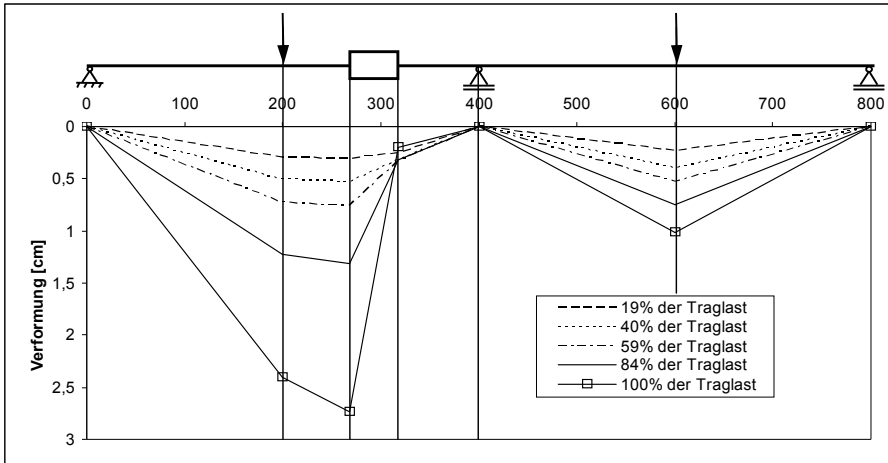


Bild 4–44: Vertikale Verformung an ausgewählten Messstellen (Unterkante Träger, Versuch V2-G400)

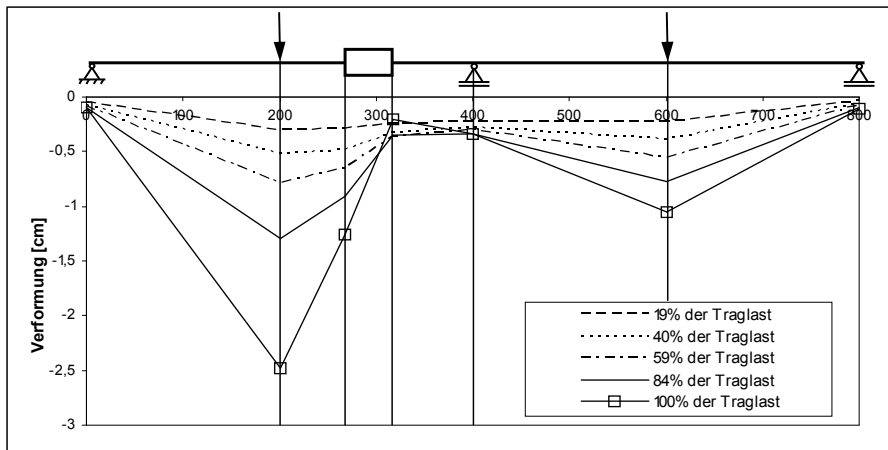


Bild 4–45: Vertikale Verformung an ausgewählten Messstellen (Oberkante Träger, Versuch V2-G400)

In Bild 4–46 sind die vertikalen Verformungen des Versuchs V3-DL400 abgebildet. Im Unterschied zu V2-G400 ist hier bei Traglast kein leichtes Anheben des rechten Öffnungsrandes (ÖR1) festzustellen. Weiterhin werden größere Absolutwerte der Verformung in den Feldmitten erreicht. Außerdem wächst der Unterschied der Verformung zwischen 80% der Traglast und 100% der Traglast erheblich an. Das stärkere Plastizieren des Trägers bei V3-DL400, das durch die Verstärkung der Betonplatte möglich wird, zeigt sich hier erneut.

Die übrigen, hier nicht gezeigten Versuchsergebnisse weisen ein ähnliches Verformungsverhalten auf. Bei V5-DL400N und V6-DL400P ist durch die

Öffnungslage der steile Anstieg der Linie im Bereich der Öffnung an die entsprechende Stelle verschoben. Bei V4-S400 ist wegen der simulierten Streckenlast der Sprung zwischen 80% und 100% der Traglast geringer.

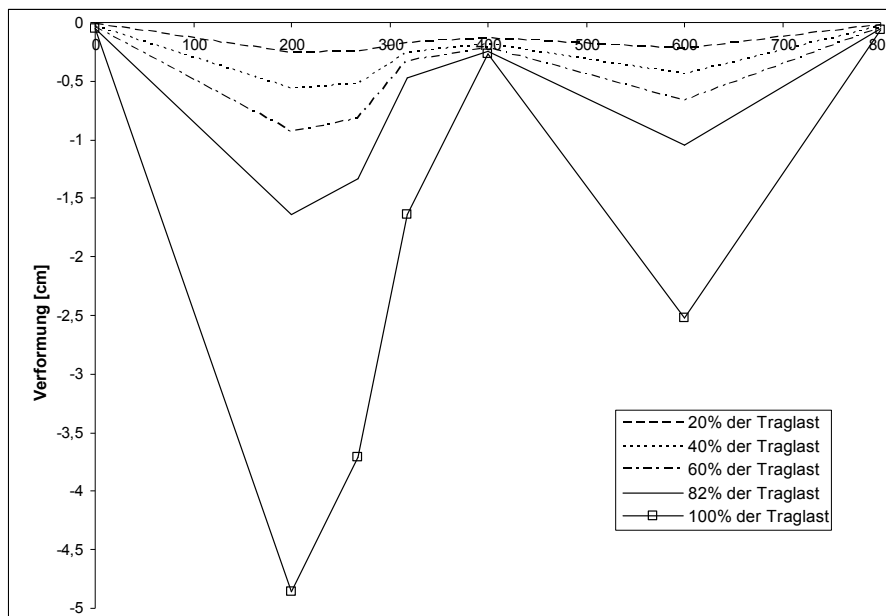


Bild 4-46: Vertikale Verformungen (Oberkante Träger, Versuch V3-DL400)

Vergleicht man die Darstellungen von Bild 4-44 mit Bild 4-45 des Versuchs V2-G400 untereinander, so ist am linken Öffnungsrand (ÖR2) ein Unterschied der beiden gemessenen Verformungen festzustellen. Die Differenzen zwischen den gemessenen Werten an der Oberkante und der Unterkante des Trägers sind für den linken und den rechten Öffnungsrand in Bild 4-47 aufgetragen. Am ÖR2 nahm dieser Unterschied während des Versuchs deutlich zu. Der Grund hierfür war das Hochhängen der Querkraft über die Kopfbolzen in den Betongurt, was ein Abheben des Betongurts vom Stahlträger zur Folge hatte. Hinzu kam auch, dass der entstehende Schubriss (vgl. Kapitel 4.6.7) zwischen den Messpunkten verlief. Außerdem wirkte am ÖR2 eine vertikale Zugkraft, die Dehnungen im Stahlträger in dieser Richtung verursachte. Im Vergleich zur linken Öffnungsseite sind die Messunterschiede an der rechten Öffnungsseite sehr gering. Trotzdem ist in Bild 4-47 zu erkennen, dass der Unterschied am ÖR1 negativ ist. Auf dieser Seite der Öffnung wird die Querkraft wieder in den Stahlträger geleitet. Dies geschieht hauptsächlich über Druck, der von der Betonplatte in den Stahlflansch übertragen wird. Diese Kraft erzeugt Druckspannungen in vertikaler Richtung. Bei Versuch V1-T350 ist das gleiche Verhalten zu erkennen, wobei hierzu auf eine Darstellung verzichtet wird.

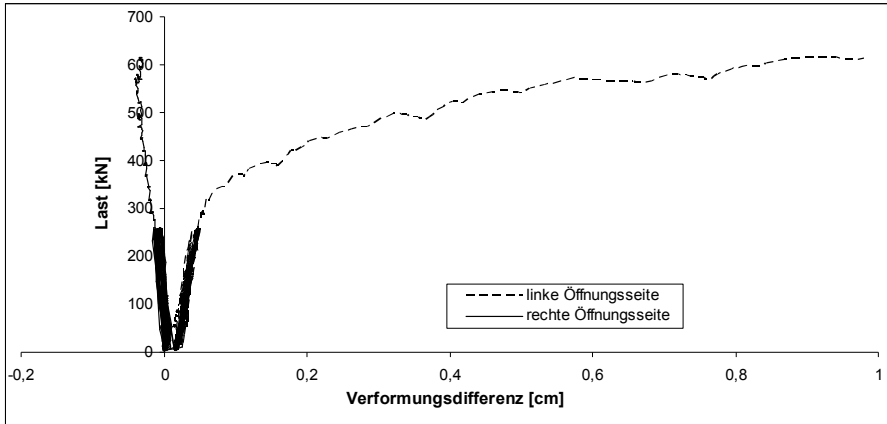


Bild 4–47: Differenz zwischen vertikalen Verformungen an der Ober- und Unterkante des Trägers V2-G400

Bei den Versuchen mit Dübelleisten wird mehr Querkraft durch die Betonplatte übertragen. Demnach muss auch mehr Last in den Beton ein- und ausgeleitet werden. In Bild 4–48 sind als Vergleich zu V2-G400 (Bild 4–47) die Differenzen zwischen den vertikalen Verformungen während des Versuchs V3-DL400 aufgetragen. Die Unterschiede an der linken Öffnungsseite verlaufen ähnlich, allerdings sind die erreichten Differenzen bei V3-DL400 größer. Außerdem muss deutlich mehr Last auf das System aufgebracht werden bis die Messdifferenz 0,2 cm überschreitet.

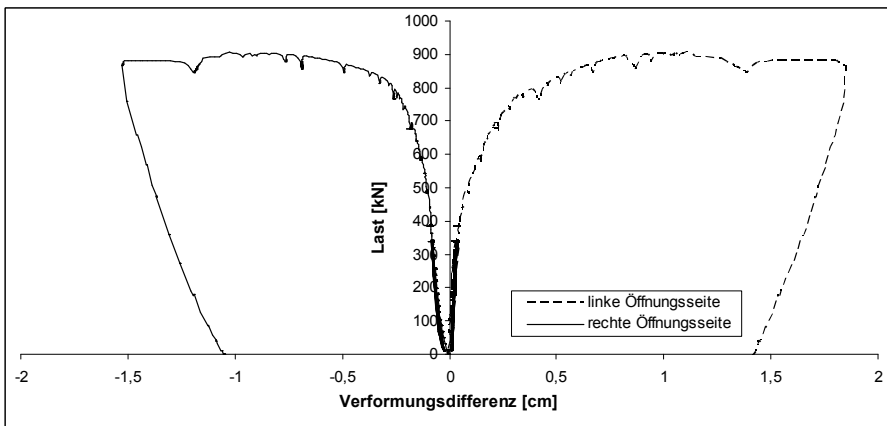


Bild 4–48: Differenz zwischen vertikalen Verformungen an der Ober- und Unterkante (Träger V3-DL400)

Auf der rechten Öffnungsseite ist erst im letzten Zehntel der Belastung bei V3-DL400 eine deutliche Zunahme der Verformungsdifferenz zu erkennen. Zuvor entsprechen die gemessenen Größen nahezu den Messwerten von V2-G400. Das

Zusammendrücken des Querschnitts verursacht relativ geringe Verformungen des Trägers. Jedoch sind vor dem Erreichen der Traglast deutlich erkennbare plastische Verformungen im Steg dafür verantwortlich, dass es noch zu recht großen Differenzen am rechten Öffnungsrand kommt. Durch die Dübelleisten wird das relativ frühe Schubversagen des Betongurts verhindert. Dadurch werden wiederum die plastischen Verformungen im Stahlträgersteg im späteren Versuchsverlauf ermöglicht. In Kapitel 4.6.7 wird auf diese Versagensart näher eingegangen.

Ein Vergleich des Diagramms aus Bild 4–48 mit den Verformungsdifferenzen des Versuchs V6-DL400P zeigt ebenfalls eine ausgeprägte Verformungszunahme am ÖR1 bei hohem Lastniveau. Auch das Verhalten an der linken Öffnungsseite ist nahezu identisch. Deswegen werden an dieser Stelle hierzu keine Abbildungen gezeigt.

Vergleicht man das Diagramms aus Bild 4–48 mit den in Bild 4–49 dargestellten Ergebnissen des Versuchs V5-DL400N, so ist zu erkennen, dass erneut das Verhalten an der linken Öffnungsseite grundsätzlich ähnlich ist. Allerdings werden größere Werte als bei V3-DL400 erreicht. Am rechten Öffnungsrand (ÖR1) bleiben die Messunterschiede bei V5-DL400N relativ gering, da hier wegen der stütznahen Lage der Öffnung keine plastischen Stegverformungen entstehen. Die Steifen, die über der Mittelstütze im Stahlträger angeordnet sind, blockieren diesen Verformungswillen.

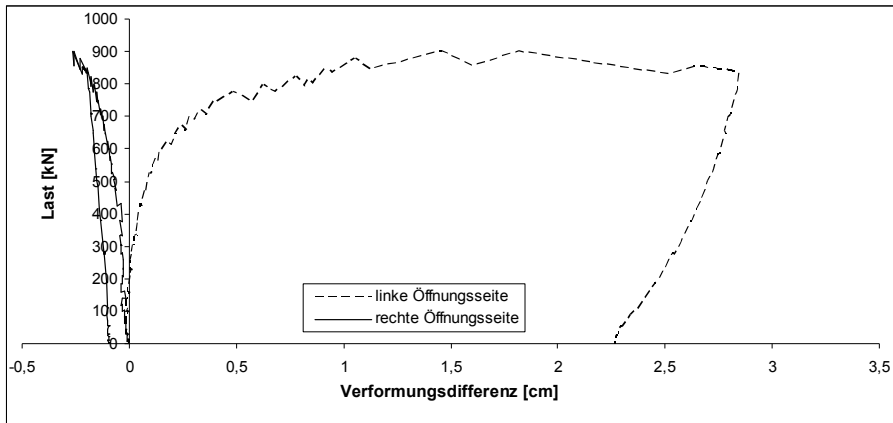


Bild 4–49: Differenz zwischen vertikalen Verformungen an der Ober- und Unterkante (Träger V5-DL400N)

Bei V4-S400 ist der Verlauf für beide Öffnungsseiten ähnlich wie bei V3-DL400. Da aber aufgrund der Versuchseinrichtung (vgl. 4.6.2) der Versuch V4-S400 nicht bis zum Bruch belastet werden konnte, gilt dies nur für einen bestimmten Lastbereich unterhalb der Traglast. Aufgrund der schlechten Vergleichbarkeit sind die Verformungsdifferenzen für diesen Versuch hier nicht abgebildet.

Zusammenfassend kann hinsichtlich des Verformungsverhaltens festgehalten werden, dass der größte Verformungszuwachs im Bereich der Öffnung zu messen

ist. Dieser Anteil nimmt mit steigender Last zu. Außerdem ist durch die gemessene Verformungsdifferenz zwischen der Oberkante und der Unterkante des Trägers am linken Öffnungsrand das Abheben der Betonplatte festzustellen.

4.6.7 Rissverhalten und Versagen

Das Rissverhalten ist bei allen Versuchsträgern sehr ähnlich. Die Art des Versagens variiert dagegen. Die Versagensarten können nicht ganz klar voneinander abgegrenzt werden.

Als exemplarisches Beispiel für die Rissentwicklung im Versuchskörper wird die Grundkonstellation V2-G400 vorgestellt. Nach dem Aufbringen der ersten Laststufe von 10 kN je Feld, wurde die Last auf 25 kN und dann auf 50 kN gesteigert. Im Anschluss folgte eine Laststeigerung in Schritten mit 10 kN Größe auf eine Laststufe von 100 kN. Der Erstriss entstand bei 60 kN an der Oberseite des Trägers über dem Mittelaufleger. Dies bestätigt den in Kapitel 4.6.5 gezeigten frühen Beginn der Umlagerung der Momente von der Stütze ins Feld. Im Teilquerschnitt 2 (vgl. Bild 4–4) trat bei 70 kN der erste Riss im Öffnungsbereich auf. Nachdem die 100 kN – Laststufe erreicht war, wurde die Last in 20 kN – Schritten gesteigert. Erste Risse auf der unteren Seite des Betongurts wurden bei 140 kN über der Öffnungsecke 2 deutlich. Bei 180 kN entstanden weitere Risse an der Unterseite über der Öffnungsecke 1. Nach dem Erreichen von 260 kN je Feld wurde erst bis auf 6 kN entlastet und im Anschluss wieder auf 260 kN belastet. Wie unter 4.5 beschrieben, wurde dieser Lastwechsel 20-mal durchgeführt. Danach wurde die Kraft in 25 kN – und 20 kN – Schritten weiter bis zum Bruch, der bei etwa 625 kN eintrat, gesteigert. Das abgeschlossene Rissbild des Betongurts im Bruchzustand ist in Bild 4–50 abgebildet.

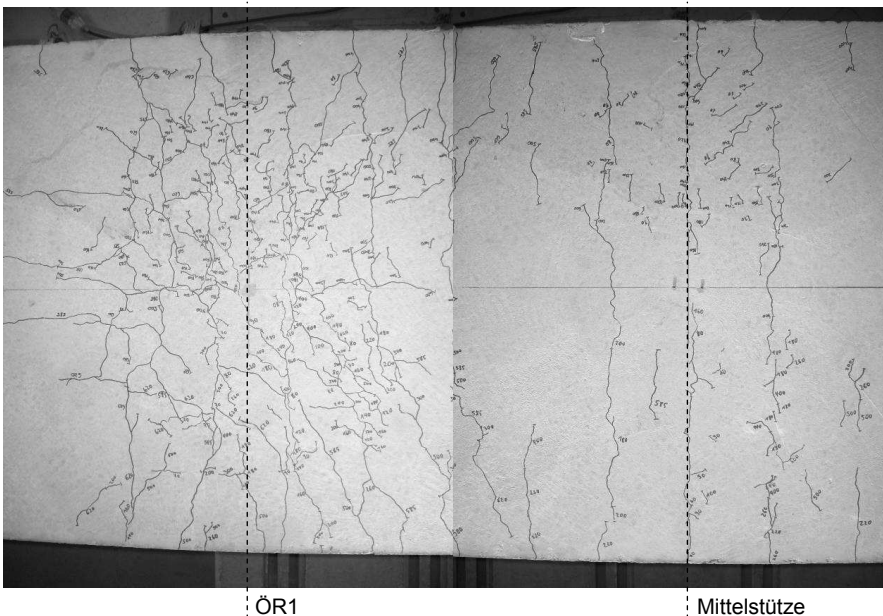


Bild 4–50: Rissbild im Bruchzustand bei V2-G400 (Draufsicht, zusammengesetztes Bild)

In Tabelle 4–4 ist das Rissgeschehen der einzelnen Versuche zusammengefasst. Es ist zu erkennen, dass die ersten Risse sich entweder in dem Bereich über der Mittelstütze oder im Bereich über dem ÖR1 bildeten. Der zweite Rissbereich entstand stets an der entsprechend anderen Stelle (Mittelstütze, ÖR1). Die Laststufen, bei der sich die Risse im ersten und zweiten Rissbereich bildeten, lagen bei allen Versuchen eng zusammen. Bei V4-S400 wurden Risse beider Rissbereiche sogar bei einer Laststufe festgestellt.

Die Größe der Lastschritte lässt keine exakte Bestimmung der Erstrissbildung zu. Hinzu kommt, dass durch die Messtechnik und die Lasteinleitung die Sicht erschwert wird und die sehr feinen Risse oft erst bei größeren Laststufen beobachtet werden.

	V1-T350	V2-G400	V3-DL400	V4-S400	V5-DL400N	V6-DL400P
Erster Rissbereich bei Laststufe	ÖR1 125 kN	Mittelstütze 60 kN	ÖR1 130 kN	Mittelstütze 30 kN/m	Mittelstütze 70 kN	Mittelstütze 125 kN
Zweiter Rissbereich bei Laststufe	Mittelstütze 150 kN	ÖR1 70 kN	Mittelstütze 150 kN	ÖR1 30 kN/m	ÖR1 150 kN	ÖR1 200 kN

Tabelle 4–4: Vereinfachte Zusammenstellung der Rissentwicklung aller Versuche

Während des Versuchs V1-T350 begann bei 500 kN – dies entsprach im Versuch einem Moment von 407 kNm – in beiden Feldern der Stahl im Untergurt zu fließen. Allerdings war keine komplette Ausbildung eines Momentenfließgelenks in Feldmitte zu erkennen, da die Last noch gesteigert werden konnte. Die Traglast wurde durch ein plötzliches Querkraftversagen des Betongurts begrenzt. Die Traglast lag bei etwa 760 kN. Ein klaffender Schubriss (Bild 4–51) trat auf, der von der Lasteinleitung bis über die Öffnung reichte.

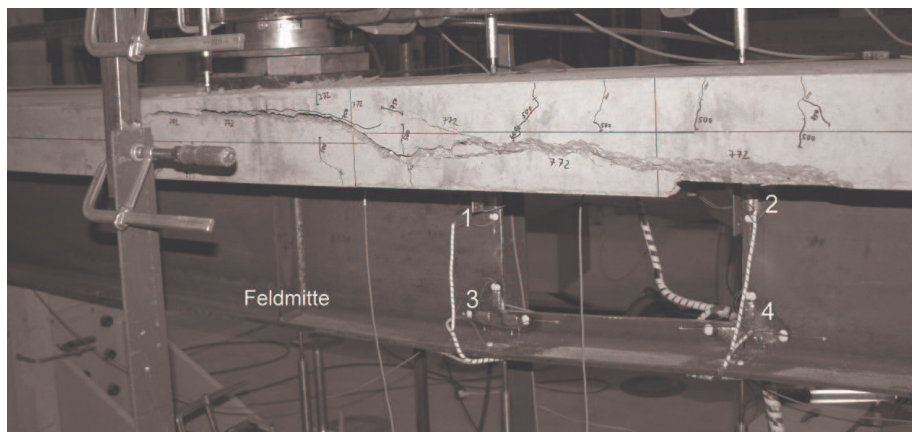


Bild 4–51: Schubriss über der Öffnung bei V1-T350

Die Querkraft zur Stütze hin konnte trotz des Plastizierens des Stahlträgers im Öffnungsbereich nur noch geringfügig gesteigert werden. Dies ermöglichten die Tragreserven des Betongurts. Die Bildung der Momentenfließgelenke in Feldmitte setzte deswegen später ein als erwartet. Allerdings konnte keine komplette Fließgelenkausbildung erreicht werden, da die Wirksamkeit des zweiten Freiheitsgrads des einfach statisch unbestimmten Systems in anderer Form begrenzt

war. Die Querkraft im Öffnungsbereich verursachte nämlich den in Bild 4–51 gezeigten Schubbruch im Betongurt. Somit konnte nicht nur die Querkraft, sondern auch das Moment, das durch die Verschiebung des elastisch ermittelten Momentennullpunktes zur Mittelstütze hin im Öffnungsbereich entstanden ist, wegen des Schubrisses nicht mehr über die Öffnung transportiert werden.

Das Gesamtsystem bei V2-G400 versagte, da es trotz gleich bleibender Querkraft im Öffnungsbereich zum Schubversagen im Betongurt kam und deswegen weder im Moment, noch Querkraft über die Öffnung transportiert werden konnte. Es waren somit wie bei V1-T350 zwei Freiheitsgrade aufgebraucht. Die plastischen Querschnittsreserven über der Stütze und im Feld konnten nicht ausgenutzt werden (vgl. Kapitel 4.6.5). In Bild 4–52 ist der maßgebende Schubriss kurz vor dem Erreichen der Traglast gezeigt.

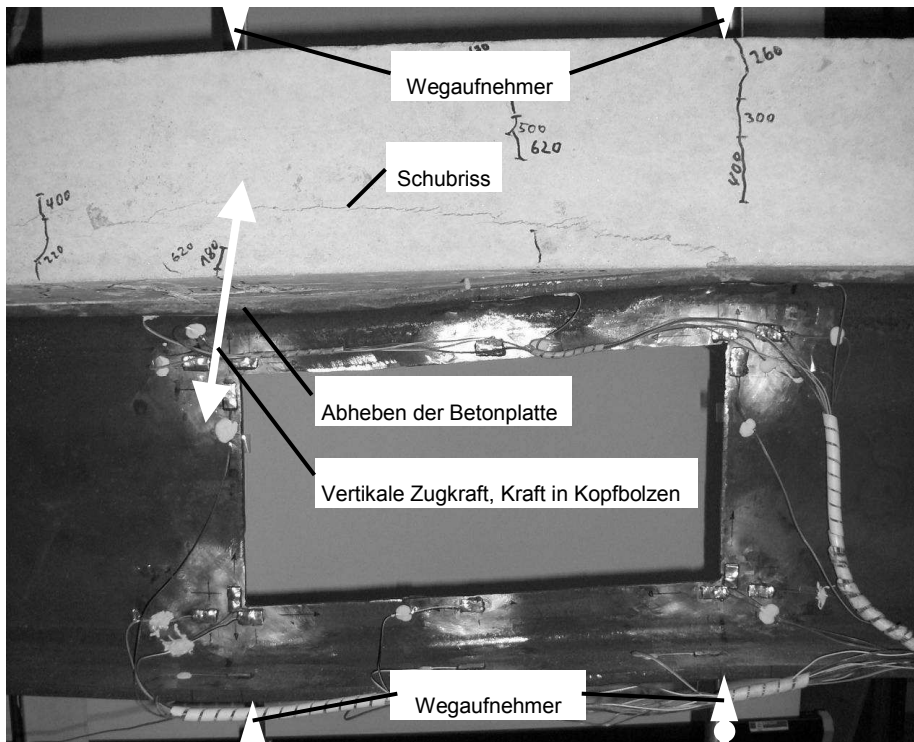


Bild 4–52: Öffnungsbereich kurz vor dem Erreichen der Traglast bei V2-G400

Im Bezug auf das Tragverhalten des Versuchs V2-G400 kann zusammengefasst werden, dass sich wie bei V1-T350 zwar die Bildung eines globalen Querkraftfließgelenks eintrat, eine Fließgelenkkette jedoch nicht entstanden ist. Die globale Querkraft verlief im späteren Versuchsverlauf konstant über die Öffnung, aber eine vollständige Ausbildung eines Momentenfließgelenks im Feld war nicht

möglich. Die Tragreserven des Betongurts wurden durch die lokale Umlagerung und die damit verbundene Querkraftsteigerung im Betongurt aufgebraucht. Wegen des Schubrisses konnten weder die vorhandene Querkraft noch das Moment, das durch die Verschiebung des elastisch ermittelten Momentennullpunktes zur Mittelstütze hin im Öffnungsbereich vergrößert wurde, über die Öffnung transportiert werden.

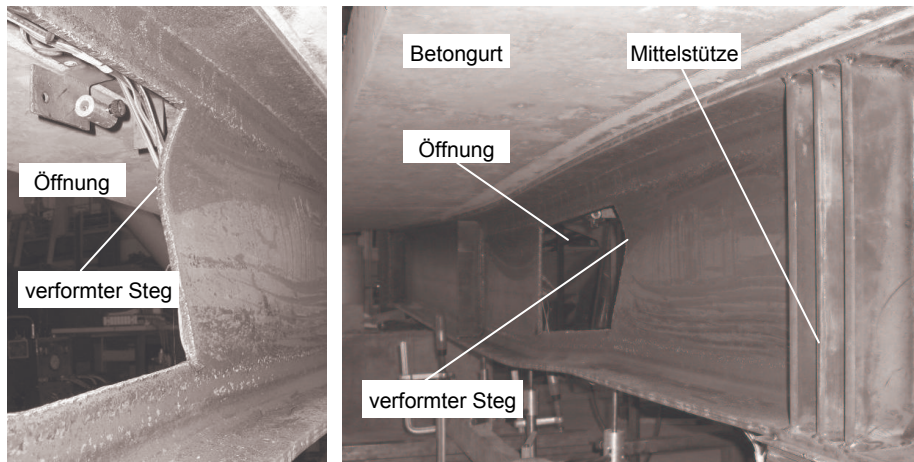


Bild 4–53: Öffnungsbereich (links) und Feld mit Öffnung (rechts) bei Traglastniveau (V3-DL400)

Wie in den vorherigen Kapiteln geschildert, wird durch den Einsatz von Dübelleisten mehr Querkraft über die Öffnung hinweg transportiert. Dadurch ist es möglich, mehr Reserven im Stahlträger zu aktivieren. In Bild 4–53 ist zu erkennen, dass der Stahlträgersteg sich sehr stark plastisch verformt. Durch Ablösen von losem Rost und Zunder entstehen Streifen, wodurch das Plastizieren des Trägers und der Kraftfluss im Stahlträger erkennbar werden. Solche Streifen sind auch in Bild 4–53 zu erkennen. Die durch das Plastizieren entstehenden größeren vertikalen Verformungen sind in Kapitel 4.6.6 angesprochen. Solch große Verformungen wurden bei den Versuchen V1-T350 und V2-G400 nicht erreicht. In Bild 4–54 ist eine Detailaufnahme im Bereich der Öffnungsecke 1 des Versuchsträgers V3-DL400 bei Traglastniveau abgebildet. Die Verformungen an dieser Stelle sind so groß, dass der Stahl dort aufreißt.

Das Versagen des Trägers V3-DL400 kann aufgrund der plastischen Verformungen in Feldmitte und im Öffnungsbereich durch eine Fließgelenkkette erklärt werden. Nachdem die Tragreserven im Öffnungsbereich erschöpft waren, wurden durch Verformungszunahme auch die plastischen Reserven im Feldbereich erreicht. Nach weiterer Verformungszunahme, die ohne zusätzliche Lastaufnahme erfolgte, versagte der Betongurt, da die aufgebrauchten Verformungen dessen Verformungskapazität überschritten. Die Traglast war aber zu diesem Zeitpunkt bereits erreicht. Auch die Versuche V5-DL400N und V6-DL400P versagten in dieser Weise.

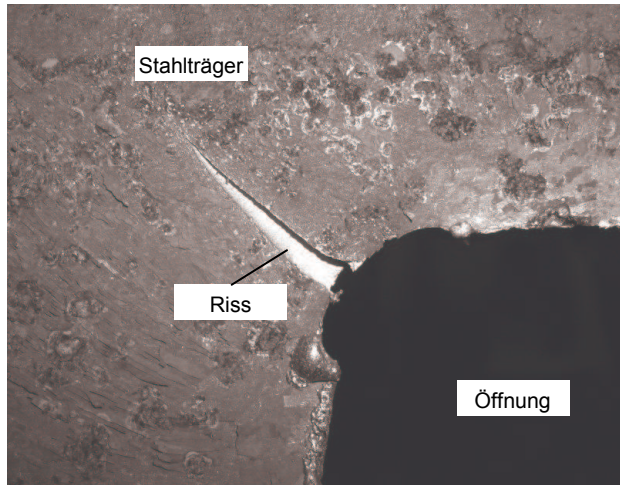


Bild 4–54: Aufreißen des Stahlträgers im Bereich der Öffnungsecke 1 (Detailaufnahme V3-DL400)

Bei V5-DL400N ist aufgrund der stützennahen Öffnung der in Bild 4–55 gezeigte Rissverlauf etwas anders. Da wegen der gleichen Stützweite der beiden Felder eine Verdrehung über der Mittelstütze nicht möglich ist, entsteht eine Art Wechselwirkung. Es kommt zu einem zweiten klaffenden Riss, der in Bild 4–55 markiert ist. Die große Verformung im Bereich der Öffnung ist in der gezeigten Aufnahme erneut zu erkennen (vgl. Bild 4–53).

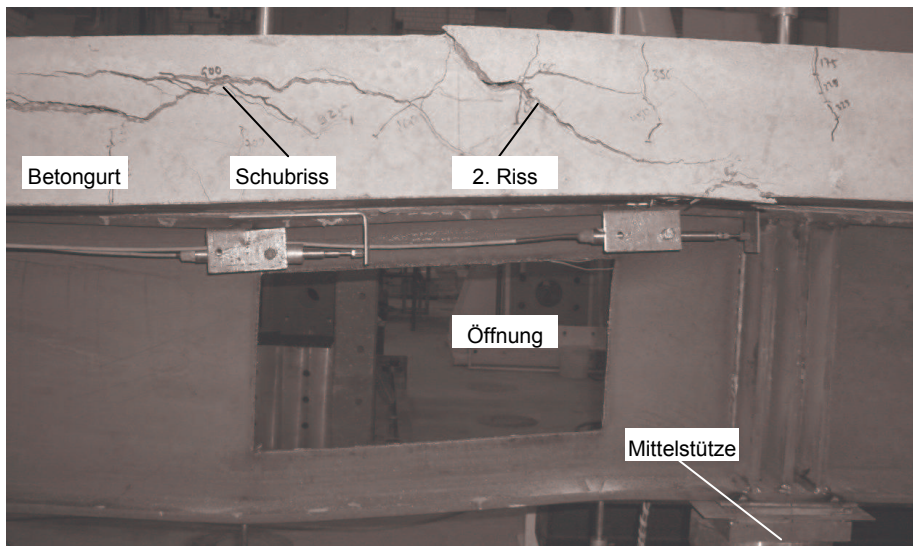


Bild 4–55: Öffnungsbereich im Bruchzustand (V5-DL400N)

Durch die Nähe der Öffnung zur Feldmitte und der Lasteinleitung bei V6-DL400P kommt es zu einer Überlagerung von Druckspannungen im Teilquerschnitt 1. Diese

Spannungen werden durch das positive Feldmoment und durch die unmittelbar nahe Lasteinleitung hervorgerufen. Dadurch ist wie schon in den obigen Kapiteln beschrieben ein vorzeitiges Versagen des Betongurts festzustellen. Trotzdem zeigt sich auch hier deutlich eine Fließgelenkkette. Das Rissbild des Betongurts im Bereich der Lasteinleitung und des linken Öffnungsrandes (ÖR2) bei Versuch V6-DL400P ist in Bild 4–56 gezeigt.

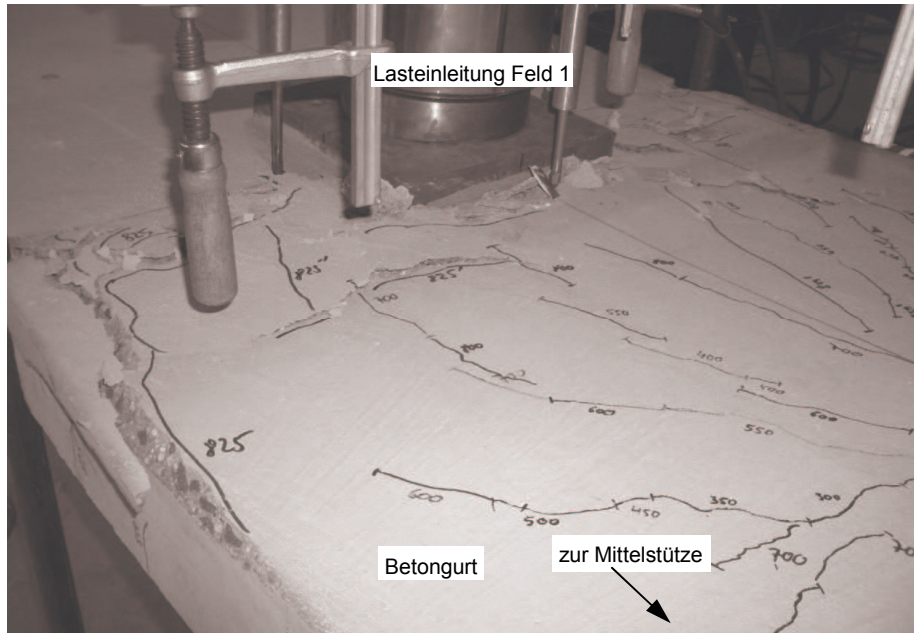


Bild 4–56: Rissbild bei V6-DL400P im Bereich der Lasteinleitung von Feld 1

Der Streckenlastversuch V4-S400 konnte aus den oben genannten Gründen nicht vollständig bis zum Bruch gefahren werden. Trotzdem zeigen die Bilder bei der maximal aufgebrauchten Last deutlich, dass der Träger sich kurz vor dem Versagen befand. In Bild 4–57 ist wie schon in Bild 4–53 der lose Rost und Zunder auf der Stahlträgeroberfläche zu erkennen. Die entstehenden Streifen deuten auf plastische Verformungen des Stahlträgers hin. Auch das seitlich Ausweichen des Stahlträgerstegs am ÖR1 bezeugt dies. Aufgrund der gleichmäßig verteilten Last waren im Gegensatz zu den anderen Versuchen bei V4-S400 keine ausgeprägten Risse zu erkennen. Die Risse waren gleichmäßiger verteilt und nicht klaffend. Jedoch wäre aufgrund der großen Verformungen ein ähnliches Versagen wie bei V3-DL400 zu erwarten.



Bild 4–57: Bereich des Stahlträgers zwischen Mittelstütze und Öffnung bei V4-S400 (Bruchzustand)

Hinsichtlich des Versagens der Versuchsträger kann zusammengefasst werden, dass die Verstärkung durch die Dübelleisten und die damit verbundene erhöhte Querkrafttragfähigkeit des Betongurts im Öffnungsbereich eine vollständige Ausbildung der Fließgelenke ermöglicht. Die besser verteilte Last bei V4-S400 fördert dies gleichermaßen. Die beiden ersten Versuche mit Einzellast und ohne Betongurtverstärkung durch Dübelleisten zeigten geringer ausgeprägte Fließzonen und ein plötzliches Versagen des Betongurts. Ein nicht zu vernachlässigender Gesichtspunkt muss für die Bemessung demnach der Betongurt sein. Die Tragfähigkeit des Betongurts wurde von Ramm/Kohlmeyer [1] bereits umfassend untersucht. Bei der Erstellung der in Kapitel 7 beschriebenen Bemessungsmodelle konnte mit Hilfe dieser Forschungsergebnisse der Betongurt berücksichtigt werden.

5 Rechnerische Untersuchungen

5.1 FE-Modell

Grundsätzlich baut das entwickelte FE-Modell auf den im von der DFG geförderten Forschungsprojekt RA 353/7-1 [1] verwendeten Modelldaten auf. Alle Berechnungen mit diesem Modell werden mit dem Programmsystem ANSYS [47] durchgeführt. In Bild 5–1 ist die dreidimensionale FE-Modellierung des Grundmodells dargestellt. Die Geometrie entspricht dem Versuchsträger V1-T350 aus Kapitel 4.2.2. Da das System zur x-y-Ebene symmetrisch ist, muss nur die Hälfte des Trägers abgebildet werden. Das System ist wie im Versuch in Längsrichtung zwangungsfrei gelagert.

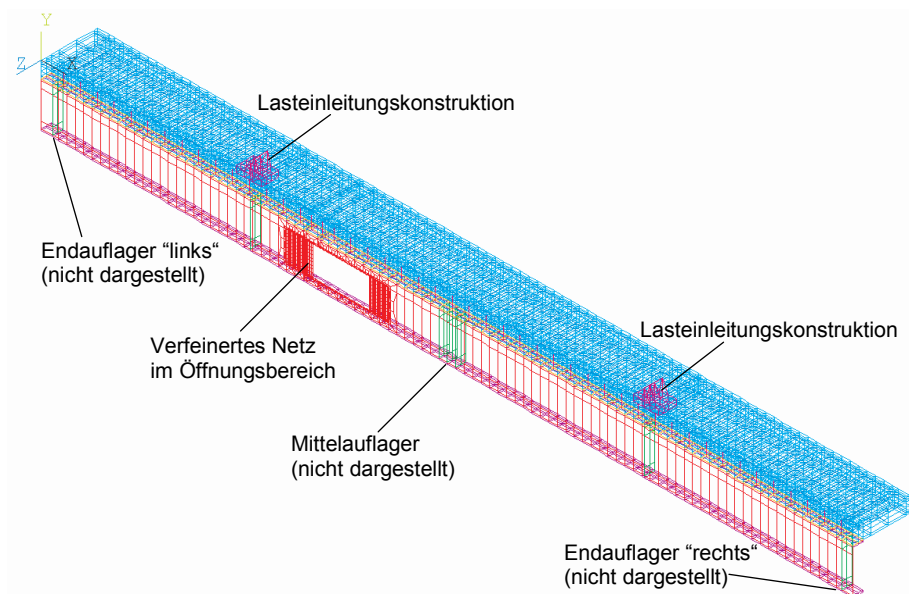


Bild 5–1: Grundmodell

Die einzelnen Trägerteile des Modells sind mit den folgenden Elementtypen abgebildet: Solid65 (Volumenelement) für den Betongurt, Link8 (Stabelement) für die Bewehrungsstäbe, Beam44 (Balkenelement) für die Kopfbolzendübel, Solid45 (Volumenelement) für den oberen und unteren Flansch des Stahlträgers, Plane42 (Scheibenelement) für den Steg und Shell43 (Schalenelement) für die Steifen. Die Verbundfuge wird mit Conta173 (Kontaktelement) und Targe170 (Gegenstück des Kontaktelements) abgebildet, welche die Übertragung der vertikalen Druckkräfte und der horizontalen Reibungskräfte ermöglichen. Der für den Beton verwendete Elementtyp Solid65 erfasst das Riss- und Bruchverhalten sowie das nichtlineare Verhalten des Betons. Die Risse werden durch ein verschmiertes Rissmodell abgebildet. In Bild 5–2 ist ein Ausschnitt aus dem Modell dargestellt, an dem die einzelnen Elemente zu erkennen sind.

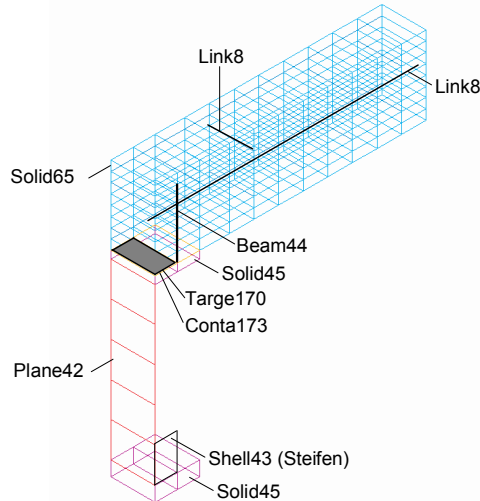


Bild 5–2: Ausschnitt aus dem FE-Modell mit den verwendeten Elementen

Die Längs- und Querbewehrung ist diskret abgebildet. Die Elementknoten der Bewehrung und des Betons sind starr miteinander verbunden. Eine Nachgiebigkeit des Verbundes wird somit vernachlässigt. Die Kopfbolzendübel werden als Balkenelemente ebenfalls diskret abgebildet. Die Dübel sind am Fuß biegesteif mit dem Flansch verbunden. Die Knoten der Dübelelemente und des Betongurts sind in Längs- und Querrichtung miteinander gekoppelt, d. h. sie erfahren beide in diese Richtungen die gleiche Verschiebung. Hierdurch wird die Verdübelung in Längs- und Querrichtung erfasst. Am Kopf ist der obere Knoten des letzten Kopfbolzenelements mit dem Knoten der Betonelemente zusätzlich in Dickenrichtung gekoppelt, womit die Verankerung des Dübelkopfes abgebildet wird.

5.2 Kalibrieren des FE-Modells

Das FE-Modell wurde mit den Ergebnissen der Versuche V1-T350 und V2-G400 kalibriert. Im folgenden Kapitel werden die dazu durchgeführten Schritte erläutert. Die in Kapitel 5.3 beschriebene Parameterstudie wurde im Anschluss an die Kalibrierung durchgeführt. Die Versuchsträger V3-DL400 bis V6-DL400P wurden nach der Parameterstudie experimentell untersucht. Aus Gründen der Übersichtlichkeit wurden aber alle Versuche in Kapitel 4 zusammengefasst. Auf eine Nachrechnung der Versuche V3-DL400, V5-DL400N und V6-DL400P wurde verzichtet, da die Parameterstudie nur an Modellen ohne Dübelleisten durchgeführt wurde.

Um das FE-Modell für die Parameterstudie vorzubereiten, wurden die nachfolgend beschriebenen wirklichkeitsnahen Annahmen getroffen.

Die für die betreffenden Elemente erforderlichen Materialgesetze wurden wie in Kapitel 4.4 beschrieben aus den Prüfversuchen ermittelt. Für den Beton wurde aus den Versuchsergebnissen ein σ_c - ϵ_c -Diagramm gemäß Bild 22 der DIN 1045-1 [12] verwendet. Der Verlauf der Parabel wurde entsprechend Gleichung (62) der DIN 1045-1 angesetzt. Dabei wurde für den Höchstwert der ertragenen

Betondruckspannung f_c die um den Formbeiwert $\alpha = 0,85$ abgeminderte mittlere Würfeldruckfestigkeit am Versuchstag eingesetzt. Zu der sich so ergebenden Druckfestigkeit f_c wurden unter Verwendung der Tabelle 9 der DIN 1045-1 [12] die zugehörige Dehnung ϵ_{c1} bei Erreichen von f_c und die Bruchdehnung ϵ_{c1u} ermittelt.

Die mit Beam44 und Solid45 Elementen modellierte Lasteinleitungsstruktur (Bild 5–1) dient zum besseren Aufbringen der Last in jedem Feld. Ohne die Nachbildung der Lasteinleitung würden vorgesehene Einzellasten Spannungsspitzen im Beton verursachen, die nicht der Realität entsprechen. Auch ein Aufbringen von punktuell angesetzten Verformungen würde in der Berechnung solche Spannungsspitzen hervorrufen. Dies zeigen die Ergebnisse von Vergleichsrechnungen, die mit und ohne Lasteinleitungsstruktur sowie mit einwirkenden Einzellasten und aufgetragenen Verformungen durchgeführt wurden. Die Volumenelemente im unteren Teil der Lasteinleitungsstruktur wurden nur in y-Richtung mit dem Betongurt gekoppelt, so dass nur vertikal Kräfte weitergegeben werden können.

Das FE-Netz im Bereich der Öffnung wurde wegen den konzentrierten Spannungsverteilungen in den Teilquerschnitten verfeinert. Vergleichsrechnungen mit verschiedenen Maschenweiten ergaben das in Bild 5–1 gezeigte Netz.

Um eine möglichst genaue Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen zu erlangen, wurde das Mittelaufleger gefedert modelliert. Dies war notwendig, da im Gegensatz zu den Endauflagern beim Versuch zwischen mittlerem Auflagerbock und Träger eine Kraftmessdose sowie Stahlplatten zur besseren Druckverteilung platziert waren. Diese Auflagerkonstruktion hat die Eigenschaft einer Feder. Das für das Mittelaufleger charakteristische Federgesetz wurde den Versuchsergebnissen entnommen und in das FE-Modell implementiert. Die entsprechende Kurve für V1-T350 ist in Bild 5–3 abgebildet.

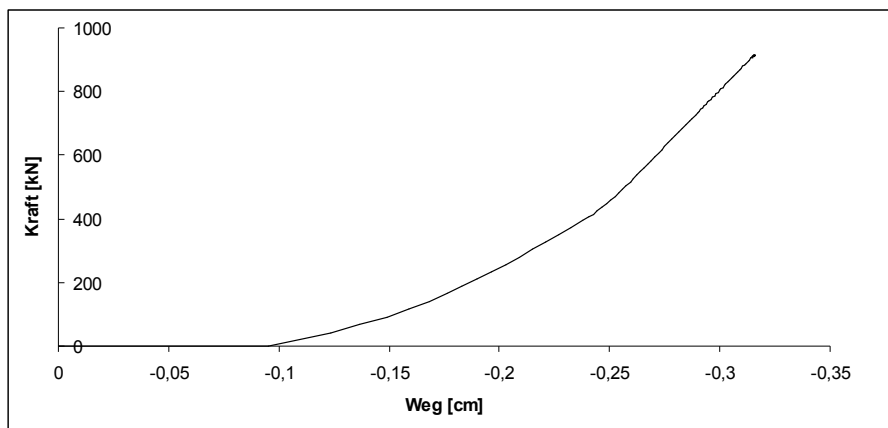


Bild 5–3: Federgesetz des Mittelauflegers bei dem Versuch V1-T350

Während des Versuchsaufbaus wurde der Versuchsträger zuerst auf die Endauflagerböcke gelegt und dann am Mittelaufleger unterbaut. Dadurch wurde die Eigenlast nur über die äußeren Lager geleitet. Um dies in der Nachrechnung zu

berücksichtigen, wurde für den ersten Lastschritt nur die Eigenlast in Form einer Streckenlast aufgebracht. Zusätzlich wurde das in Bild 5–3 gezeigte Federgesetz so angepasst, dass die Feder erst ab einem Weg von etwa 0,1 cm Kraft aufnimmt. Dieser Weg entspricht der errechneten vertikalen Verformung bei Eigenlast, wobei dadurch keine Auflagerkraft im Mittelauger auftreten kann. Erst beim zusätzlichen Aufbringen der beiden Einzellasten werden Kräfte in das Mittelauger eingeleitet.

Bei der Durchführung des Versuchs V1-T350 waren die Lasten in beiden Feldern stets gleich groß. Dies wurde auch in der FE-Nachrechnung vorausgesetzt. Eine wie im Versuch weggeregeltere Berechnung ist zwar möglich, allerdings war für diesen Fall das Gleichbleiben der Lasten bei dem vorhandenen System problematisch. Durch das unterschiedliche Verformungsverhalten der beiden Felder wäre eine abhängige Wegaufbringung in beiden Feldern nötig, um die resultierenden Lasten gleich groß zu halten. Deswegen wurden für das Modell diskrete Einzellasten in das System eingegeben. In der Parameterstudie (Kapitel 5.3) hingegen wurden teilweise weggesteuerte Berechnungen durchgeführt, da in manchen Fällen bei höheren Laststufen Konvergenzprobleme entstehen. War durch eine nicht abgeschlossene lastgesteuerte FE-Berechnung die Verformungsverhältnisfunktion der beiden Felder bekannt, konnten unterschiedlich große Weginkremente je Feld aufgebracht und die Lasten dabei nahezu gleich groß gehalten werden.

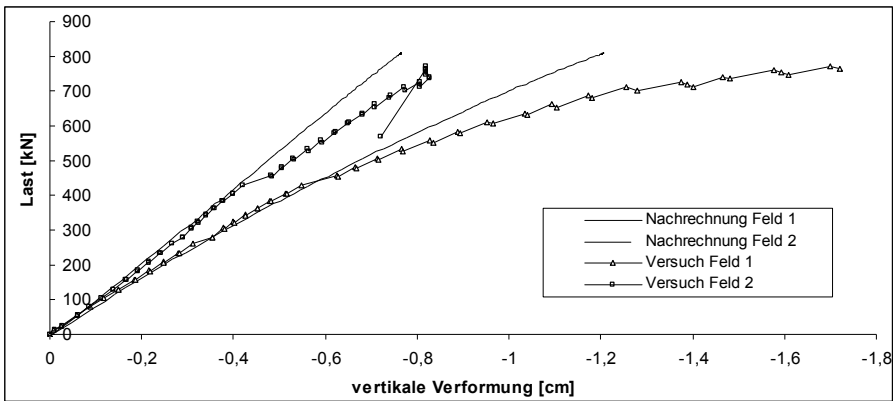


Bild 5–4: Vergleich der Last-Verformungs-Kurven des Versuchs V1-T350 und der FE-Nachrechnung

Die Nachrechnung von V1-T350 ergab eine gute Übereinstimmung bei den verglichenen Dehnungen und Verformungen sowie bei der Traglast. Bild 5–4 zeigt den Vergleich der Last-Verformungs-Kurven der beiden Felder aus dem Versuch und der Berechnung des kalibrierten Modells. Aus dem abgebildeten Diagramm ist ersichtlich, dass die Differenz der Verformungen mit steigender Last vor allem im oberen Belastungsbereich zunimmt. Die größte Differenz liegt für das erste Feld auf Traglastniveau bei etwa 5 mm.

Die Abweichungen bei den vertikalen Verformungen werden unter anderem nach den 20 Lastwechseln deutlich. Während dieser Lastwechsel wurde der Haftverbund

zwischen Stahl und Beton gelöst, und es stellte sich in der Verbundfuge und an den Kopfbolzen Schlupf ein. Dadurch wurden größere Verformungen bei gleicher Last möglich. Auch bei der bei etwa 450 kN nochmals vorgenommenen Entlastung ist erneut die Zunahme der vertikalen Verformungen durch Schlupf, der sich aufgrund der Laststeigerung einstellte, zu erkennen. Die Stelle der Entlastung wird je an dem größten Sprung in beiden Versuchsgraphen deutlich. Die Ergebniswerte dieser Entlastung und der 20 Lastwechsel sind aus Gründen der Übersichtlichkeit in dem Diagramm nicht dargestellt. Bei der FE-Nachrechnung wird aufgrund der Modellierung des Verbundes zwischen Kopfbolzen und Beton (vgl. Kapitel 5.1) der Schlupf nicht vollständig erfasst.

Ein Teil der Abweichung der Verformungen lässt sich außerdem damit erklären, dass der Versuch einen Arbeitstag dauerte und sich dadurch schon zeitabhängige plastische Verformungen in den Bereichen, in denen er lokal hoch beansprucht wurde, auswirkten. Bei der FE-Nachrechnung wurden diese Verformungen nicht abgebildet.

Die in der Nachrechnung ermittelte Traglast ist geringfügig höher als die im Versuch gemessene. Dies ist zum einen durch die nie ganz den Systemannahmen entsprechenden Randbedingungen im Versuchsaufbau und zum anderen durch die Streuung der Materialfestigkeiten zu erklären.

In Bild 5–5 ist der Vergleich der Last-Verformungs-Kurven des Versuchs V2-G400 und dessen Nachrechnung dargestellt. Es ist zu erkennen, dass die Kurven der Nachrechnung einen steileren Verlauf zeigen. Die Gründe hierfür sind dieselben wie beim Versuch V1-T350. Die größere Abweichung zwischen Versuch und Nachrechnung ist durch einen durch die größere Feldlänge entstehenden stärkeren Einfluss des gefederten Mittelaufagers zu erklären.

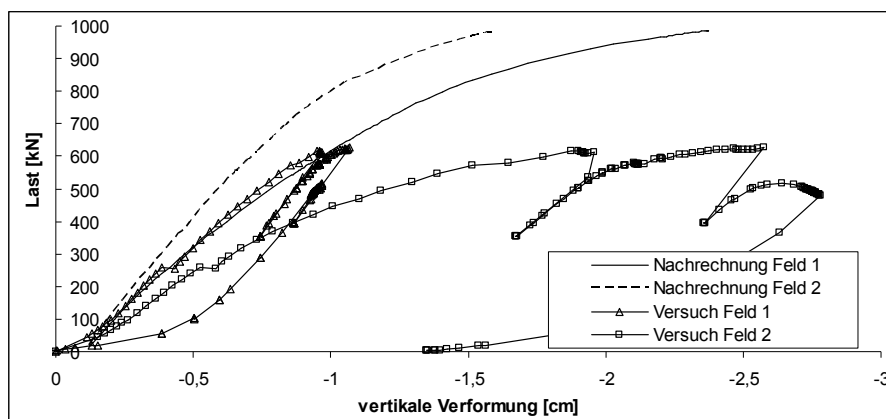


Bild 5–5: Vergleich der Last-Verformungs-Kurven des Versuchs V2-T400 und der FE-Nachrechnung

Wie oben erläutert, wurde die Nachrechnung der Versuche V3-DL400, V5-DL400N und V6-DL400P nicht durchgeführt, da die Dübelleisten nicht modelliert wurden.

Von V4-S400 sind in Bild 5–6 die Last-Verformungs-Kurven der Nachrechnung und des Versuchs abgebildet. Die FE-Berechnung des Versuchs V4-S400 liefert wie die Nachrechnung der ersten beiden Versuche gute Ergebnisse. Mit zunehmender Last wird vor allem bei der Betrachtung von Feld 1 deutlich, dass die Differenz der Verformungen im oberen Lastbereich größer ist. Die Verformungsbeträge des Versuchs sind bei gleicher Laststufe größer als die der Nachrechnung. Jedoch sind die Absolutwerte bei der Berechnung am größten, da wie in Kapitel 4.6 beschrieben, dieser Versuchsträger nicht bis zum Bruch belastet werden konnte. Die beiden Graphen des zweiten Feldes verlaufen bis etwa 300 kN/m nahezu identisch.

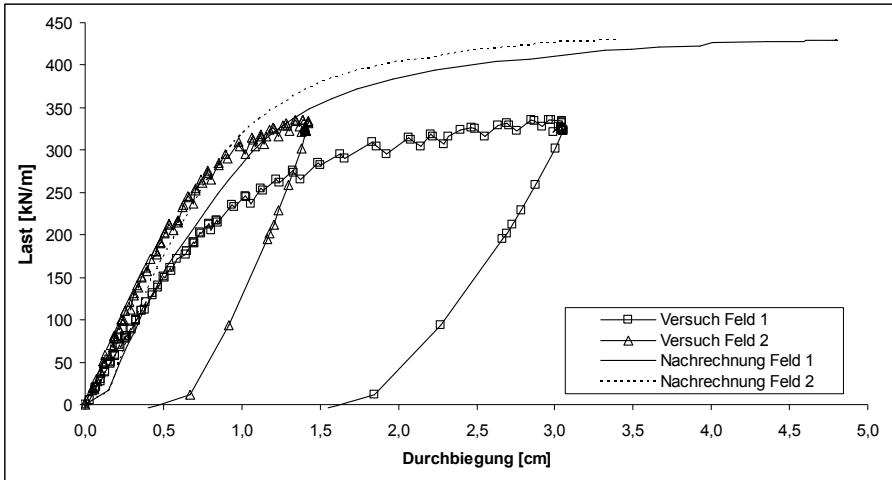


Bild 5–6: Vergleich der Last-Verformungs-Kurven des Versuchs V4-S400 und der FE-Nachrechnung

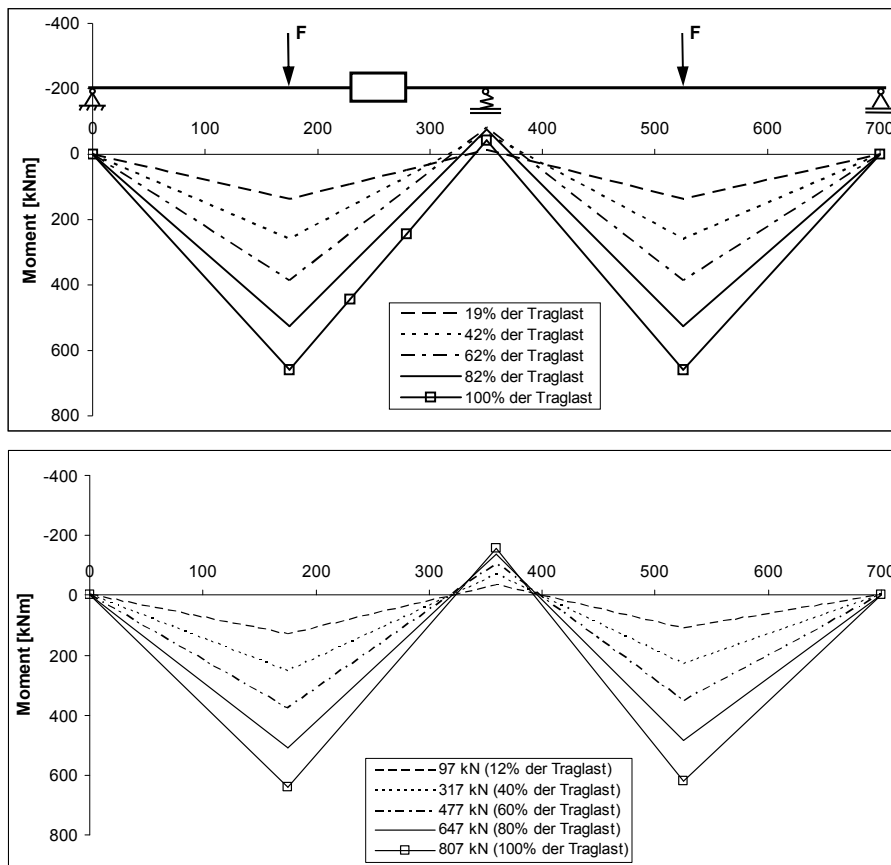


Bild 5–7: Momentenlinien der FE-Nachrechnung (unten) und der Versuchsergebnisse (oben, entspricht Bild 4–35) von V1-T350

Auch bei der Betrachtung der Momentenlinien (Bild 5–7) und den dazugehörigen vertikalen Verformungen (Bild 5–8) können entsprechende Vergleiche mit den gemessenen Versuchsergebnissen (vgl. Kapitel 4.2, Bild 4–35 und Bild 4–43) gezogen werden. Ebenso wie bei dem Vergleich der Last-Verformungs-Kurven ist zu erkennen, dass im oberen Traglastniveau die Verformungsgrößen voneinander abweichen. Vor allem im ersten Feld wird im Bereich der Öffnung eine größere Differenz erreicht. Bei niedrigem Lastniveau hingegen zeigen die Verformungsgrößen und die Momente aus Nachrechnung und Versuch nahezu identische Werte.

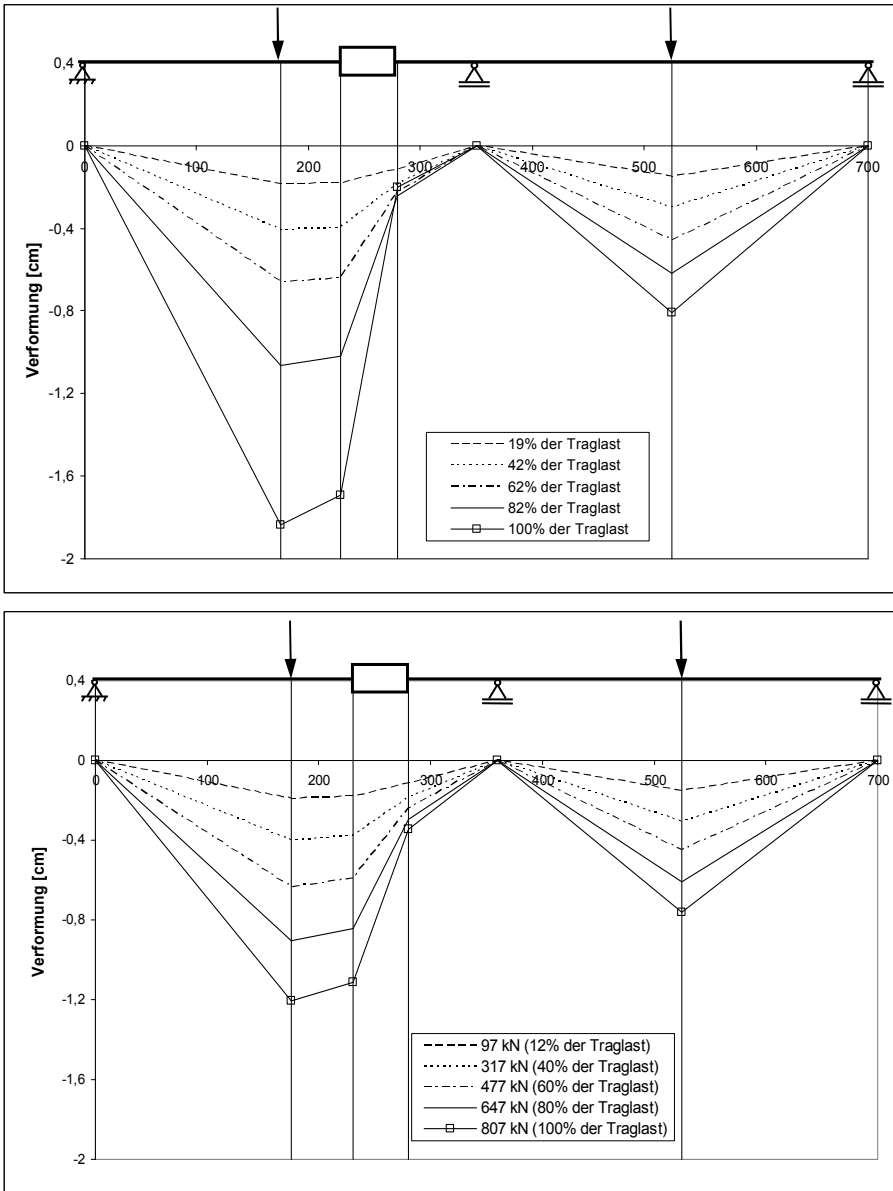


Bild 5–8: Vertikale Verformungen an ausgewählten Stellen der FE-Nachrechnung (unten) und der Versuchsergebnisse (oben, entspricht Bild 4–43) von Versuch V1-T350

Auch bei dem Vergleich der Zugkräfte in den Kopfbolzendübeln ist eine gute Übereinstimmung zwischen Nachrechnung und Versuch zu erkennen. In Bild 5–9 sind die Kräfte in den beiden Kopfbolzen vor und hinter dem ÖR2 abgebildet. Wie auch schon bei dem Last-Verformungs-Diagramm (vgl. Bild 5–4) zu erkennen ist, weichen bei steigendem Lastniveau die Kurven voneinander ab. Die Kräfte aus der Nachrechnung sind bei gleicher Laststufe etwas höher als im Versuch. Der Grund für

die geringe Abweichung liegt erneut in der Modellierung des Verbundes. Der Dübel ist zwar diskret abgebildet und der Kopfbolzen ist mit dem Beton in vertikaler Richtung nur am obersten Knoten gekoppelt, jedoch kann in dem Modell der Schlupf der am Kopf des Dübels entsteht, nicht berücksichtigt werden. Dadurch wird der Verbund etwas steifer und es entstehen geringfügig größere Zugkräfte. Durch das Reißen des Betons nimmt bei Lastzunahme die Differenz der Kräfte von Versuch und Nachrechnung zu.

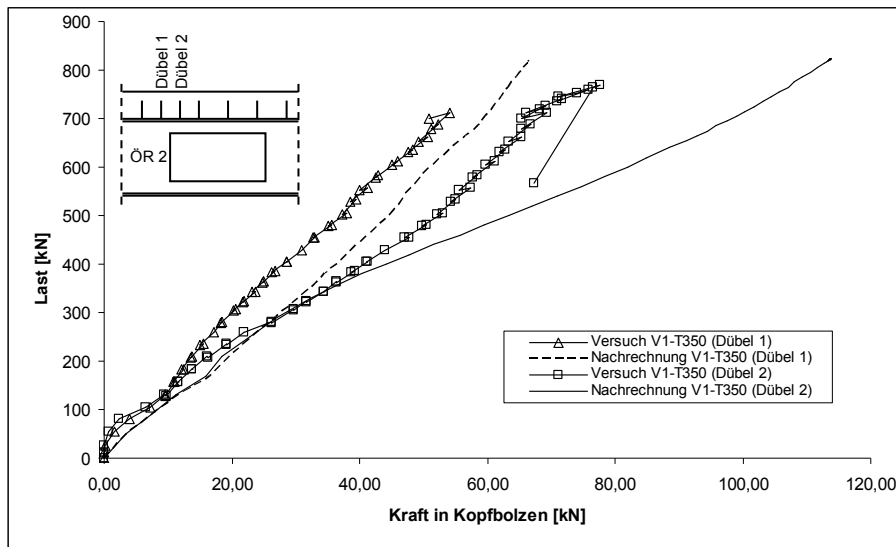


Bild 5–9: Vergleich der Dübelkräfte des Versuchs V1-T350 und der FE-Nachrechnung

In Bild 5–10 ist der Vergleich zweier Dübelkräfte des Versuchs V2-G400 und dessen Nachrechnung gezeigt. Es zeigt sich erneut bei der Nachrechnung eine gute Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen.

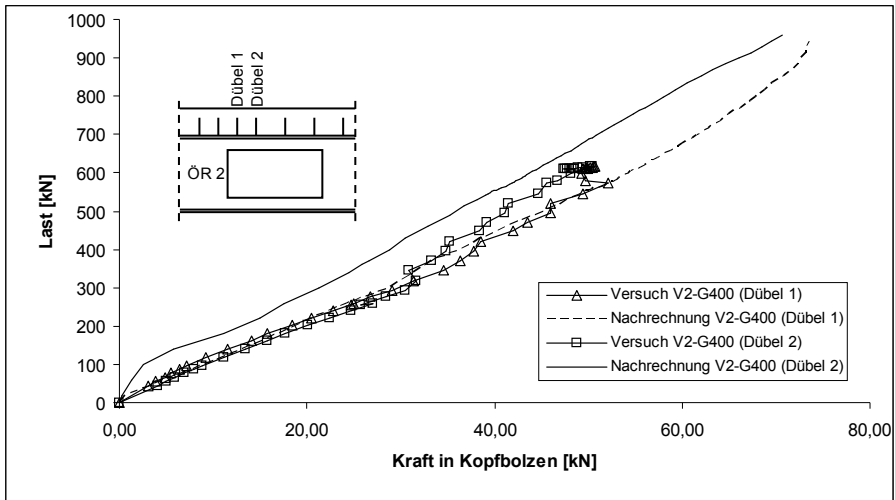


Bild 5–10: Vergleich der Dübelkräfte des Versuchs V2-G400 und der FE-Nachrechnung

5.3 Parameterstudie

5.3.1 Allgemeines

Für die Parameterstudie wurde das kalibrierte Modell aus Kapitel 5.2 verwendet. Allerdings wurde die Federung des Mittelaufagers entfernt, da diese nur für den Versuch V1-T350 charakteristisch ist. Die Modelle mit Streckenlasten wurden ohne Lastenleitung berechnet. Die Eigenlast konnte aufgrund des sehr geringen Anteils an der Gesamtlast ebenfalls vernachlässigt werden. Für alle Modelle der Parameterstudie wurden die aus den Prüfversuchen des ersten Versuchs ermittelten Materialgesetze implementiert (vgl. Kapitel 5.2 und 4.4).

5.3.2 Parameter

Die berechneten Modelle sind in verschiedene Parameterkategorien unterteilt. Es wurden zwei Oberkategorien, deren Unterscheidung der Typ des gewählten Stahlträgers ausmacht, gebildet. Die Modelle der Oberkategorie 1 wurden ausschließlich mit einem Stahlträger des Typs IPE 400 berechnet. In Oberkategorie 2 wurde ein HEB 300 als Stahlträger für die Berechnung eingesetzt. In Oberkategorie 2 wurden im Prinzip die gleichen Ausgangsmodelle wie in Oberkategorie 1 verwendet, jedoch wurden in den Unterkategorien weniger Parameter bei den Trägern geändert.

Die Modelle mit ihren variierten Parametern sind in Tabelle 5–1 bis Tabelle 5–8 zusammengestellt. Innerhalb jeder Kategorie wurden, wenn es sinnvoll erschien, auch Vergleichsrechnungen von den Trägern mit einer Öffnung mit den entsprechenden ungeschwächten Trägern durchgeführt. Zusätzlich wurden Berechnungen mit entsprechenden Trägern durchgeführt, bei denen eine zweite Öffnung symmetrisch zum Mittelaufleger platziert wurde.

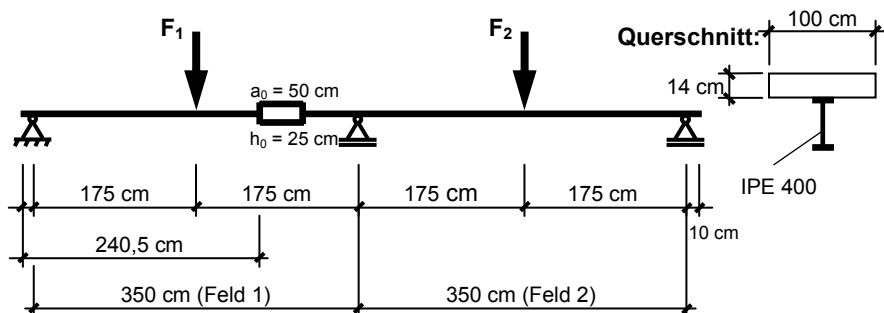


Bild 5–11: System und Belastung des Grundmodells 10-01

Die erste Kategorie ist mit 10 bezeichnet und beinhaltet das in Bild 5–11 abgebildete Grundmodell 10-01, das die gleichen Abmessungen wie der Träger des Versuchs V1-T350 (Kapitel 4.2.2) hat. Der entsprechende Träger ohne Öffnung ist mit 10-02 bezeichnet. Das System mit zwei Öffnungen, die symmetrisch zum Mittelaufleger sitzen, aber sonst auch dem Grundmodell entsprechen, hat die Nummer 10-03. In der Parameterkategorie 10 wurde in erster Linie der Hauptparameter “Feldlänge“ variiert (vgl. Tabelle 5–1). Dazu gehört die Veränderung beider Feldlängen, aber auch die Variation der Stützweite von nur einem Feld. Außerdem wurden auch Berechnungen an Trägern durchgeführt, die nur in einem Feld belastet waren. Die Modelle der Kategorien 10 bis 13 wurden wie schon erwähnt alle mit einem Stahlträger des Typs IPE 400 erstellt (Oberkategorie 1).

Modell	Beschreibung der Parametervariation	Feldlänge Feld1/Feld2 [m]	Plattendicke [cm]	Plattenbreite [cm]	Öffnung (a0/h0) [cm]	Öffnungslage vom linken Rand [cm]
Kategorie 10						
10-01	Grundmodell	3,5 / 3,5	14	100	50/25	240,5
10-02	wie 10-01, aber keine Öffnung	3,5 / 3,5	14	100	-	-
10-03	wie 10-01, aber 2 Öffnungen, symmetrisch	3,5 / 3,5	14	100	50/25	240,5
10-05	wie 10-01, aber andere Feldlänge	4,0 / 4,0	14	100	50/25	277,5
10-06	wie 10-02, aber andere Feldlänge	4,0 / 4,0	14	100	-	-
10-07	wie 10-03, aber andere Feldlänge	4,0 / 4,0	14	100	50/25	277,5
10-10	wie 10-05, aber andere Feldlänge	4,5 / 4,5	14	100	50/25	315,0
10-11	wie 10-06, aber andere Feldlänge	4,5 / 4,5	14	100	-	-
10-12	wie 10-07, aber andere Feldlänge	4,5 / 4,5	14	100	50/25	315,0
10-15	wie 10-10, aber andere Feldlänge	3,25 / 3,25	14	100	50/25	220,0
10-16	wie 10-11, aber andere Feldlänge	3,25 / 3,25	14	100	-	-
10-17	wie 10-12, aber andere Feldlänge	3,25 / 3,25	14	100	50/25	220,0
10-20	wie 10-15, aber andere Feldlänge	3,75 / 3,75	14	100	50/25	257,5
10-21	wie 10-16, aber andere Feldlänge	3,75 / 3,75	14	100	-	-
10-22	wie 10-17, aber andere Feldlänge	3,75 / 3,75	14	100	50/25	257,5
10-25	wie 10-20, aber andere Feldlänge	4,25 / 4,25	14	100	50/25	297,5
10-26	wie 10-21, aber andere Feldlänge	4,25 / 4,25	14	100	-	-
10-27	wie 10-22, aber andere Feldlänge	4,25 / 4,25	14	100	50/25	297,5
10-50	wie 10-01, aber Feld 2 kürzere Feldlänge (3,00m)	3,5 / 3,0	14	100	50/25	240,5
10-51	wie 10-02, aber Feld 2 kürzere Feldlänge (3,00m)	3,5 / 3,0	14	100	-	-
10-55	wie 10-01 und 10-50, aber Feld 2 längere Feldlänge (4,00m)	3,5 / 4,0	14	100	50/25	240,5
10-56	wie 10-02 und 10-51, aber Feld 2 längere Feldlänge (4,00m)	3,5 / 4,0	14	100	-	-
10-80	wie 10-01, aber Last nur in Feld 1	3,5 / 3,5	14	100	50/25	240,5
10-85	wie 10-05, aber Last nur in Feld 1	4,0 / 4,0	14	100	50/25	277,5
10-90	wie 10-10, aber Last nur in Feld 1	4,5 / 4,5	14	100	50/25	315,0

Tabelle 5–1: Modellbezeichnung und Parametervariation der Kategorie 10

Die Kategorie 11 (Tabelle 5–2) betrachtet hauptsächlich die Veränderung von Breite und Dicke des Betongurts. Auch hier wurde von dem Grundmodell 10-01 ausgegangen und erneut mit verschiedenen Feldlängen kombiniert.

Modell	Beschreibung der Parametervariation	Feldlänge Feld1/Feld2 [m]	Plattendicke [cm]	Plattenbreite [cm]	Öffnung (a/h ₀) [cm]	Öffnungslage vom linken Rand [cm]
Kategorie 11						
11-01	wie 10-01, aber andere Betongurtdicke	3,5 / 3,5	18	100	50/25	240,5
11-02	wie 10-02, aber andere Betongurtdicke	3,5 / 3,5	18	100	-	-
11-03	wie 10-03, aber andere Betongurtdicke	3,5 / 3,5	18	100	50/25	240,5
11-05	wie 10-05, aber andere Betongurtdicke	4,0 / 4,0	18	100	50/25	277,5
11-06	wie 10-06, aber andere Betongurtdicke	4,0 / 4,0	18	100	-	-
11-07	wie 10-07, aber andere Betongurtdicke	4,0 / 4,0	18	100	50/25	277,5
11-10	wie 10-10, aber andere Betongurtdicke	4,5 / 4,5	18	100	50/25	315,0
11-11	wie 10-11, aber andere Betongurtdicke	4,5 / 4,5	18	100	-	-
11-12	wie 10-12, aber andere Betongurtdicke	4,5 / 4,5	18	100	50/25	315,0
11-15	wie 10-01 und 11-01, aber andere Betongurtdicke	3,5 / 3,5	16	100	50/25	240,5
11-20	wie 10-05 und 11-05, aber andere Betongurtdicke	4,0 / 4,0	16	100	50/25	277,5
11-25	wie 10-10 und 11-10, aber andere Betongurtdicke	4,5 / 4,5	16	100	50/25	315,0
11-50	wie 10-01, aber andere Betongurtbreite	3,5 / 3,5	14	120	50/25	240,5
11-55	wie 10-05, aber andere Betongurtbreite	4,0 / 4,0	14	120	50/25	277,5
11-60	wie 10-10, aber andere Betongurtbreite	4,5 / 4,5	14	120	50/25	315,0
11-65	wie 10-01 und 11-50, aber andere Betongurtbreite	3,5 / 3,5	14	140	50/25	240,5
11-70	wie 10-05 und 11-55, aber andere Betongurtbreite	4,0 / 4,0	14	140	50/25	277,5
11-75	wie 10-10 und 11-60, aber andere Betongurtbreite	4,5 / 4,5	14	140	50/25	315,0

Tabelle 5–2: Modellbezeichnung und Parametervariation der Kategorie 11

Die Art der Last wurde in der Parameterkategorie 12 (Tabelle 5–3) variiert. Dabei wurde unterschieden, ob die Streckenlast flächig auf den gesamten Betongurt oder als schmaler Belastungsstreifen in der Mitte des Betongurts aufgebracht wird. In Bild 5–12 sind die drei verschiedenen Möglichkeiten der Belastungsarten im FE-Modell dargestellt. In der Kategorie 12 wurden wiederum die verschiedenen Modelle mit unterschiedlichen Feldlängen erstellt.

Modell	Beschreibung der Parametervariation	Feldlänge Feld1/Feld2 [m]	Plattendicke [cm]	Plattenbreite [cm]	Öffnung (a/h ₀) [cm]	Öffnungslage vom linken Rand [cm]
Kategorie 12						
12-01	wie 10-01, aber Flächenlast auf gesamten Betongurt	3,5 / 3,5	14	100	50/25	240,5
12-05	wie 10-05, aber Flächenlast auf gesamten Betongurt	4,0 / 4,0	14	100	50/25	277,5
12-10	wie 10-10, aber Flächenlast auf gesamten Betongurt	4,5 / 4,5	14	100	50/25	315,0
12-50	wie 10-01 und 12-01, aber Streckenlast auf Betongurtmitte	3,5 / 3,5	14	100	50/25	240,5
12-51	wie 10-02, aber Streckenlast auf Betongurtmitte	3,5 / 3,5	14	100	-	-
12-55	wie 10-05 und 12-05, aber Streckenlast auf Betongurtmitte	4,0 / 4,0	14	100	50/25	277,5
12-56	wie 10-06, aber Streckenlast auf Betongurtmitte	4,0 / 4,0	14	100	-	-
12-60	wie 10-10 und 12-10, aber Streckenlast auf Betongurtmitte	4,5 / 4,5	14	100	50/25	315,0
12-61	wie 10-11, aber Streckenlast auf Betongurtmitte	4,5 / 4,5	14	100	-	-

Tabelle 5–3: Modellbezeichnung und Parametervariation der Kategorie 12

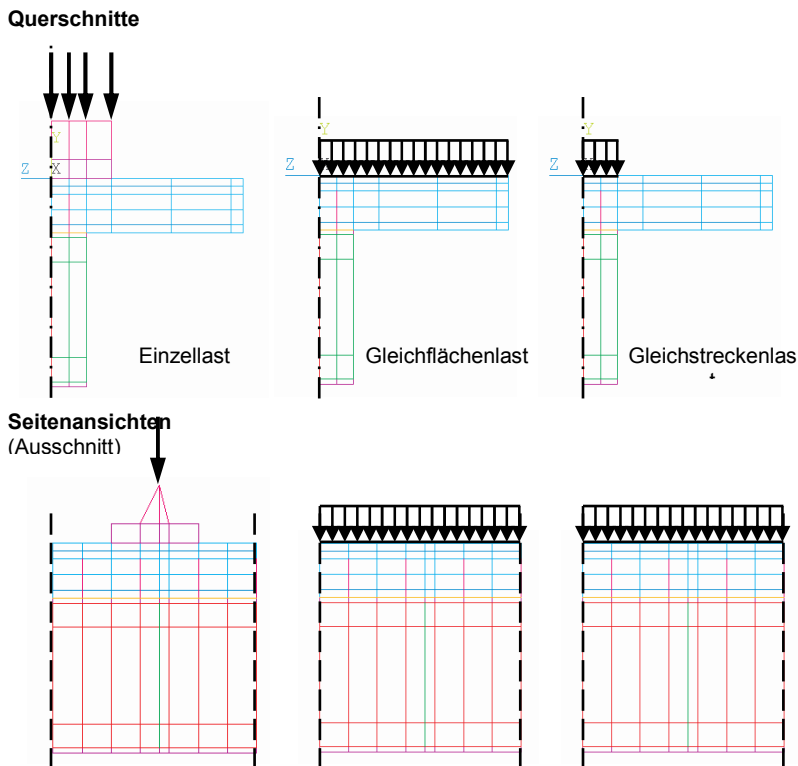


Bild 5–12: Darstellung der variierten Belastungsarten in Querschnitt und Seitenansicht

In Kategorie 13 (Tabelle 5–4) liegt die Öffnung im positiven oder negativen Momentenbereich. Auch hier wurden die Modelle der Kategorie 10 mit ihren verschiedenen Feldlängen verwendet und die Öffnung von dem Momentennullpunkt weg verschoben. In Bild 5–13 ist eine grafische Darstellung für die Variation des Parameters Öffnungslage skizziert. Die Öffnung wurde ausgehend von dem elastisch ermittelten Momentennullpunkt in den markierten positiven oder negativen Bereich verschoben.

Modell	Beschreibung der Parametervariation	Feldlänge Feld1/Feld2 [m]	Plattendicke [cm]	Plattenbreite [cm]	Öffnung (a/h ₀) [cm]	Öffnungslage vom linken Rand [cm]
Kategorie 13						
13-01	wie 10-01, aber Öffnung im positiven M-Bereich	3,5 / 3,5	14	100	50/25	202,5
13-03	wie 10-03, aber Öffnungen im positiven M-Bereich	3,5 / 3,5	14	100	50/25	202,5
13-05	wie 10-05, aber Öffnung im positiven M-Bereich	4,0 / 4,0	14	100	50/25	230,0
13-07	wie 10-07, aber Öffnungen im positiven M-Bereich	4,0 / 4,0	14	100	50/25	230,0
13-10	wie 10-10, aber Öffnung im positiven M-Bereich	4,5 / 4,5	14	100	50/25	257,5
13-12	wie 10-12, aber Öffnungen im positiven M-Bereich	4,5 / 4,5	14	100	50/25	257,5
13-50	wie 10-01 und 13-01, aber Öffnung im negativen M-Bereich	3,5 / 3,5	14	100	50/25	292,5
13-52	wie 10-03 und 13-03, aber Öffnungen im negativen M-Bereich	3,5 / 3,5	14	100	50/25	292,5
13-55	wie 10-05 und 13-05, aber Öffnung im negativen M-Bereich	4,0 / 4,0	14	100	50/25	335
13-57	wie 10-07 und 13-07, aber Öffnungen im negativen M-Bereich	4,0 / 4,0	14	100	50/25	335
13-60	wie 10-10 und 13-10, aber Öffnung im negativen M-Bereich	4,5 / 4,5	14	100	50/25	377,5
13-62	wie 10-12 und 13-12, aber Öffnungen im negativen M-Bereich	4,5 / 4,5	14	100	50/25	377,5

Tabelle 5–4: Modellbezeichnung und Parametervariation der Kategorie 13

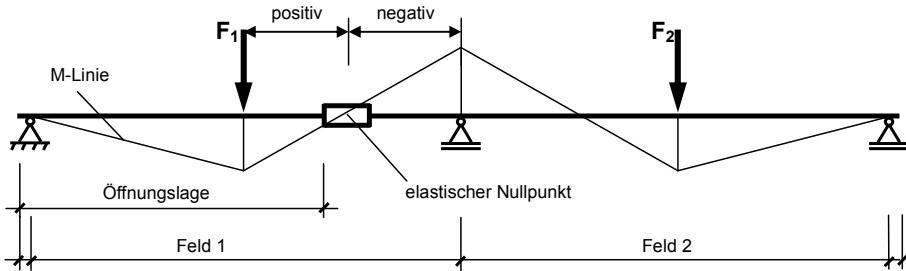


Bild 5–13: Übersicht der Variation des Parameters Öffnungslage

Im Vergleich zu den Kategorien 10 bis 13 (Oberkategorie 1) ist bei den Modellen der Kategorien 20 bis 23 (Oberkategorie 2) lediglich der IPE 400 Stahlträger durch einen HEB 300 ersetzt worden. Aufgrund der geringeren Stahlträgerhöhe des HEB 300 sind dann alle Öffnungen dieser Träger mit einer Öffnungshöhe von 20 cm modelliert.

In der in Tabelle 5–5 dargestellten Kategorie 20 wird wie in Kategorie 10 der Parameter Feldlänge variiert.

Modell	Beschreibung der Parametervariation	Feldlänge Feld1/Feld2 [m]	Plattendicke [cm]	Plattenbreite [cm]	Öffnung (a/h) [cm]	Öffnungslage vom linken Rand [cm]
Kategorie 20						
20-01	Grundmodell	3,5 / 3,5	14	100	50/20	240,5
20-02	wie 20-01, aber keine Öffnung	3,5 / 3,5	14	100	-	-
20-03	wie 20-01, aber 2 Öffnungen, symmetrisch	3,5 / 3,5	14	100	50/20	240,5
20-05	wie 20-01, aber andere Feldlänge	4,0 / 4,0	14	100	50/20	277,5
20-10	wie 20-05, aber andere Feldlänge	4,5 / 4,5	14	100	50/20	315,0
20-50	wie 20-01, aber Feld 2 kürzere Feldlänge (3,00m)	3,5 / 3,0	14	100	50/20	240,5
20-55	wie 20-01 und 20-50, aber Feld 2 längere Feldlänge (4,00m)	3,5 / 4,0	14	100	50/20	240,5
20-80	wie 20-01, aber Last nur in Feld 1	3,5 / 3,5	14	100	50/20	240,5

Tabelle 5–5: Modellbezeichnung und Parametervariation der Kategorie 20

In Tabelle 5–6 sind die Parameter der Kategorie 21 abgebildet. Hier werden die Betongurtbreite und –dicke der Modelle verändert. Im Unterschied zu Kategorie 11 werden aber exemplarisch nur noch sechs Träger berechnet.

Modell	Beschreibung der Parametervariation	Feldlänge Feld1/Feld2 [m]	Plattendicke [cm]	Plattenbreite [cm]	Öffnung (a/h) [cm]	Öffnungslage vom linken Rand [cm]
Kategorie 21						
21-01	wie 20-01, aber andere Betongurtdicke	3,5 / 3,5	18	100	50/20	240,5
21-05	wie 20-05, aber andere Betongurtdicke	4,0 / 4,0	18	100	50/20	277,5
21-10	wie 20-10, aber andere Betongurtdicke	4,5 / 4,5	18	100	50/20	315,0
21-15	wie 20-01 und 21-01, aber andere Betongurtdicke	3,5 / 3,5	16	100	50/20	240,5
21-50	wie 20-01, aber andere Betongurtbreite	3,5 / 3,5	14	120	50/20	240,5
21-65	wie 20-01 und 21-50, aber andere Betongurtbreite	3,5 / 3,5	14	140	50/20	240,5

Tabelle 5–6: Modellbezeichnung und Parametervariation der Kategorie 21

Die Art der Belastung (Flächen oder Streckenlast) wird in Kategorie 22 untersucht (Tabelle 5–7). Im Unterschied zu Kategorie 12 werden nur Träger mit 3,50 m Feldlänge untersucht.

Modell	Beschreibung der Parametervariation	Feldlänge Feld1/Feld2 [m]	Plattendicke [cm]	Plattenbreite [cm]	Öffnung (a ₀ /h ₀) [cm]	Öffnungslage vom linken Rand [cm]
22-01	Kategorie 22 wie 20-01, aber Flächenlast auf gesamten Betongurt	3,5 / 3,5	14	100	50/20	240,5
22-50	wie 20-01 und 22-01, aber Streckenlast auf Betongurmitte	3,5 / 3,5	14	100	50/20	240,5
22-51	wie 20-02, aber Streckenlast auf Betongurmitte	3,5 / 3,5	14	100	-	-

Tabelle 5–7: Modellbezeichnung und Parametervariation der Kategorie 22

Die Tabelle 5–8 zeigt die veränderten Parameter in den berechneten Modellen der Kategorie 23, in der die Lage der Öffnung untersucht wird. Die Öffnung wird aus dem elastisch ermittelten Momentennullpunkt in den positiven oder negativen Momentenbereich verschoben.

Modell	Beschreibung der Parametervariation	Feldlänge Feld1/Feld2 [m]	Plattendicke [cm]	Plattenbreite [cm]	Öffnung (a ₀ /h ₀) [cm]	Öffnungslage vom linken Rand [cm]
23-01	Kategorie 23 wie 20-01, aber Öffnung im positiven M-Bereich	3,5 / 3,5	14	100	50/20	202,5
23-03	wie 20-03, aber Öffnungen im positiven M-Bereich	3,5 / 3,5	14	100	50/20	202,5
23-50	wie 20-01 und 23-01, aber Öffnung im negativen M-Bereich	3,5 / 3,5	14	100	50/20	292,5
23-52	wie 20-03 und 23-03, aber Öffnungen im negativen M-Bereich	3,5 / 3,5	14	100	50/20	292,5

Tabelle 5–8: Modellbezeichnung und Parametervariation der Kategorie 23

5.3.3 Auswertung der Berechnungen

5.3.3.1 Allgemeine Ergebnisse

In Bild 5–14 ist der Vergleich der Last-Verformungs-Kurven des mit einer Stegöffnung versehenen Modells 10-05, des ungeschwächten Modells 10-06 und des Modells 10-07 mit zwei symmetrisch angeordneten Öffnungen dargestellt. Wie zu erwarten, ist die Traglast des ungeschwächten Durchlaufträgers deutlich höher als die der anderen beiden. Auffällig ist, dass die Kurven von 10-05 und 10-07 fast identisch sind, obwohl 10-07 durch eine weitere Öffnung im zweiten Feld geschwächt ist. Die Steifigkeit des ersten Feldes ist demnach bei beiden Modellen identisch. Lediglich die Tragfähigkeit von 10-07 ist etwas geringer. Der ungeschwächte Verbundträger hat einen ausgeprägt linearen Bereich, bevor die Fließgelenkbildung einsetzt. Die Kurven der beiden anderen Modelle weisen hingegen relativ früh eine Nichtlinearität auf. Dies ist mit dem Einfluss der Stegöffnung und dem damit verbundenen früh eintretenden Stahlfließen in den Teilquerschnitten und der frühzeitigen Rissbildung zu erklären. Wie schon die Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen (vgl. Kapitel 4.6) zeigen, werden in den Teilquerschnitten schon bei niedrigen Laststufen Dehnungen erreicht, die über die Fließgrenze hinausgehen. Außerdem treten schon früh Risse im Öffnungsbereich und über der Stütze auf.

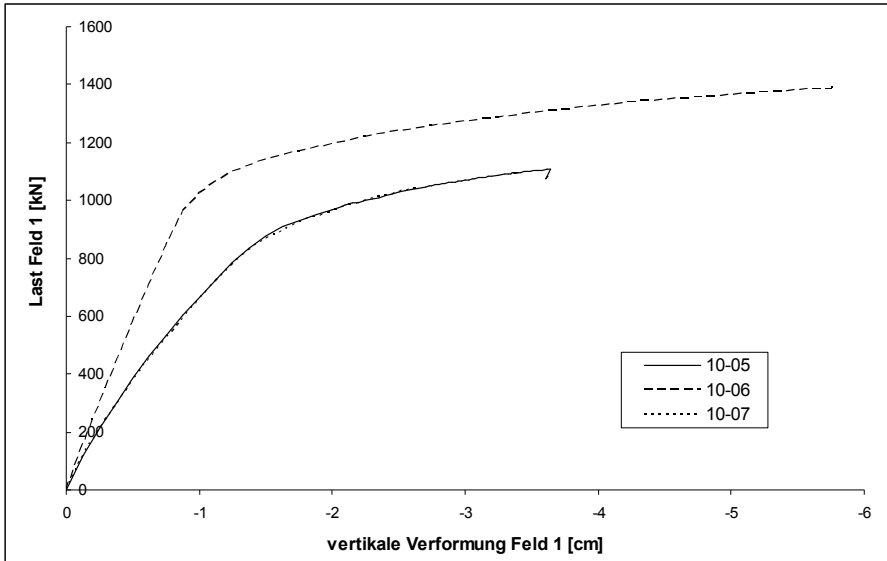


Bild 5–14: Last-Verformungs-Kurven der Modelle 10-05, 10-06 und 10-07

In Bild 5–15 sind die Längsspannungen und die überhöhte Verformungsfigur exemplarisch für das Modell 10-10 bei Traglastniveau dargestellt. Der Einfluss der Öffnung wird durch die Spannungsspitzen in den Teilquerschnitten und die gestörte Verformungsfigur deutlich. Weiterhin sieht man, dass sich unter den beiden Lasteinleitungskonstruktionen Fließzonen bilden. Im zweiten Feld kann trotz geringerer vertikaler Verformung von einer weitläufigeren Ausbildung gesprochen werden. Im ersten Feld verhindert die Öffnung einen klaren Kraftfluss wie er im zweiten Feld zu erkennen ist. Über der Stütze treten zwar erhöhte Spannungen auf, jedoch wird das System durch die Fließzonen im Feld und an der Öffnung kinematisch. Ein Fließgelenk im Stützbereich kann sich nicht mehr ausbilden.

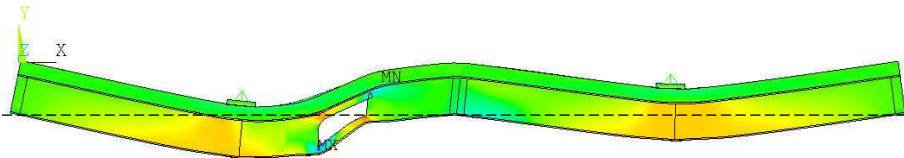


Bild 5–15: Verformungsfigur und Längsspannungen von Modell 10-10 bei Traglast

Bei dem in

Bild 5–16 dargestellten, ungeschwächten Modell 10-11 ist die Fließzonenausbildung wie sie im zweiten Feld bei 10-10 erkennbar ist, in beiden Feldern zu erkennen. Allerdings wird bei 10-11 über der Stütze deutlich eine Fließzone ausgebildet. Im Vergleich der beiden Modelle fällt auf, dass die erhöhten Spannungen in Feldmitte des ersten Feldes und über der Stütze bei beiden auftreten, aber bei 10-10 der Einfluss der Öffnung die Fließzonenprägung an diesen Stellen behindert.

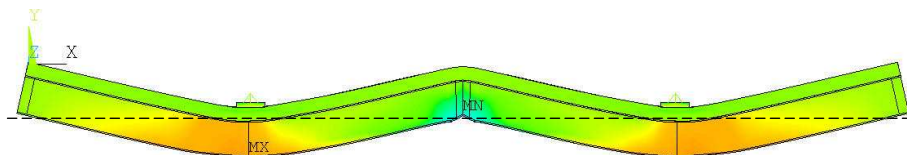


Bild 5–16: Verformungsfigur und Längsspannungen von Modell 10-11 bei Traglast

Der Vergleich von Stütz- und Feldmoment der Modelle 10-01, 10-02, 12-50, 12-51, 13-01 und 13-50, die alle die Stützweite 3,5 m haben, ist in Bild 5–17 dargestellt. Hier wird deutlich, dass bei der aufgebrachtten Streckenlast in 12-50 und 12-51 in den unteren Belastungsstufen größere Stützmomente bei gleichem Feldmoment entstehen als dies bei den Pendants mit Einzellasten der Fall ist. Im oberen Lastbereich ist hingegen ein Abfall des Stützmoments festzustellen, was wiederum bei den anderen dargestellten Systemen nicht eintritt. Wie oben schon beschrieben, deutet diese Stützmomentenumlagerung auf eine Fließzonenbildung über der Stütze hin. Die durch infolge der Streckenbelastung geringere Querkraft im Öffnungsbereich verursacht bei 12-50 erst nach dem Eintreten der Fließgelenkbildung im Stützbereich eine Fließzonenbildung in den Teilquerschnitten.

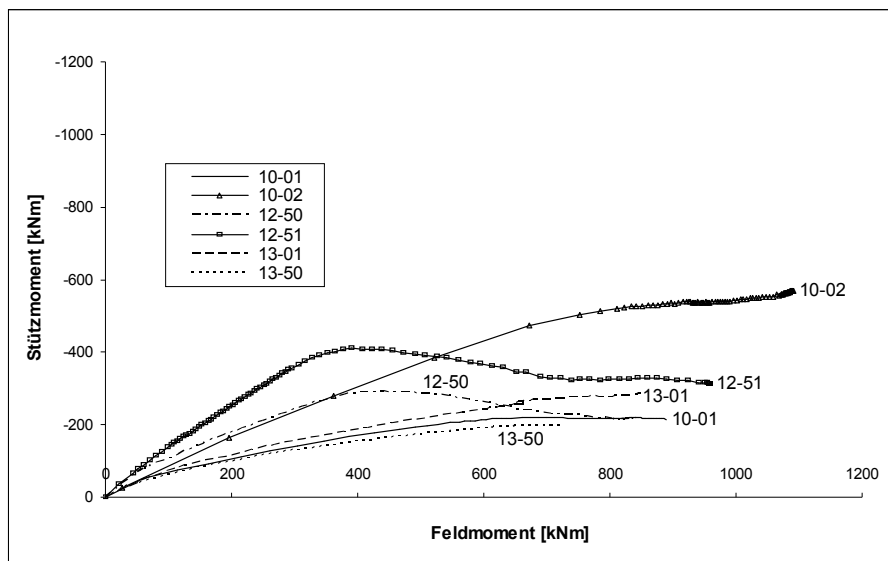


Bild 5–17: Vergleich der Stütz- und Feldmomente bei Systemen mit 3,50 m Stützweite

Das in Bild 5–17 gezeigte Verhalten lässt sich bei den Modellen mit 4,00 m Spannweite ebenfalls beobachten. Die in Bild 5–18 gezeigten Kurven weisen eine ähnliche, allerdings in verstärkter Form auftretende Charakteristik auf. Die Graphen der Modelle 10-05, 13-05 und 13-55 weichen nicht so sehr vom ungeschwächten System 10-06 ab wie dies bei den entsprechenden Modellen in Bild 5–17 der Fall ist. Dies ist durch das M/V-Verhältnis begründet, dass durch die geänderte Feldlänge vergrößert wird. Die Momentenbeanspruchung ist also deutlich höher, wenn der Fließbeginn im Öffnungsbereich eintritt. Trotzdem kommt es bei den mit Einzellast beanspruchten Modellen 10-05, 13-05 und 13-55 zu keiner Fließgelenkbildung über der Stütze. Die Fließgelenkkette bildet sich durch das erste globale Fließgelenk im Öffnungsbereich und durch das zweite Fließgelenk in Feldmitte. Bei 12-55 hingegen ist durch die einwirkende Streckenlast der Einfluss der Querkraft im unteren Lastniveau wesentlich geringer. Außerdem ist wiederum das Stützmoment im Verhältnis zum Feldmoment deutlich größer. Dadurch kann sich zuerst ein Momentenfließgelenk über der Stütze ausbilden. Die Fließgelenkkette wird dann durch die Fließgelenkbildung im Öffnungsbereich erreicht.

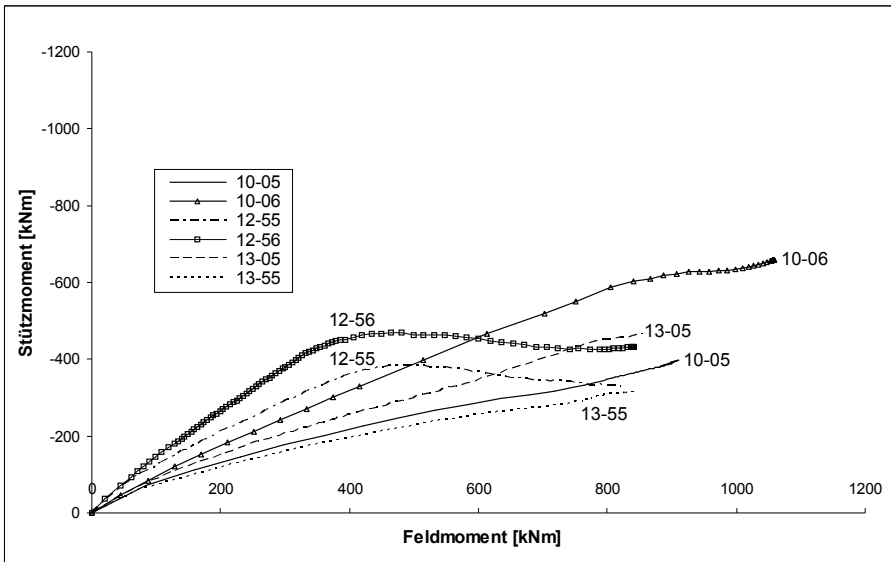


Bild 5–18: Vergleich der Stütz- und Feldmomente bei Systemen mit 4,00 m Stützweite

In Bild 5–17 und Bild 5–18 sind zu den Kurven der Modelle 10-01 und 10-05 auch die Pendanten der Kategorie 13 (vgl. Tabelle 5–4) abgebildet. In dieser Kategorie wird die Lage der Öffnung im Bezug auf die Momentenbeeinflussung variiert. Die Kurvenverläufe der jeweils drei verglichenen Modelle sind ähnlich, jedoch entsteht durch das Verschieben der Öffnung in den positiven Momentenbereich ein größeres Verhältnis von Stützmoment zu Feldmoment. Ein Verschieben der Öffnung in den negativen Momentenbereich erzeugt das Gegenteil. Zusammenfassend kann festgehalten werden, dass die Öffnung im positiven Momentenbereich einen geringeren Einfluss hat.

In Bild 5–19 sind die Hauptspannungen des berechneten Trägers 10-05 auf Traglastniveau dargestellt. In der Gesamtansicht ist zu erkennen, dass die Öffnung eine Spannungskonzentration verursacht. Im darunter gezeigten Detail wird deutlich, dass die Spannungsspitzen wie erwartet und in den Versuchen beobachtet (vgl. Kapitel 4.6) vor allem in den Teilquerschnitten auftreten. An diesen Stellen wird die Querkraft auf die Teilquerschnitte aufgeteilt und die Sekundärmomente haben dort ihre Maxima. Die Spannungen im Betongurt sind geringer als im Stahlträger. Deswegen sind darunter zur besseren Darstellung nur die Hauptspannungen des Betongurts in einem anderen Maßstab gezeigt. Hier wird deutlich, dass im Bereich der beiden Kopfbolzendübel über dem linken Öffnungsrand (ÖR2) die größten Hauptdruckspannungen im Betongurt erreicht werden. Die Neigung der Druckspannungen über der Öffnung zeigt das Hochhängen der Querkraft in den Betongurt.

Weiterhin wird in Bild 5–19 deutlich, dass die Längsspannungen in Ober- und Untergurt im Vergleich zu den Spannungen im Steg an den Teilquerschnitten gering sind. Gleiches gilt bei dem Vergleich der geneigten Spannungen mit den Längsspannungen im Betongurt. Dies deutet darauf hin, dass das globale Moment im Öffnungsbereich nur eine untergeordnete Rolle spielt und wie erwartet die Querkraft das Tragverhalten maßgeblich beeinflusst.

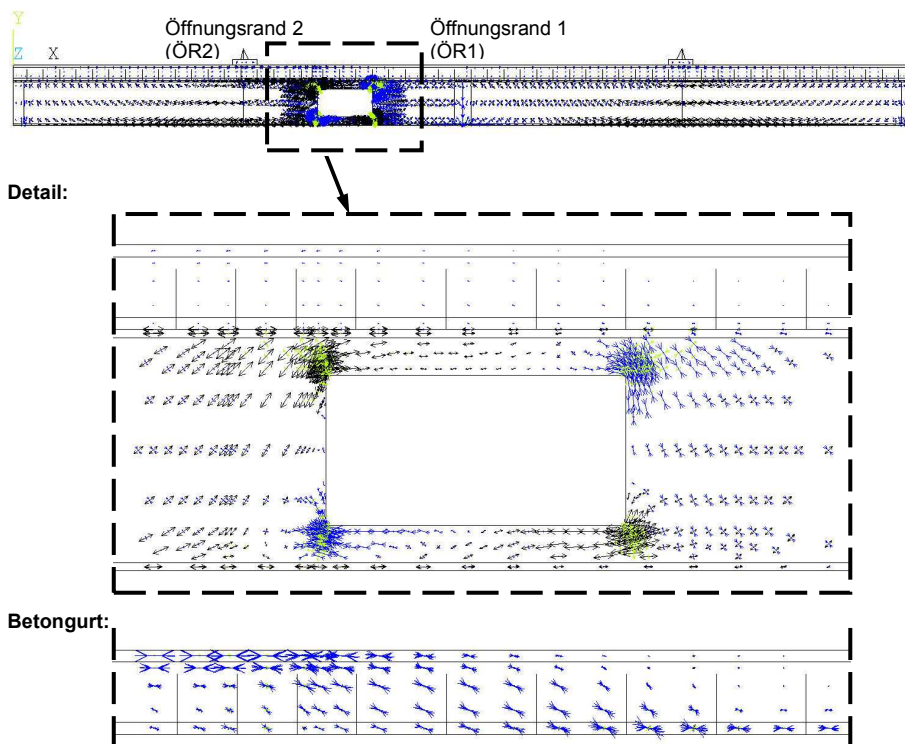


Bild 5–19: Hauptspannungsverlauf des Systems 10-05 (bei Traglast)

Das Hochhängen der Querkraft wird auch deutlich, wenn man die in Bild 5–20 dargestellten Zugkraftlinien der Kopfbolzendübel betrachtet. Der im Diagramm mit Nummer 17 bezeichnete Dübel ist etwa 23 cm vor der Öffnung platziert und hat nur eine sehr geringe Zugkraft. Das Weiterleiten der Querkraft vom Stahlträgersteg in den Betongurt beginnt bei diesem Dübel erst bei höherer Belastungsstufe und dann auch nur in sehr geringem Maße. Bei Dübel 18 wird schon zu Belastungsbeginn eine größere Zugkraft festgestellt. Der größte Anteil der Querkraft wird allerdings durch die beiden Kopfbolzendübel 19 und 20 eingeleitet. Diese Dübel sitzen direkt über dem Öffnungsseck. Der Dübel 21 ist nahezu in Öffnungsmitte platziert und hat trotzdem noch eine beachtliche Zugkraft. Dieses Verhalten ist auch bei dem zweiten durchgeführten Versuch ähnlich beobachtet worden (vgl. Kapitel 4.6.4). Im weiteren Belastungsverlauf tritt eine Umverteilung auf, bei der zuerst Dübel 19 und dann auch Dübel 18 höhere Zugkraftanteile abträgt. Eine Steigerung des Hochhängens der Querkraft über dem Öffnungsbereich ist nur noch geringfügig möglich. Über der Öffnung setzt die Rissbildung verstärkt ein und damit verringert sich dort auch die Steifigkeit. Die Verformungen im Öffnungsbereich nehmen zu und der ungeschwächte Teil neben der Öffnung muss somit mehr Querkraft aufnehmen und in den Betongurt einleiten. Außerdem werden durch das Reißen des Betons infolge der Querkraft die Kopfbolzen zu einer Art Querkraftbewehrung und müssen demnach dann mehr Kraft aufnehmen.

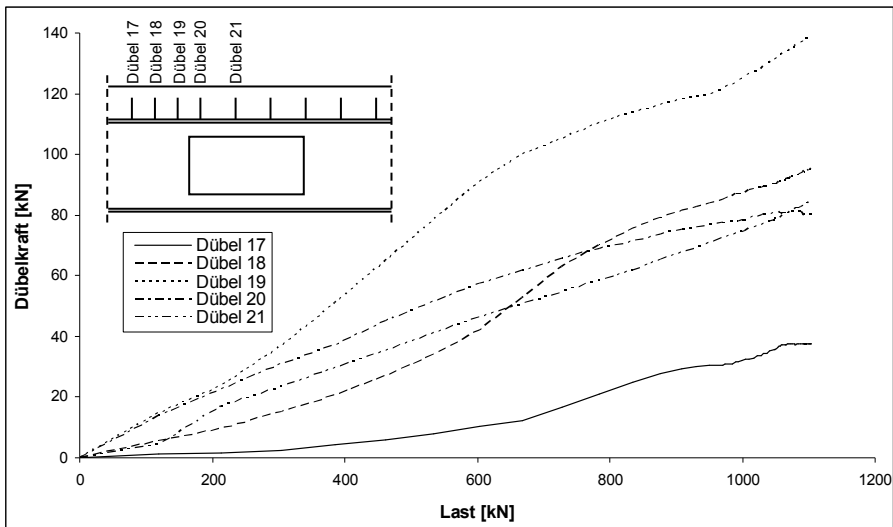


Bild 5–20: Zugkräfte in den Dübeln vor der Öffnung bei Modell 10-05

Ein Blick auf die Querkraftverteilung im berechneten Verbundträger 10-05 (Bild 5–21) zeigt, dass bei Traglast im Öffnungsbereich der Querkraftanteil im Betongurt auf über 90% steigt, obwohl der Stahlsteg nur um etwa 65% geschwächt ist. Im ungestörten Bereich neben der Öffnung liegt der Stahlträgeranteil bei etwa 90%. Ansonsten ist lediglich im Bereich der beiden Lasteinleitungsstrukturen in Feldmitte der

Betongurtanteil sehr hoch, da die Last durch den Betongurt in den Stahlträger eingeleitet werden muss und dies nicht punktuell geschieht.

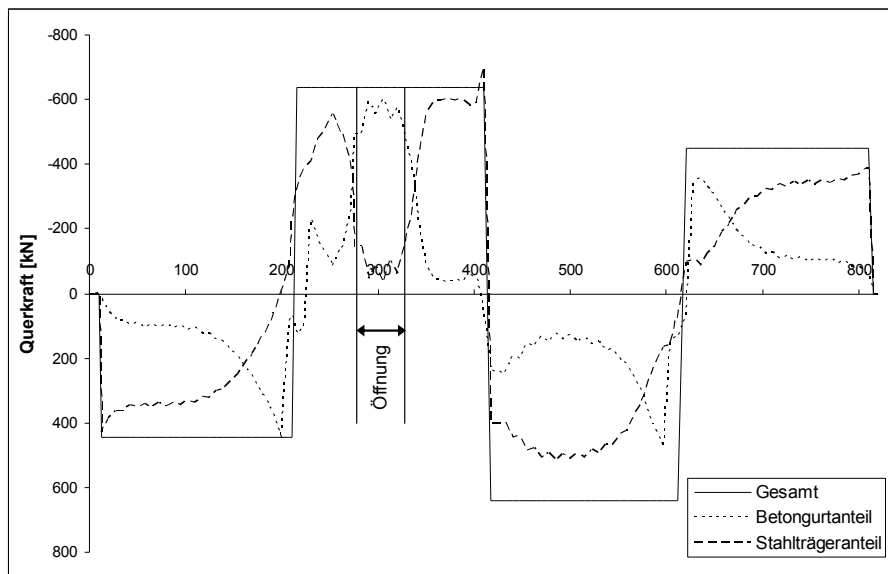


Bild 5–21: Querkraftaufteilung im Verbundträger (Modell 10-05, bei Traglast)

5.3.3.2 Einfluss der Feldlänge

Der Parameter Feldlänge ist der einzige Parameter, der nach dem Tastversuch V1-T350 (vgl. Kapitel 4.2.2) gegenüber der Grundkonstellation V2-G400 (vgl. Kapitel 4.2.3) geändert wurde. Trotz zunehmendem M/V-Verhältnis versagte der Versuchsträger mit der größeren Feldlänge letztendlich wie der Träger V1-T350 auch auf Querkraft (vgl. Kapitel 4.6.7). Eine vollständige Fließgelenkkette stellte sich nicht ein.

Bei den rechnerischen Untersuchungen wurden mehrere Modelle mit insgesamt sechs verschiedenen Feldlängen berechnet.

In Bild 5-20 ist das Verhältnis von Feldmoment zu Stützmoment jeweils bei drei verschiedenen Lastniveaus über den Parameter Feldlänge aufgetragen. Die Werte sind die Ergebnisse der Modelle mit und ohne Öffnung der Kategorie 10. Im Vergleich der Modelle mit Öffnung ist bis 50% der Traglast ein geringer Abfall dieses Momentenverhältnisses bei zunehmender Feldlänge festzustellen. Auf Traglastniveau bei Feldlängen kleiner als 4,0 m wird bei abnehmender Feldlänge das Verhältnis deutlich und unverhältnismäßig größer. Bei geringen Feldlängen findet also bei Systemen mit einer Öffnung ein deutlicheres Umlagern von der Stütze zum Feld statt.

Die Vergleichsrechnungen mit den ungeschwächten Systemen (vgl. Bild 5–22) zeigen ebenfalls eine leichte Abnahme des Momentenverhältnisses mit

zunehmender Feldlänge. Jedoch ist hier auf Traglastniveau im Gegensatz zu den Systemen mit Öffnung bei kleiner Feldlänge keine unverhältnismäßige Zunahme zu erkennen. Es wird beim Vergleich der geschwächten Systeme mit den Modellen ohne Öffnung ebenfalls deutlich, dass bei kleiner Feldlänge der Einfluss der Öffnung auch bei geringem Lastniveau größer ist als dies bei Systemen mit großer Feldlänge der Fall ist.

Die Öffnung und das damit verbundenen Verhalten im Öffnungsbereich verursachen eine Umlagerung vom Feld zur Stütze. Diese Umlagerung ist bei kleinen Stützweiten besonders groß. Der globale Einfluss der Öffnung auf das Durchlaufträgersystem nimmt also bei steigender Feldlänge ab.

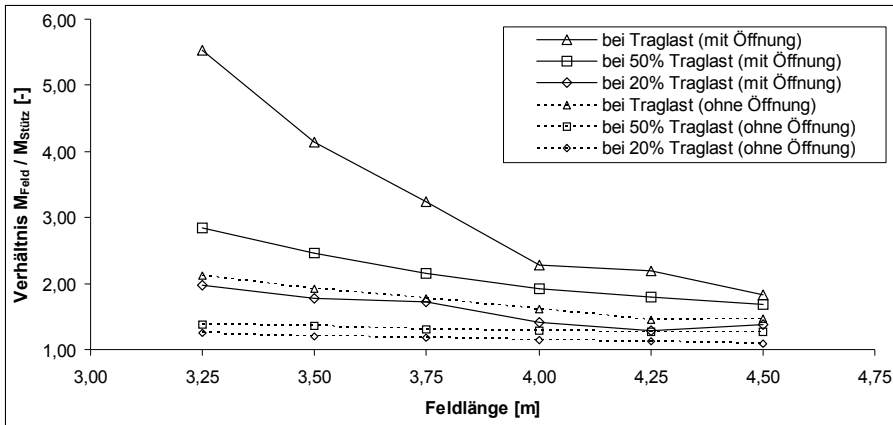


Bild 5–22: Momentenverhältnis mit geänderter Parameter Feldlänge bei unterschiedlichem Lastniveau

In Bild 5–23 ist das M/V -Verhältnis über der Stütze dargestellt. Es ist zu erkennen, dass bei allen untersuchten Systemen durch die Laststeigerung dieses Verhältnis leicht abnimmt. Die oben erwähnte Umlagerung der Momente vom Feld zur Stütze wird auch durch diese Betrachtung bestätigt. Das Stützmoment nimmt ab und demnach fällt auch das M/V -Verhältnis ab. Außerdem ergibt sich bei großen Feldlängen ein größeres M/V -Verhältnis als bei geringen Stützweiten. Jedoch ist im Vergleich zum Momentenverhältnis in Bild 5–22 kein Ausschlag bei kleinen Feldlängen zu erkennen. Das steigende M/V -Verhältnis bei anwachsender Feldlänge ist wie oben schon erwähnt auf den geringer werdenden globalen Einfluss der Öffnung auf das Gesamtsystem zurückzuführen.

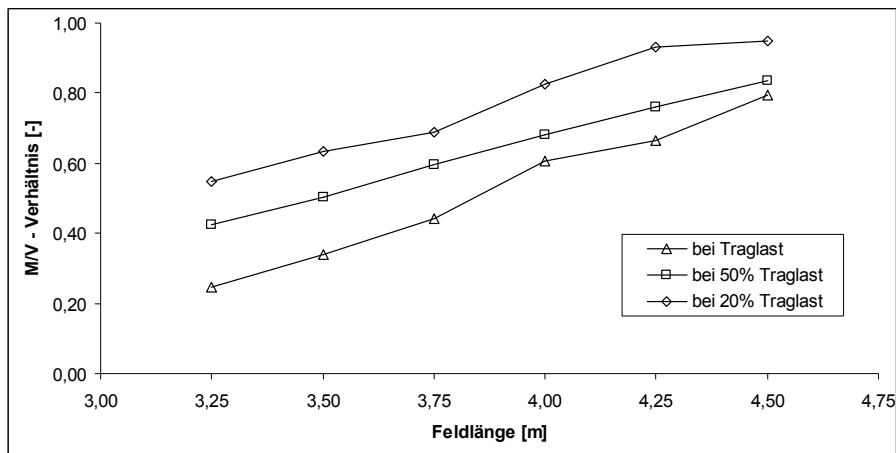


Bild 5-23: M/V Verhältnis über der Stütze bei unterschiedlichem Lastniveau

In Bild 5-24 ist das Verhältnis des Moments am zur Feldmitte hin gelegenen Öffnungsrand (ÖR2) zu dem Feldmoment dargestellt. Danach ist bezogen auf das Feldmoment generell eine Zunahme des Momentes am ÖR2 und demnach auch im gesamten Öffnungsbereich bei Laststeigerung bis zum Bruch festzustellen. Eine zusätzliche lokale Beanspruchung wird im Öffnungsbereich durch dieses Moment erzeugt. Weiterhin wird dieser Effekt bei zunehmender Feldlänge abgeschwächt.

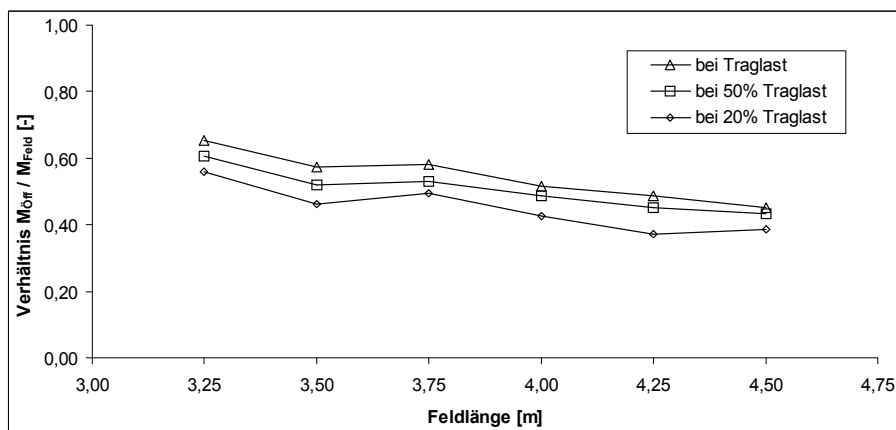


Bild 5-24: Verhältnis von Moment am ÖR2 zu Feldmoment in Feld 1

Zusätzlich beinhaltet die Parametervariation der Feldlänge auch unsymmetrische Systeme, bei denen nur die Spannweite des zweiten Feldes verändert wurde. Die Feldlänge des ersten Feldes, in dem sich auch nach wie vor die Öffnung befindet, beträgt bei den gezeigten Systemen 3,50 m.

In Bild 5-25 sind berechnete Momentenlinien des unsymmetrischen Modells 10-55 dargestellt. Die unsymmetrische Momentenverteilung ist zu erkennen. Die

Umlagerung der Momente von der Stütze ins Feld und das sich im Öffnungsbereich bildende Zusatzmoment werden ebenfalls deutlich. Der Einfluss der Öffnung auf die Momentenverteilung zeigt sich demnach auch bei unsymmetrischen Systemen.

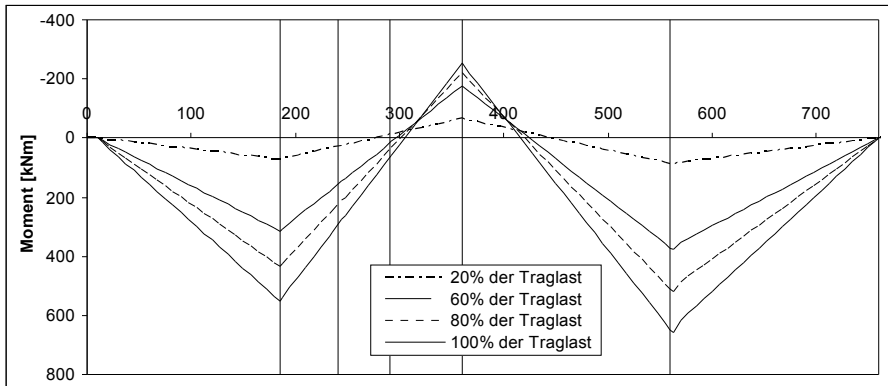


Bild 5–25: Momentenlinien des Modells 10-55 (ungleiche Feldweiten)

In Bild 5–26 ist das Verformungsverhältnis von beiden Feldmitten dieser berechneten Systeme dargestellt. Bei 20 % und 50 % der Traglast ist ein Abfall dieses Verhältnisses bei steigender Feldlänge des zweiten Feldes zu erkennen. Durch die größere Feldlänge in Feld 2 nimmt die Verformung in diesem Feld gegenüber dem ersten Feld zu. Auffällig ist dagegen das Anwachsen des dargestellten Verhältnisses bei dem System mit 3,50 m Spannweite im zweiten Feld. Durch die Feldlängensymmetrie dieses Trägers werden scheinbar größere Verformungen im ersten Feld ermöglicht als dies bei den unsymmetrischen Systemen der Fall ist.

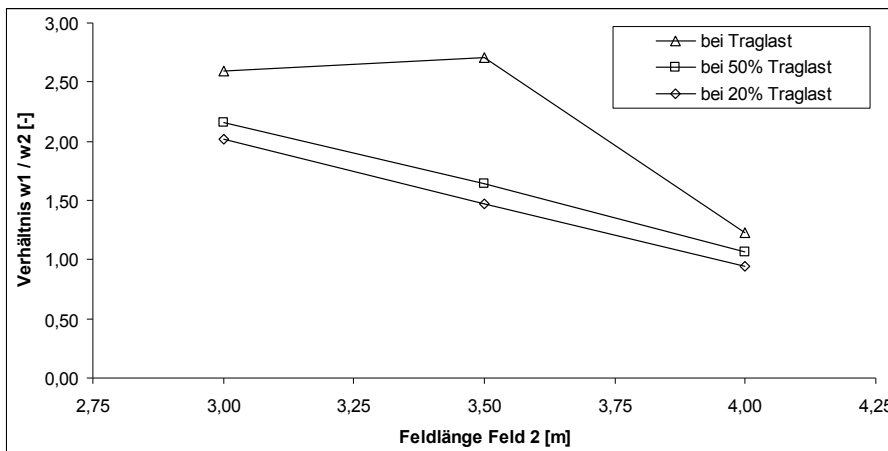


Bild 5–26: Verhältnis der Verformungen in beiden Feldmitten (mit Öffnung, Länge Feld 1: $l_1 = 3,50$ m)

Vergleicht man die Ergebnisse der Systeme mit Öffnung aus Bild 5–26 mit den ungeschwächten Pendants, deren Verformungsverhältnis in Bild 5–27 abgebildet ist, so wird deutlich, dass im Gegensatz zu Bild 5–26 bei den unteren Laststufen das Verhältnis eines Systems konstant bleibt. Dies gilt für alle drei Varianten. Allerdings ist bei dem symmetrischen System aufgrund der fehlenden Öffnung und der gleichen Stützweite beider Felder das Verhältnis der Verformungen immer 1,0. Bei den anderen beiden Systemen ändert sich wegen der ausgeprägten Momentenfließgelenke das Verformungsverhältnis im Traglastbereich merklich. Das Verhältnis eines Systems verschiebt sich in Richtung des größeren Feldes, da bei den Modellen ohne Öffnung nur die weitere Feldlänge der Grund für eine größere vertikale Verformung ist. Bei den in Bild 5–26 gezeigten Verformungsverhältnissen ist die größte vertikale Verformung immer im Feld mit Öffnung und bei Laststeigerung verschiebt sich dieses Verhältnis noch in Richtung dieses Feldes. Der größte Anteil der Verformungen wird also im gesamten Belastungsverlauf durch das Verhalten im Öffnungsbereich verursacht.

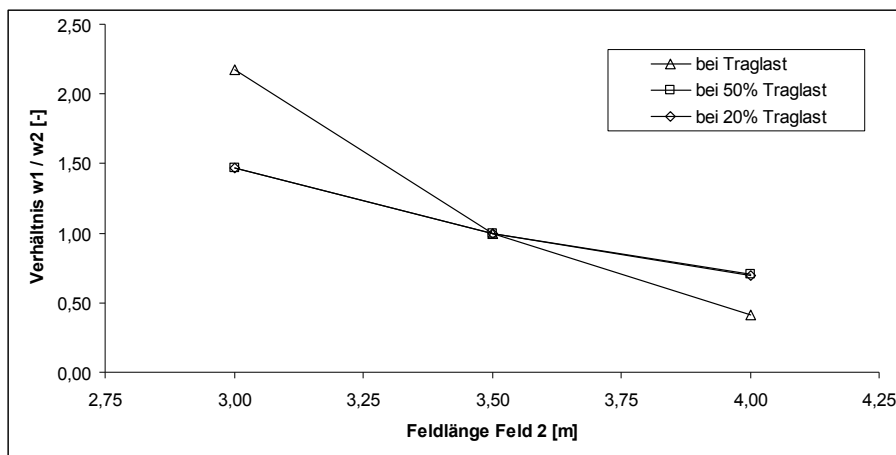


Bild 5–27: Verhältnis der Verformungen in beiden Feldmitten (ohne Öffnung, Länge Feld 1: $l_1 = 3,50$ m)

Zusammenfassend kann festgehalten werden, dass der Einfluss der Öffnung bei größer werdender Feldlänge abnimmt. Außerdem ist die Umlagerung der Momente von der Stütze ins Feld bei geringeren Feldweiten größer.

5.3.3.3 Einfluss des Betongurts

Um den Einfluss des Betongurts auf das Tragsystem zu ermitteln, dienen die Modelle der Kategorie 11 und 21 sowie des Grundmodells (10-01). Ausgehend von dem Grundmodell sind Systeme mit insgesamt drei verschiedenen Betongurtdicken und drei verschiedenen Betongurtbreiten berechnet worden. Darüber hinaus sind diese Parameter mit verschiedenen Feldlängen kombiniert worden.

In Bild 5–28 ist die Querkraft im Betonquerschnitt des Verbundträgers bei verschiedenen Betonplattendicken aufgetragen (vgl. Kapitel 5.3.2, Modelle 10-01, 11-

01 und 11-15). Das Diagramm zeigt einen Ausschnitt im Bereich der Öffnung. Die Größe der globalen Querkraft, die im gesamten Träger bei der betrachteten Laststufe in diesem Bereich wirkt, liegt für alle drei ausgewählten Modelle bei etwa 430 kN. Es ist zu erkennen, dass im Bereich der Öffnung die Querkraft im Betongurt bei den gezeigten Modellen deutlich ansteigt und dies über 90 % der Gesamtquerkraft ausmacht. Es wird zwar eine Steigerung der anteilmäßigen Querkraft im Betonteil bei Vergrößerung der Plattendicke deutlich. Über der Öffnung fällt dieser Unterschied aber unwesentlich aus. Für die Verteilung der Querkraft im Öffnungsbereich hat bei den untersuchten Systemen die Plattendicke keinen wesentlichen Einfluss. Allerdings nimmt durch die Steigerung der Plattendicke die Tragfähigkeit der Platte und im direkten Zusammenhang damit auch die Tragfähigkeit des Gesamtsystems zu.

Im Gegensatz zur Verteilung direkt über der Öffnung ist die Querkraft im Betongurt vor und nach der Öffnung bei Systemen mit dickerer Platte geringfügig größer (vgl. Bild 5–28). Aufgrund der höheren Steifigkeit des Betongurts wird in den ungeschwächten Bereichen des Gesamtsystems schon ein größerer Querkraftanteil aufgebaut.

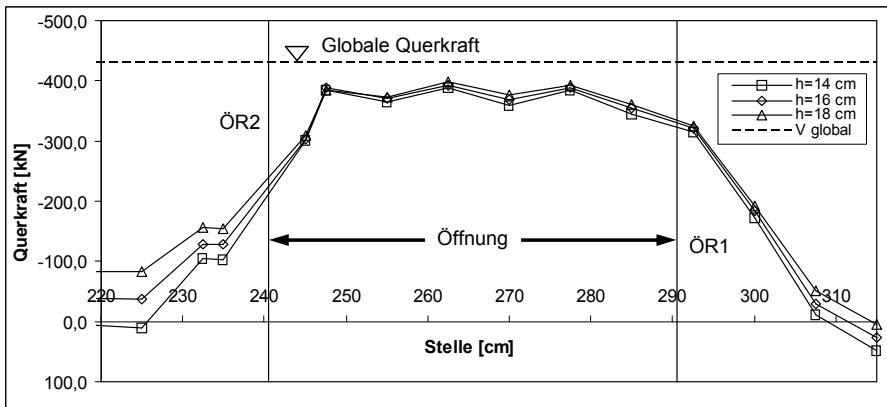


Bild 5–28: Querkraft im Betonquerschnitt über der Öffnung bei variiertem Plattendicke ($V_{\text{global}} = 430 \text{ kN}$)

Um dieses Verhalten zu verdeutlichen, sind in Bild 5–29 die Zugkräfte in den Kopfbolzendübeln bei den variierten Betongurtdicken dargestellt. Die größten Unterschiede zwischen den in den verschiedenen Systemen auftretenden Kräften sind bei den beiden Kopfbolzen, die direkt vor und nach dem ÖR2 platziert sind, festzustellen. Die weiteren Dübelkräfte über der Öffnung sind nahezu gleich. Dies deutet wie schon in Bild 5–28 gezeigt darauf hin, dass die Größe der Querkraft im Betongurt über der Öffnung von der Plattendickenvariation weitgehend unverändert bleibt. Jedoch wird bei geringer Plattendicke mehr Kraft über die Kopfbolzen in den Betongurt hochgehängt. Dies ist damit begründet, dass bei großer Plattendicke schon anteilmäßig mehr Querkraft im Betongurt aufgebaut ist (vgl. Bild 5–28) und somit vor der Öffnung weniger Querkraft in den Betongurt geleitet werden muss. Bei Trägern mit geringer Plattendicke hat dies wie schon erwähnt zur Folge, dass die

Tragfähigkeit der Betonplatte schneller erreicht wird, als dies bei Systemen mit dicker Platte der Fall ist.

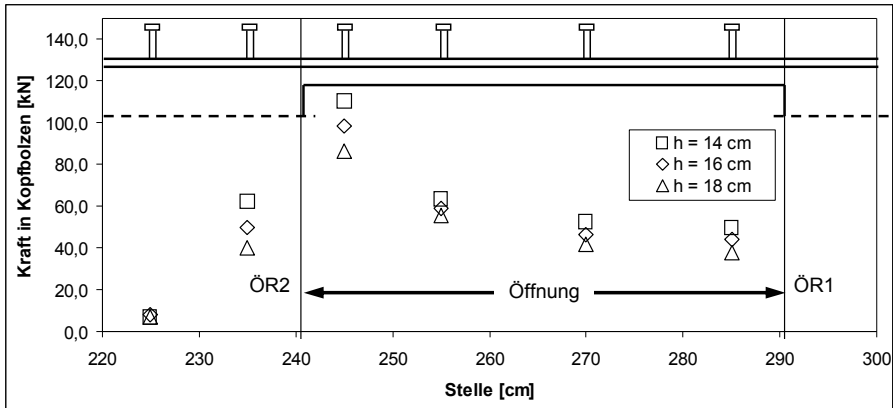


Bild 5-29: Zugkräfte in den Kopfbolzen bei variierter Betonplattendicke ($V_{\text{global}} = 430 \text{ kN}$)

Betrachtet man die in Bild 5-30 dargestellte Verteilung der Querkraft im Betongurt bei variierter Betonplattenbreite, so ist auch hier zu erkennen, dass die Plattenbreite keinen wesentlichen Einfluss auf die Querkraftverteilung hat. Allerdings gilt hier im Gegensatz zur Dickenvariation, dass bei Verbreiterung des Betongurts die Tragfähigkeit nur beeinflusst wird, wenn die rechnerische mitttragende Breite nicht innerhalb der realen Gurtbreite liegt. Ein weiterer Unterschied zu Bild 5-28 ist das Querkraftverhalten in der Betonplatte vor und nach der Öffnung. Der geringe Steifigkeitsunterschied, der durch die Änderung der Plattenbreite erreicht wird, verursacht vor und nach der Öffnung nur kaum Änderungen des Querkraftanteils im Betongurt.

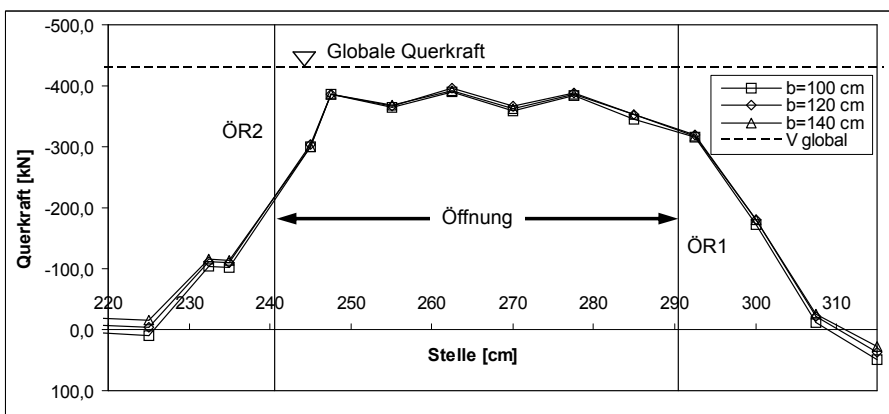


Bild 5-30: Querkraft im Betonquerschnitt über der Öffnung bei variierter Plattenbreite ($V_{\text{global}} = 430 \text{ kN}$)

Ein leichter Einfluss fällt lediglich beim Betrachten des Verhältnisses Feldmoment zu Stützmoment bei variiertem Gurtbreite auf. In Bild 5–31 ist zu erkennen, dass bei Traglast das Verhältnis mit zunehmender Gurtbreite abnimmt. Bei unterem Lastniveau bleibt das Verhältnis etwa konstant. Das Verhältnis von Feldmoment zu Stützmoment bei geänderter Parameter Betongurtdicke (ohne Abbildung) ist bei allen Lastniveaus konstant.

Die Abnahme des in Bild 5–31 gezeigten Verhältnisses bei Traglastniveau wird durch das leicht größere Stützmoment bei größerer Plattenbreite begründet. Dies ist möglich, da bei den Modellen mit der Plattenbreite auch die Anzahl der Längsbewehrungsstäbe im Betongurt steigt. Ausgehend von dem System des Grundmodells, das mit einem 100 cm breiten Betongurt und 14 Stäben mit $\varnothing 16$ für die Längsbewehrung modelliert ist, sind je 20 cm Plattenverbreiterung zusätzlich vier Stäbe mit $\varnothing 16$ eingelegt. Gerade im Traglastzustand kann dadurch ein etwas größeres Stützmoment aufgebaut werden. Bei den Modellen mit geänderter Betongurtbreite ist immer die gleiche Anzahl von Stäben für die Längsbewehrung eingegeben.

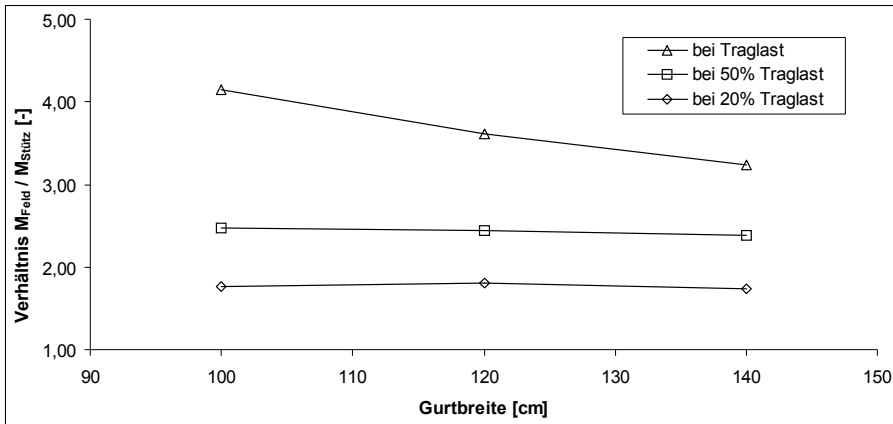


Bild 5–31: Momentenverhältnis mit geänderter Parameter Gurtbreite bei unterschiedlichem Lastniveau

Für den Einfluss des Betongurts kann zusammengefasst werden, dass von der Variation der Plattenbreite nur ein sehr geringer Einfluss auf das Verhalten des Systems ausgeht. Beim Variieren der Plattendicke ist vor allem im Bereich vor der Öffnung (ÖR2) beim Hochhängen der Querkraft ein deutlicher Einfluss feststellbar. Bei gleich bleibender Kopfbolzenhöhe und verringerter Plattendicke wird anteilmäßig mehr Kraft über die Kopfbolzen in den Betongurt geleitet, da bei dickeren Platten aufgrund der größeren Steifigkeit bereits eine größerer Querkraftanteil im Betongurt wirkt.

5.3.3.4 Einfluss der Belastungsart

Die Modelle der Parameterstudie wurden zum Großteil mit je einer Einzellast in Feldmitte berechnet. Zum Vergleich wurden wie schon in Kapitel 5.3.2 beschrieben auch verschiedene Modelle mit einer Gleichstreckenlast, die entweder als schmaler Streifen oder über die volle Breite auf den Betongurt wirkt, entwickelt. Außerdem wurden drei Vergleichsberechnungen mit nur einer Einzellast auf den Gesamtträger durchgeführt.

Ein Vergleich mit der Laststufe als Bezugsgröße zwischen Systemen, die mit Einzellasten belastet sind, und Systemen, auf die Strecken- oder Flächenlasten einwirken, kann nur sehr schlecht gezogen werden. Die Lastgröße ist nicht vergleichbar und bei Streckenlast verändert sich die Querkraft linear. Aus diesem Grund ist in Bild 5–32 der Vergleich der Ergebnisse auf die globale Querkraft am Öffnungsrand zur Mittelstütze hin (rechter Öffnungsrand) bezogen. Im dargestellten Vergleichsdiagramm liegt diese Querkraft bei etwa 290 kN.

Der Querkraftanteil im Betongurt für den Bereich der Öffnung ist exemplarisch für die Vergleichsrechnungen der Modelle 10-01, 12-01 und 12-50 in Bild 5–32 dargestellt. Als Bezugslinien sind die globalen Querkraften gestrichelt abgebildet. Es ist zu erkennen, dass der relative Anteil der Querkraft im Betongurt bei allen Systemen in etwa gleich bleibt. Bei dem Modell mit Einzellast ist aufgrund der konstanten globalen Querkraft der absolute Anteil der Querkraft im Betongurt im linken dargestellten Bereich größer. Am rechten Öffnungsrand kehrt sich dies dann aufgrund der nun größeren globalen Querkraft der Systeme mit Strecken- und Flächenlast um.

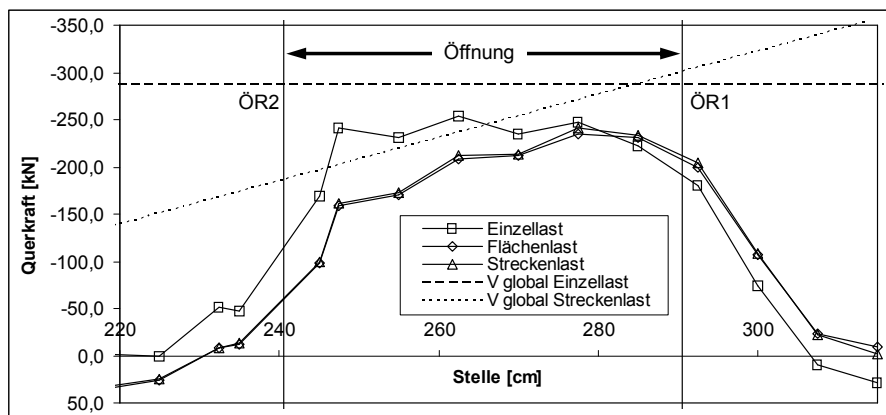


Bild 5–32: Querkraft im Betonquerschnitt über der Öffnung bei variiertem Belastungsart ($V_{\text{global}} = 290 \text{ kN}$)

Um einen näheren Einblick in die Berechnungsergebnisse zu bekommen, sind in Bild 5–33 die Zugkräfte in den Kopfbolzendübeln im Öffnungsbereich dargestellt. Als Vergleichsquerkraft wird hier wie in Bild 5–32 die globale Querkraft am rechten Öffnungsrand (ÖR1) herangezogen ($V_{\text{global}} = 290 \text{ kN}$). Aufgrund der geringeren globalen Querkraft am linken Öffnungsrand (ÖR2) bei den Systemen mit Strecken-

und Flächenlast bleiben die Zugkräfte in den Kopfbolzen an dieser Stelle im Vergleich zu dem System mit Einzellast gering. Außerdem ist die Größe dieser Kräfte bei den Systemen mit gleich verteilter Last in den Kopfbolzen über der Öffnung annähernd konstant. Eine Gefahr des Ausreißen der Kopfbolzendübel ist also bei Systemen mit Strecken- und Flächenlast wesentlich geringer als dies bei Modellen mit konzentrierten Lasten der Fall ist. Ein reines Schubversagen der Betonplatte ist bei beiden Belastungsarten möglich, da der relative Querkraftanteil im Betongurt stets sehr hoch ist.

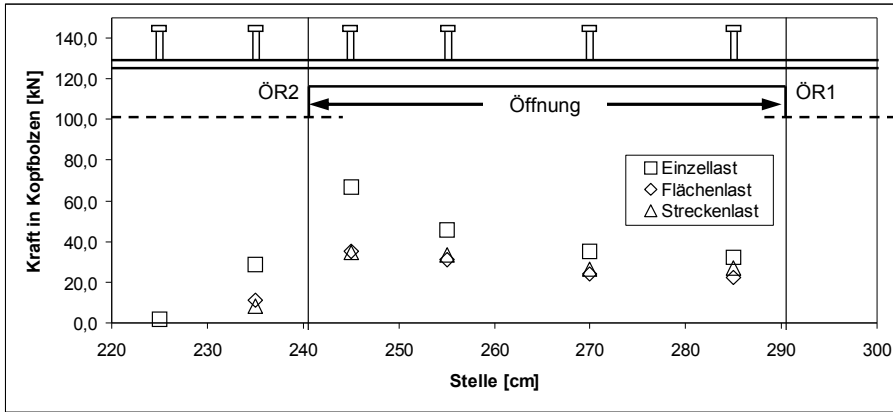


Bild 5–33: Zugkräfte in den Kopfbolzen im Öffnungsbereich bei variiertter Belastungsart ($V_{\text{global}} = 290 \text{ kN}$)

Beim Betrachten der vertikalen Verformungen der Modelle 10-01 (Einzellast, Bild 5–34) und 12-50 (Gleichstreckenlast, Bild 5–35) wird deutlich, dass durch die Öffnung die Verformungen maßgeblich beeinflusst werden. Dieser Effekt zeigt sich besonders bei den höheren Laststufen, da hier die Fließzonen in den Teilquerschnitten stärker ausgeprägt sind und so größere Verformungen verursacht werden.

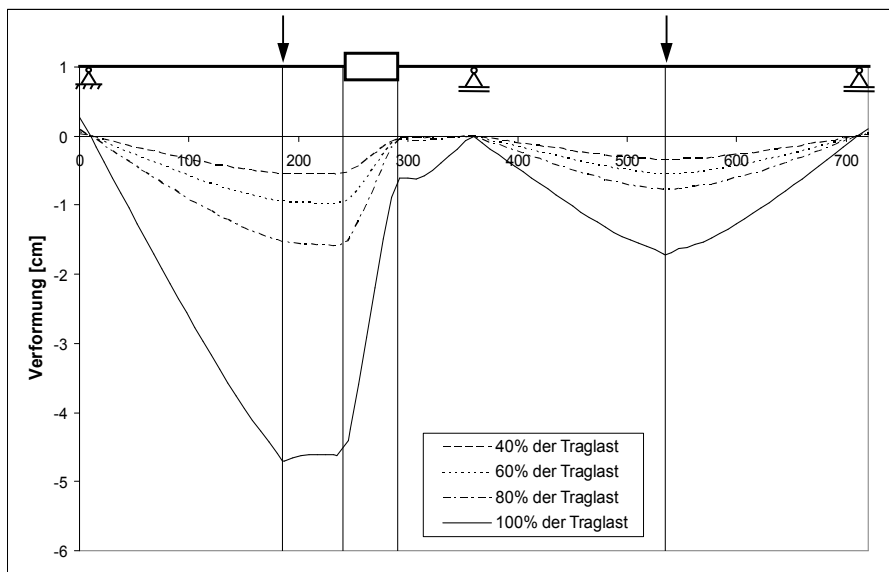


Bild 5–34: Vertikale Verformungen des Modells 10-01 (Belastungsart: Einzellast)

Bei dem Modell mit Einzellast wird die vertikale Verformung in Feldmitte erst gegen Ende des Belastungsverlaufs maximal. Davor ist die größte Ordinate immer neben dem ÖR2. Dies deutet darauf hin, dass die Teilschnittgrößen im Öffnungsbereich schon bei geringen Laststufen das Verhalten des Gesamtsystems maßgeblich beeinflussen. Diese Beobachtung zeigt auch, dass zuerst eine Art Querkraftfließgelenk entsteht. Die Traglast kann dann durch das zweite Fließgelenk im Feld begrenzt sein.

Bei dem Grundmodell mit Gleichstreckenlast hingegen bleibt während der gesamten Belastungsphase die maximale vertikale Verformung am ÖR2. Durch die gleichmäßige Verteilung der Last werden keine extremen Feldmomente wie bei 10-01 durch die Einzellasten verursacht. Außerdem wirkt im Öffnungsbereich keine maximale Querkraft. Die Verformungen im Stützbereich sind bei dem System mit Gleichstreckenlast größer und deuten darauf hin, dass zumindest der Beginn einer Fließgelenkbildung über der Stütze einsetzt. Dieser Fließbeginn im Stützbereich wird möglich, da die Querkraft im Öffnungsbereich nicht so groß ist, wie dies im Modell mit Einzellast der Fall ist. Deswegen kann ein höheres Stützmoment aufgebaut werden und die lokalen Momentenfließgelenke bilden sich in den Teilquerschnitten erst später aus.

Die in Bild 5–34 und Bild 5–35 gezeigten Verformungen wurden an der Trägerunterseite entnommen.

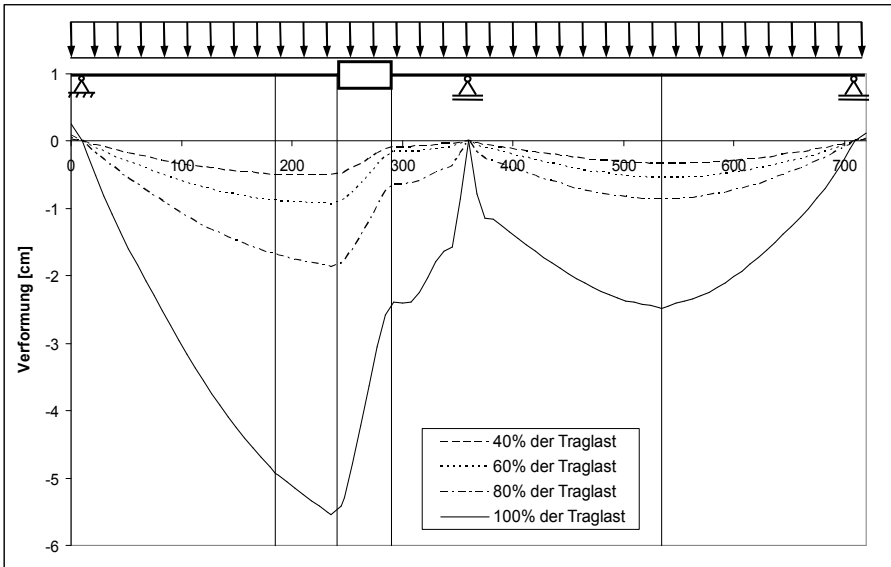


Bild 5–35: Vertikale Verformungen des Modells 12-50 (Belastungsart: Gleichstreckenlast)

Auch die Momentenlinien des Trägers mit Gleichstreckenlast (Bild 5–37) zeigen eine stärkere Umlagerung von der Stütze ins Feld als dies bei einwirkender Einzellast (Bild 5–36) der Fall ist. Dadurch entsteht im Öffnungsbereich des Modells 12-50 (Bild 5–37) ein größeres Zusatzmoment als bei 10-01 (Bild 5–36). Der Abfall des Stützmoments bei höherem Lastniveau deutet ebenfalls auf den Beginn der Fließgelenkbildung über der Stütze hin. Im Belastungsverlauf werden bei dem System mit Gleichstreckenlast höhere Stützmomente erreicht, was den oben beschriebenen Fließgelenkbeginn über der Stütze ermöglicht.

Wie schon erwähnt, entspricht das mit Einzellasten berechnete Modell bis auf die vereinfachten Randbedingungen dem am Versuch V1-T350 kalibrierten Modell aus Kapitel 5.2. Die Ergebnisse der beiden Modelle weichen vor allem aufgrund des unterschiedlich modellierten Mittelaufagers voneinander ab. Dies ist unter anderem bei dem Vergleich der Momentenlinien in Bild 5–36 und Bild 5–7 erkennbar. Die Lagerung übt also gerade bei statisch unbestimmten Systemen einen nicht zu vernachlässigenden Einfluss aus. In den experimentellen Untersuchungen entsteht aufgrund der Messtechnik eine Reihe von Randbedingungen, die nur in der Berechnung ausgeschaltet werden können. Das mit Stahlplatten und einer Kraftmessdose unterbaute Mittelauflager wirkte z. B. als elastisch gebettetes Lager.

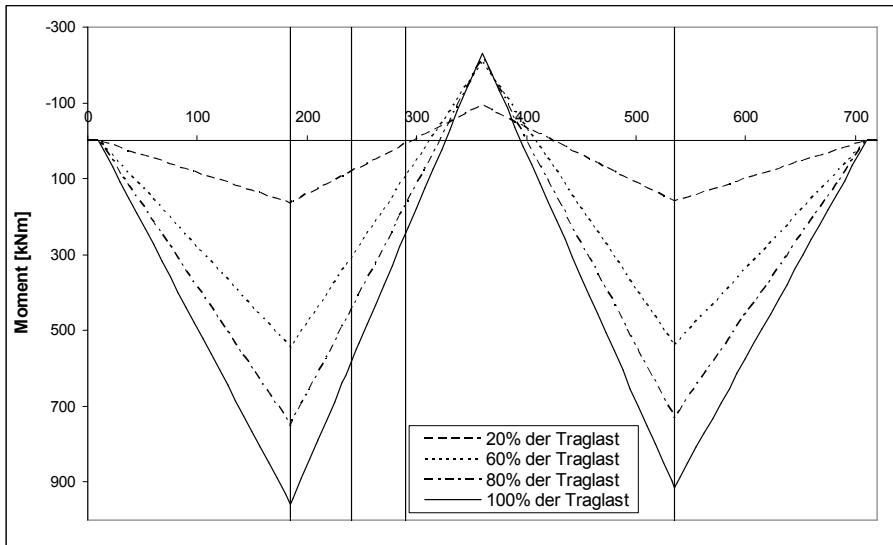


Bild 5–36: Momentenlinien des Modells 10-01 (Belastungsart: Einzellast)

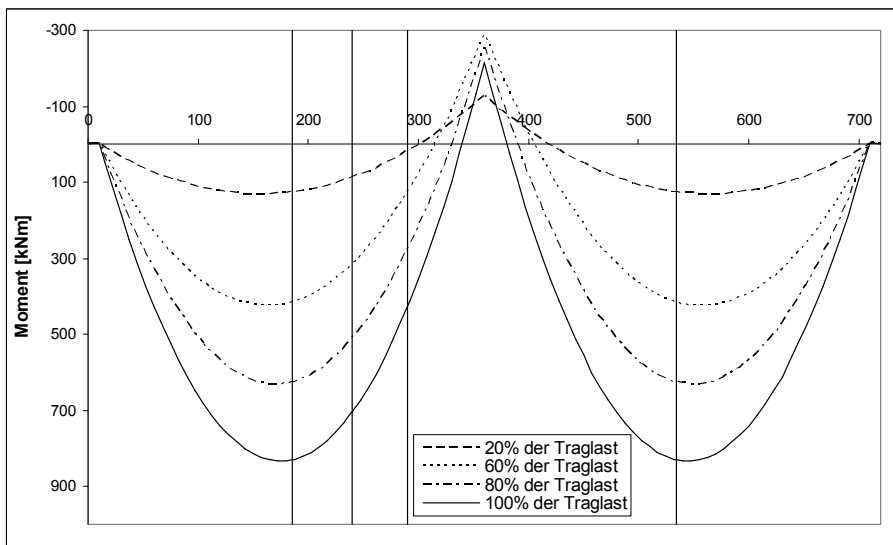


Bild 5–37: Momentenlinien des Modells 12-50 (Belastungsart: Gleichstreckenlast)

Eine weitere Möglichkeit die Belastungsart zu variieren ist, nur ein Feld zu belasten. Bei den Modellen 10-80, 10-85 und 10-90 (vgl. Kapitel 5.3.2) ist jeweils eine Einzellast im geschwächten Feld (Feld 1) angeordnet.

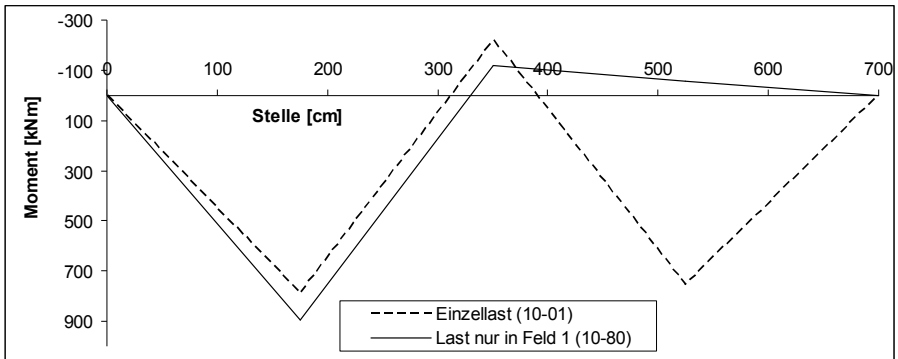


Bild 5–38: Momentenlinien der Modelle 10-01 und 10-80 bei gleicher Querkraft im Öffnungsbereich

In Bild 5–38 ist ein Vergleich der Momentenlinien der Modelle 10-01 (Einzellast in beiden Feldern) und 10-80 (Last nur in Feld 1) dargestellt. Um die Ergebnisse optimal vergleichen zu können, sind auch hier die Linien bei gleicher Querkraft im Öffnungsbereich gezeichnet. Es wird deutlich, dass bei der einseitigen Belastung das Feldmoment größer und das Stützmoment kleiner ist. Aufgrund der konstanten und gleich großen Querkraft zwischen Feldmitte und Stütze ist der betragsmäßige Unterschied zwischen Feld- und Stützmomenten ebenfalls konstant. In diesem Fall kann aber nicht von einer größeren Umlagerung gesprochen werden, da dieser Unterschied von der aufgebrachten einzelnen Last ausgeht. Die Belastung des zweiten Feldes wirkt dieser Verhaltensweise entgegen und es wird bei gleicher Querkraft ein größeres Stützmoment aufgebaut. Ein grundlegend anderes Verhalten des Trägers bei nur einer Last im geschwächten Feld kann nicht festgestellt werden.

Durch den Vergleich der Teilquerkraft im Betongurt im Öffnungsbereich wird noch einmal verdeutlicht, dass durch nur eine Last, die im ungeschwächten Feld wirkt, keine besonderen Verhaltensänderungen im Gesamtsystem zu erwarten sind. In Bild 5–39 ist zu erkennen, dass die Querkraft im Betongurt über der Öffnung nahezu identisch ist. Lediglich zur Feldmitte hin ist die Teilquerkraft im Betongurt leicht größer. Dies ist durch die größere Last, die im Modell 10-80 aufgebracht wird, und dem damit verbundenen stärkeren lokalen Einfluss auf den Betongurt begründet. Die Einzellast ist größer, da als Vergleich die globale Querkraft im Öffnungsbereich als Maßstab dient. Durch die etwas geänderte Art der Einwirkung muss mehr Last in Feld 1 aufgebracht werden, um die gleiche globale Querkraft wie bei Modell 10-01 zu erreichen.

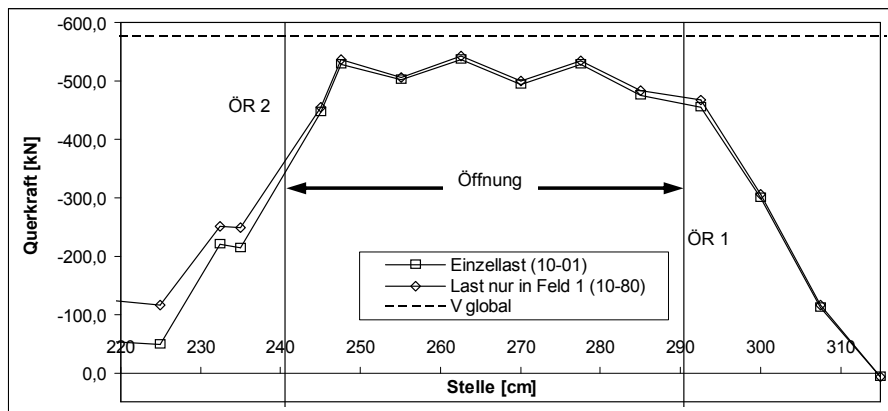


Bild 5–39: Querlast im Betonquerschnitt über der Öffnung der Modelle 10-01 und 10-80
($V_{\text{global}} = 576 \text{ kN}$)

Zusammenfassend kann festgehalten werden, dass die Art der Belastung – Streckenlast oder Einzellast – sich auf das Verhalten des Systems auswirkt. Bei einwirkender Streckenlast zeigt sich z. B. eine deutlichere Momentenumlagerung als dies bei einwirkender Einzellast auftritt. Die Belastung in nur einem Feld zeigt im Vergleich zur Volllast keine nennenswerte Änderung im Verhalten des Systems.

5.3.3.5 Einfluss der Öffnungslage

Durch das Verschieben der Öffnung weg vom elastisch ermittelten Momentennullpunkt kann der Einfluss der Öffnungslage bezogen auf das Gesamtsystem gezeigt werden. Hierzu wurden Modelle mit einer Öffnungslage im positiven und im negativen Momentenbereich bei drei verschiedenen Feldlängen berechnet.

In Bild 5–40 ist das M/V-Verhältnis in Öffnungsmitte bei drei verschiedenen Lastniveaus dargestellt. Die abgebildeten Werte zeigen ausschließlich Ergebnisse von Trägern mit 4,0 m Feldweite. Um einen besseren Bezugspunkt zu erhalten, ist auch das M/V-Verhältnis des passenden ungeschwächten Trägermodells (10-06, vgl. Kapitel 5.3.2) dargestellt. Die drei gestrichelten Linien zeigen diese Vergleichswerte des berechneten Systems ohne Öffnung an der Trägerstelle, die jeweils der Öffnungsmitte in den Systemen mit Öffnung entspricht. Die Werte dieser drei Modelle mit Öffnung (13-05, 10-05 und 13-55) sind nur als Einzelwerte abgebildet. Auf der Abszisse sind die Stellen des jeweils linken Öffnungsrandes (ÖR2) aufgetragen, d. h. im Diagramm ist der linke Punkt einer Linie jeweils das M/V-Verhältnis des Modells mit der Öffnung im positiven Momentenbereich (13-05). Die rechte Markierung in der Abbildung zeigt das M/V-Verhältnis des Modells mit Öffnung im negativen Momentenbereich (13-55). Dazwischen liegt der Wert des Modells 10-05, bei dem die Öffnung in den elastisch ermittelten Momentennullpunkt platziert wurde.

Liegt die Öffnung im negativen Momentenbereich, so ist das M/V-Verhältnis bei niedrigem Lastniveau wie erwartet ebenfalls negativ. Im Berechnungsverlauf wird

durch die Umlagerung von der Stütze ins Feld dieses Verhältnis betragsmäßig kleiner. Bei dem in Bild 5–40 gezeigten Fall erreicht das Verhältnis nahezu null. Bei Lage der Öffnung im negativen Momentenbereich sind je nach Feldlänge auch Verschiebungen in den positiven Bereich möglich.

Ungewöhnlich ist die Größe des M/V-Verhältnisses bei Lage der Öffnung im elastisch ermittelten Momentennullpunkt. Schon zu Beginn der Belastungsphase ist das Verhältnis leicht größer als dies bei dem Modell mit Öffnungslage im positiven Momentenbereich der Fall ist. Dies zeigt, dass durch die Öffnung die Schnittgrößenverteilung im Gesamtsystem maßgeblich beeinflusst wird. Liegt die Öffnung deutlich im positiven oder negativen Momentenbereich, so ist das globale Moment an der Stelle der Öffnung im Verhältnis zur wirkenden Querkraft betragsmäßig geringer als bei dem ungeschwächten Pendant. Bei einer Öffnungslage im Bereich des elastischen Nullpunktes wirkt ein im Verhältnis größeres Moment.

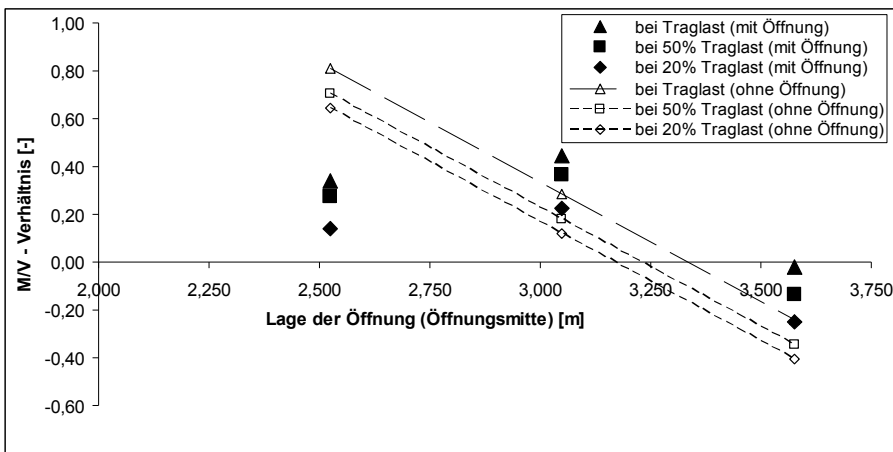


Bild 5–40: M/V-Verhältnis in Öffnungsmitte bei drei verschiedenen Lastniveaus (Feldweite 4,0 m)

Einen Vergleich zu Bild 5–40 bietet Bild 5–41. Dort ist das M/V-Verhältnis bei Traglastniveau für drei verschiedene Feldweiten aufgetragen. Die drei Punkte einer gestrichelten Linie zeigen wieder die M/V-Verhältniswerte der Modelle einer Feldweite mit den drei markanten Öffnungslagen. Die durchgezogenen Linien zeigen die Ergebnisse der drei entsprechenden ungeschwächten Modelle.

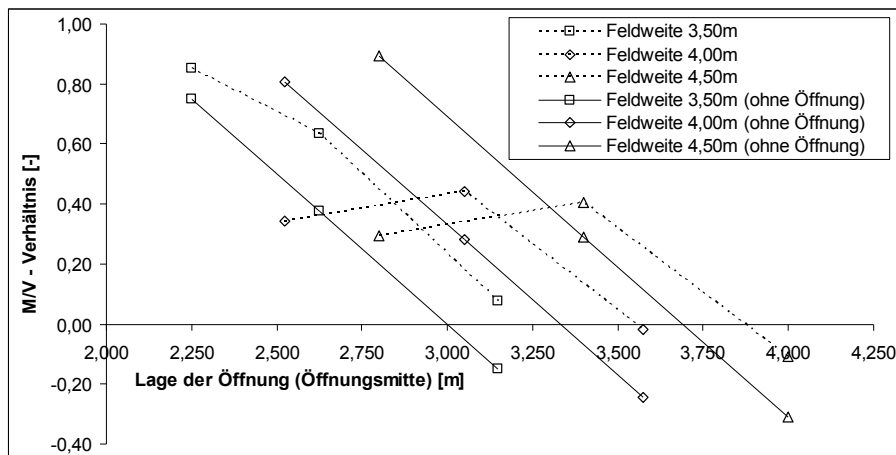


Bild 5-41: M/V Verhältnis in Öffnungsmitte bei drei verschiedenen Feldweiten (Traglastniveau)

Bei allen drei Feldweiten sind die Werte der Modelle mit Öffnung im negativen Momentenbereich und im elastischen Momentennullpunkt im Bezug auf das ungeschwächte System nach oben verschoben. Bei Lage der Öffnung im positiven Momentenbereich erfolgt durch die Feldlängenänderung eine Abweichung bei geringer Feldweite. Das System mit 3,50 m Stützweite und Öffnungslage im positiven Momentenbereich hat ein größeres M/V-Verhältnis als dies bei dem ungeschwächten Vergleichsmodell zu erkennen ist. Die zwei Modelle mit größerer Feldweite weisen in diesem Vergleich ein kleineres Verhältnis als im Träger ohne Öffnung auf. Diese Auffälligkeit zeigt erneut die Komplexität der Schnittgrößenverteilung im Gesamtsystem.

Die Änderungen der M/V-Verhältnisse bei den ungeschwächten Systemen kann so erklärt werden, dass bei zunehmender Feldlänge das Verhältnis, egal ob im negativen oder positiven Momentenbereich, betragsmäßig ebenfalls steigt. Die zunehmende Feldlänge hat zur Folge, dass sowohl Stütz- als auch Feldmoment bei gleicher Querkraft größer sind. An der Stelle zwischen den Extrembereichen – also im Bereich des elastisch ermittelten Momentennullpunktes – ist bei Zunahme der Feldlänge eher eine abfallende Tendenz festzustellen. Dies hängt damit zusammen, dass durch die auftretende Momentenumlagerung vom Feld zur Stütze bei kleinerer Feldlänge das positive Moment im Vergleich zur Querkraft schneller anwachsen kann.

Die Verschiebung der M/V-Linie nach oben ist bei den Trägern mit Öffnung durch den Steifigkeitsabfall im Öffnungsbereich zu erklären. Dadurch wird die Momentenumlagerung von der Stütze zum Feld verstärkt. Bei größerer Feldweite und Öffnungslage im positiven Momentenbereich gilt dies nicht. Hier wird die Momentenumlagerung durch die Lage der Öffnung teilweise umgekehrt. Es kommt zu einem größeren Stützmoment als bei den ungeschwächten Modellen und den Trägern mit anderer Öffnungslage. Das größere Stützmoment bedeutet bei gleichem Feldmoment eine größere Querkraft und somit ein kleineres M/V-Verhältnis. Bei kleinerer Stützweite kommt dieser Effekt aber nicht mehr so zum Tragen. Durch die

gleich bleibende Breite der Öffnung in den Vergleichsberechnungen kann die Einflussnahme auf den negativen Momentenbereich des Trägers nicht klar abgegrenzt werden. Die Vergrößerung der Umlagerung von der Stütze zum Feld bleibt somit erhalten.

Zusammengefasst kann festgehalten werden, dass sich die Lage der Öffnung deutlich auf das M/V-Verhältnis im Öffnungsbereich auswirkt. Liegt die Öffnung z. B. im positiven Momentenbereich ist ein geringeres M/V-Verhältnis als im Vergleichsträger ohne Öffnung zu erwarten. Dieser Einfluss auf das M/V-Verhältnis hat ebenfalls eine Beeinflussung der Schnittgrößen des Gesamtsystems zur Folge.

5.3.3.6 Einfluss des Stahlträgerquerschnitts

Die Mehrzahl der in der Parameterstudie berechneten Modelle sind in Oberkategorie 1 enthalten. Alle Systeme dieser Oberkategorie sind mit einem Stahlträger IPE 400 berechnet. Um einen besseren Vergleich ziehen zu können, wurden etliche Modelle der Oberkategorie 1 mit einem Stahlträger HEB 300 berechnet und in Oberkategorie 2 zusammengefasst (vgl. Kapitel 5.3.2). Im Folgenden wird anhand von ausgewählten Diagrammen gezeigt, dass bei geänderter Stahlträgergeometrie die Tendenz der oben beschriebenen Parametereinflüsse gleich bleibt.

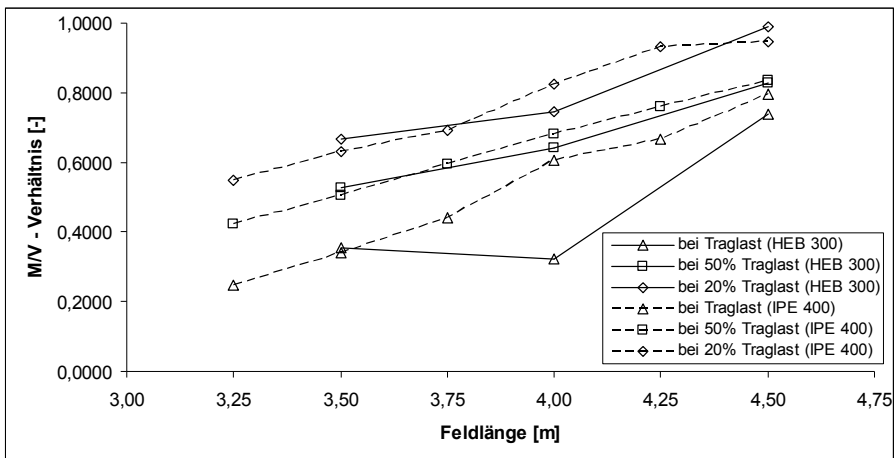


Bild 5-42: M/V-Verhältnis über der Stütze bei variiertem Feldlänge und geänderterem Stahlträger

In Bild 5-42 sind noch einmal wie in dem in Kapitel 5.3.3.2 gezeigten Bild 5-23 die M/V-Verhältnisse über der Stütze bei variiertem Feldlänge und verschiedenen Lastniveaus der Modelle mit einem Stahlträger vom Typ IPE 400 dargestellt. Zusätzlich sind hier auch die M/V-Verhältnisse der mit einem Stahlprofil HEB 300 berechneten Vergleichsmodelle abgebildet. Es ist zu erkennen, dass bei größerer Feldlänge das Verhältnis bei den Modellen beider Profiltypen ansteigt und mit wachsender Belastung das gezeigte Verhältnis abfällt. Ausnahme ist bei 100% der Traglast das Modell mit einem HEB 300 - Profil. Hier ist das Verhältnis geringfügig

kleiner als dies bei dem Modell mit 3,50 m Feldlänge der Fall ist. Bei den Werten von 20% und 50% der Traglast ist diese Abweichung nicht mehr zu erkennen.

Die Variation des Betongurts ist in Kapitel 5.3.3.3 beschrieben. Verändert man zusätzlich die Abmessungen des Stahlträgers, so ändern sich die dort beschriebenen Erkenntnisse nicht. Exemplarisch ist in Bild 5–44 der Querkraftanteil im Betongurt über der Öffnung von vier berechneten Modellen mit je zwei verschiedenen Plattendicken und zwei verschiedenen Stahlprofilen dargestellt. Gerade über der Öffnung verlaufen alle vier Linien fast identisch. Vor und hinter der Öffnung ist zu erkennen, dass dort bei größerer Gurtstärke der Querkraftanteil höher ist. Dies ist durch die oben schon beschriebene höhere Steifigkeit des Betongurts begründet.

Bei den beiden Modellen mit dem Stahlträger des Typs HEB 300 ist ebenfalls vor und nach der Öffnung eine im Vergleich größere Querkraft im Betongurt. Obwohl die Steifigkeit des HEB 300-Profiles größer als die des IPE 400-Profiles ist, ist die Querkraft vor der Öffnung im Stahlträger geringer. Allerdings ist die Schubfläche (Fläche des Stegs) bei dem verwendeten IPE-Profil größer. Im ungeschwächten Bereich wird der größte Teil der Gesamtquerkraft vom Steg aufgenommen. Bei einer kleineren Stegfläche wird deswegen mehr Querkraft vom Betongurt aufgenommen. Über der Öffnung ist zwar der Unterschied der Fläche der Reststege ebenfalls vorhanden, der Einfluss dieser Schubfläche auf die Querkraftverteilung im verbleibenden Teilquerschnitt ist aber gering.

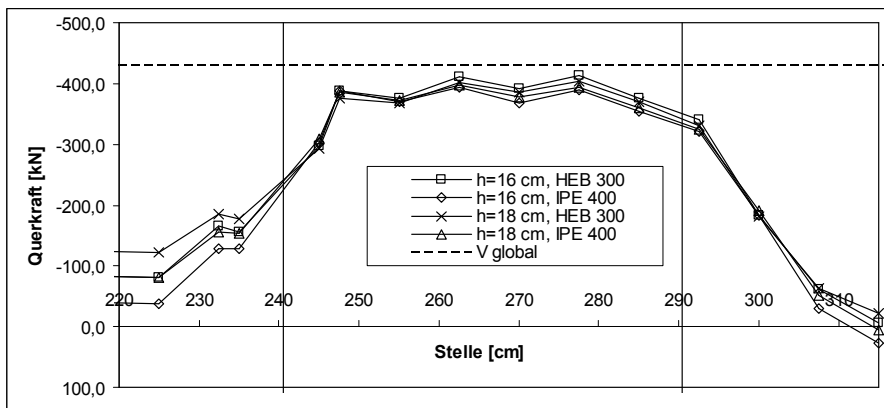


Bild 5–43: Querkraft im Betonquerschnitt über der Öffnung bei variiert Plattendicke ($V_{\text{global}} = 430 \text{ kN}$)

In Bild 5–44 ist wie schon in Bild 5–38 (Kapitel 5.3.3.4) der Vergleich der Momentenlinien der Modelle 10-01 (Einzellast in beiden Feldern) und 10-80 (Last nur in Feld 1) bei gleicher Querkraft im Öffnungsbereich dargestellt. Diese beiden Modelle sind mit einem Stahlprofil vom Typ IPE 400 berechnet. Zu diesen beiden Ergebnissen sind außerdem die Momentenlinien der entsprechenden Modelle 20-01 und 20-80, die mit einem Stahlträger HEB 300 modelliert sind, eingezeichnet. Wie schon gezeigt, ist bei der einseitigen Belastung das Feldmoment größer und das Stützmoment kleiner. Dies gilt für beide Modellvergleiche des jeweiligen Stahlträgers.

Bei dem Vergleich mit dem Stahlprofil HEB 300 laufen beide verglichenen Linien etwas tiefer. Demnach sind die entsprechenden Momente kleiner. Dies zeigt eine stärkere Umlagerung von der Stütze ins Feld, was durch den Steifigkeitsunterschied der beiden verwendeten Stahlträgerprofile verursacht wird. Im Feld und über der Stütze ist der Gesamtquerschnitt mit dem Stahlträger HEB 300 geringer als das im Vergleich berechnete Modell mit einem IPE 400 - Profil. Jedoch fällt dieser Unterschied über der Stütze im gerissenen Zustand größer aus, was zu der erwähnten größeren Umlagerung der Momente führt.

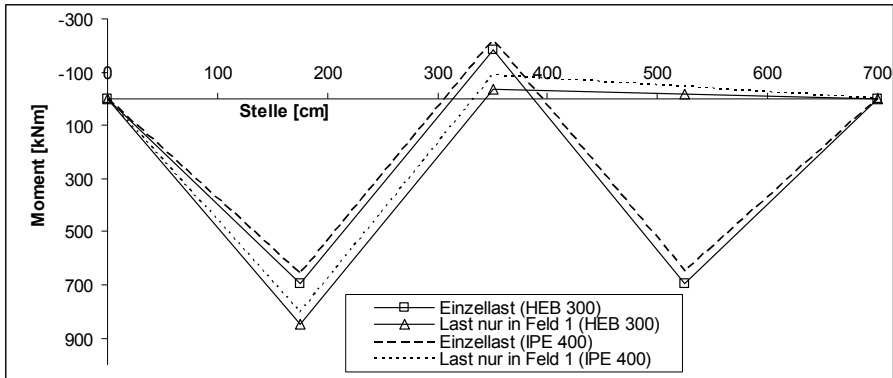


Bild 5–44: Momentenlinien von 10-01, 10-80, 20-01 und 20-80 bei gleicher Querkraft im Öffnungsbereich

Beim Vergleich der Momentenverläufe von Modellen mit Einzellast und mit Streckenlast ist auch bei geändertem Stahlträger das gleiche Verhalten zu erkennen. Der in Bild 5–45 dargestellte Momentenverlauf ist das Resultat des mit einer Einzellast berechneten Modells 20-01. Darunter ist in Bild 5–46 das mit einer Streckenlast berechnete Pendant 22-50 abgebildet. Es wird deutlich, dass bei einwirkender Gleichstreckenlast eine stärkere Umlagerung von der Stütze ins Feld entsteht als dies bei aufgebrachtener Einzellast der Fall ist (vgl. Kapitel 5.3.3.4).

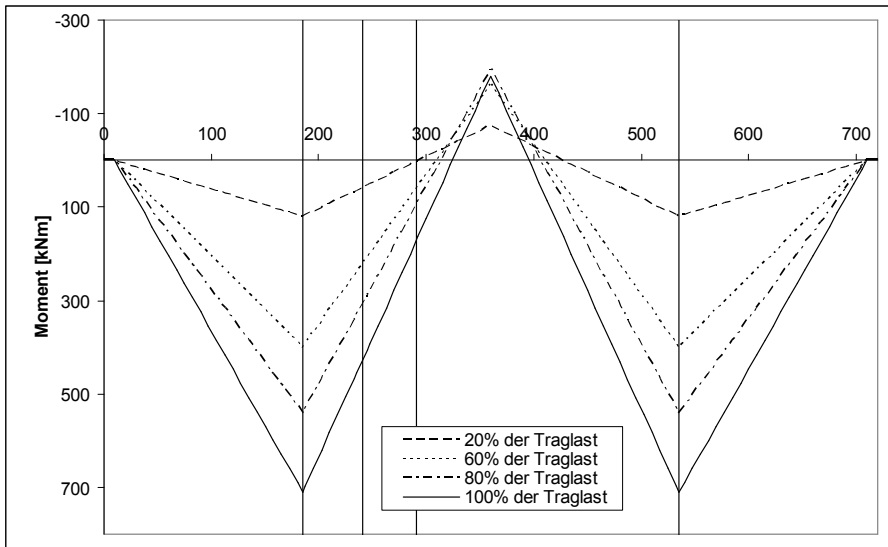


Bild 5–45: Momentenlinien des Modells 20-01 (Belastungsart: Einzellast)

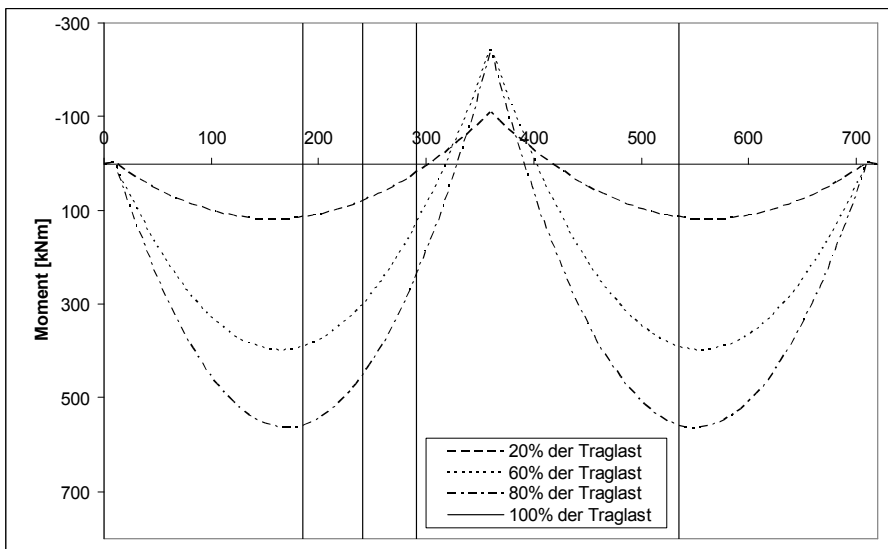


Bild 5–46: Momentenlinien des Modells 22-50 (Belastungsart: Gleichstreckenlast)

Im Bezug auf den Einfluss des Stahlträgerquerschnitts kann zusammenfassend festgehalten werden, dass durch eine Änderung des Profils selbstverständlich die Steifigkeit beeinflusst wird. Grundsätzlich andere Verhaltensweisen des Gesamtsystems können aber nicht festgestellt werden.

6 Zusammenfassung der experimentellen und rechnerischen Untersuchungen

6.1 Wichtige Erkenntnisse der Untersuchungen

Anhand der durchgeführten experimentellen und rechnerischen Untersuchungen (Kapitel 4 und 5) wurden wichtige Erkenntnisse gesammelt. Damit wird es möglich, ein Bemessungskonzept für durchlaufende Verbundträger mit großen Stegöffnungen zu entwickeln. In Kapitel 7 sind zwei Bemessungsmodelle (elastisch-plastisch und plastisch-plastisch) erläutert, mit denen solche Träger berechnet werden können. Nachfolgend sind die für die Nachweismodelle wichtigsten Erkenntnisse noch einmal stichpunktartig zusammengefasst:

- Die Querkrafttragfähigkeit des Betongurts im Öffnungsbereich ist für die Bildung der Fließgelenkkette von großer Bedeutung.
- Bei den Versuchsträgern wurde über 90% der Querkraft im Öffnungsbereich durch den Betongurt geleitet, obwohl der Reststeg noch 35% des ungeschwächten Stegs betrug. Das Hochhängen der Querkraft erfolgt konzentriert am Öffnungsrand.
- Durch den Einsatz von Dübelleisten im Betongurt über der Öffnung wird die Querkrafttragfähigkeit im Öffnungsbereich deutlich erhöht, was sich im Gesamtsystem ebenfalls traglaststeigernd auswirkt.
- Bei dünner werdender Betonplatte und gleich bleibender Kopfbolzendübellänge steigen die Zugkräfte in den Kopfbolzen an.
- Die Umlagerung der Momente von der Stütze ins Feld ist bei Trägern mit Öffnung immer größer als im entsprechenden Vergleichsträger ohne Öffnung.
- Die Platzierung einer Öffnung im Momentennullpunkt (infolge einer elastischen Schnittgrößenermittlung) führt schon bei geringem Lastniveau zu einem positiven Zusatzmoment. Dies ist durch die Umlagerung der Momente begründet.
- Bei entsprechender Verstärkung des Betongurts (z. B. Einsatz von Dübelleisten oder Erhöhung der Gurtdicke) ist die Ausprägung der Fließzonen im Öffnungsbereich stärker als ohne Verstärkung.
- Die größten Beanspruchungen des gesamten Trägers wirken im Bereich der Öffnungsecken, da dort die Querkraft aufgeteilt wird und die Sekundärmomente ihre Maxima haben.
- Bilden sich im Öffnungsbereich Fließzonen, so ist die maximale vertikale Verformung im betreffenden Feld maßgeblich durch die über die Öffnung hinwegtransportierte Querkraft beeinflusst. Der Einfluss auf die vertikale Verformung infolge des globalen Moments ist nur zweitrangig.
- Der Unterschied zwischen Einzel- und Streckenlast wird vor allem beim Verformungsverhalten im Feld mit Stegöffnung sowie der Ausprägung der Fließgelenke deutlich.

- Liegt eine Öffnung in der Nähe einer konzentrierten Lasteinleitung, bei der sich ein globales Momentenfließgelenk bilden kann, so wird diese Fließgelenkbildung beeinflusst.
- Der globale Einfluss der Öffnung nimmt mit zunehmender Feldlänge ab.
- Die Schnittgrößen eines zweifeldrigen Verbunddurchlaufträgers mit zwei zum Mittelaufleger symmetrisch angeordneten Stegöffnungen sind nahezu identisch mit einem gleichen Träger mit nur einer Öffnung.
- Die Ausdehnung der Einflussbereiche vor und nach einer Öffnung auf das lokal veränderte Tragverhalten (z. B. Hochhängen der Querkraft, Spannungsspitzen im Bereich der Ecken, große Verformungen im Öffnungsbereich) ist kleiner als die vorhandene Öffnungslänge.
- Das Verhalten des Gesamtsystems ändert sich bei Variation des Stahlträgerprofils, jedoch bleiben die Einflüsse der Parameter "Feldlänge", "Betongurt", "Belastungsart", "Lage der Öffnung" gleich.

6.2 Erläuterungen zu den formulierten Fragestellungen

In Kapitel 1 wurde die Beantwortung mehrerer Fragen als Ziele formuliert. Im Folgenden wird auf diese Fragen eingegangen, und es werden Antworten zur gestellten Problemlösung gegeben. Die Beantwortung der Fragen beruht auf den Erkenntnissen der experimentellen Untersuchungen (Kapitel 4) und der Parameterstudie (Kapitel 5).

- Unter welchen Bedingungen reicht die Rotationskapazität der Teilquerschnitte im Bereich der Öffnungsecken zur Ausbildung eines globalen Querkraftfließgelenks aus?

Die Rotationskapazität in den Teilquerschnitten reicht immer aus, ein lokales Momentenfließgelenk in den Öffnungsecken zu bilden. Die dazu nötigen geometrischen Verhältnisse (c/t und d/t , Stützweiten, usw.) sind bei den untersuchten Trägern bei weitem eingehalten. Jedoch kann es zu einer unvollständigen Ausbildung der Fließzonen kommen. Ein Fließbeginn tritt zwar in Bereich aller vier Öffnungsecken ein, aber die Querkrafttragfähigkeit des Betongurts begrenzt die Tragfähigkeit des gesamten Systems. Es kommt zu einem reinen Schubversagen (nach [1]) und somit sind keine weiteren Umlagerungen im Gesamtsystem mehr möglich. Im Bereich der Öffnungsecken ist die maximale Rotationskapazität der Teilquerschnitte nicht erreicht. Durch das Schubversagen in der Betonplatte kann aber plötzlich keine Querkraft mehr transportiert werden, die erforderlich wäre, um die Sekundärmomente in den Teilquerschnitten aufzubauen. Um ein Ausbilden eines globalen Querkraftfließgelenks zu erreichen und die Rotationskapazität dieses Fließgelenks zu überprüfen, muss in diesen Fällen die Querkrafttragfähigkeit des Betongurts erhöht werden. Eine ausgeprägte Ausbildung eines globalen Querkraftfließgelenks im Öffnungsbereich wurde bei drei Versuchskörpern durch in den Betongurt eingelegte Dübelleisten erreicht. Weitere Möglichkeiten, den Betongurt zu verstärken, sind z. B. die Erhöhung der Plattendicke oder das Anheben des Längsbewehrungsgrades.

- Welche Trag- und Verformungseigenschaften hat ein solches Querkraftfließgelenk als globaler Mechanismus mit einem Freiheitsgrad?

Die große Öffnung in einem Verbunddurchlaufträger beeinflusst die Verformungen in großem Maße (vgl. Kapitel 4.6.6). Die Verformungszunahme, die sich im Feld mit Öffnung zeigt, wird zum größten Teil im Öffnungsbereich erzielt. Die Differenz der vertikalen Verformungsmesswerte am linken und am rechten Öffnungsrand entspricht in etwa dem Unterschied der Verformungen in beiden Feldmitten. Verformungen in der Größenordnung wie sie bei vergleichsweise ungeschwächten Verbundträgern auftreten, werden nur bei den Versuchen mit verstärktem Betongurt erreicht. Dies ist damit begründet, dass sich bei Trägern ohne Öffnung vollständige Momentenfließgelenke über der Stütze und im Feld ausbilden können. Bei den untersuchten Durchlaufträgern mit großer Stegöffnung sowie bei den Versuchsträgern ohne Betongurtverstärkung werden zwar lokal (in den Teilquerschnitten und in Feldmitte) die Fließgrenzen überschritten und der Beginn einer Fließgelenkbildung ist zu erkennen, aber durch das in Kapitel 4.6 beschriebene Schubversagen im Betongurt kommt es zu keiner ausgeprägten Fließgelenkbildung. Dadurch sind die sich einstellenden Verformungen und somit auch die Traglast bei diesen Systemen geringer.

Zusammenfassend kann festgehalten werden, dass das Tragverhalten eines solchen Querkraftfließgelenks als globaler Mechanismus mit einem Freiheitsgrad hauptsächlich durch die Schubtragfähigkeit des Betongurts im Öffnungsbereich bestimmt wird. Dies wirkt sich nicht nur auf den Öffnungsbereich, sondern auch auf das Gesamtsystem aus. Ein Versagen des einfach statisch unbestimmten Systems, das durch die Entstehung von zwei weiteren Freiheitsgraden eintritt, ist allein durch das Verhalten im Öffnungsbereich möglich. Mehrfeldträger, bei denen die Öffnung im Endfeld liegt, können auch nach diesem Prinzip versagen. Bei Mehrfeldträgern mit Öffnung im Innenfeld muss sich zum Erreichen der Fließgelenkkette ein weiterer Freiheitsgrad einstellen.

- Wann entsteht eine Kombination von Querkraftfließgelenk und Momentenfließgelenk im Öffnungsbereich und wie ist deren Trag- und Verformungsverhalten als globaler kinematischer Mechanismus mit zwei Freiheitsgraden?

Eine Kombination von globalen Querkraft- und Momentenfließgelenken ist in den untersuchten Trägern – weder experimentell noch rechnerisch – vorgekommen. Allerdings wurde die Öffnung bei vier der sechs Versuche in den elastisch ermittelten Momentennullpunkt gelegt. Dies hat zur Folge, dass zu Versuchsbeginn das globale Moment im Öffnungsbereich sehr gering ist und eigentlich nur eine globale Querkraft wirkt. Bei Laststeigerung wurde aber eine deutliche Momentenzunahme festgestellt, was durch die Umlagerungen im System verursacht wurde. Auch bei den beiden Versuchen mit Öffnung im negativen (V5-DL400N) oder positiven (V6-DL400P) Momentenbereich konnte keine konkrete Momentenfließgelenkbildung im Öffnungsbereich

festgestellt werden. Jedoch ist bei diesen beiden Versuchen die Fließgelenkbildung nicht klar abzugrenzen. Durch die Lage der Öffnung in der Nähe von möglichen globalen Momentenfließgelenken kann nicht genau definiert werden, ob das Fließen dem Öffnungsbereich oder der Stütze bzw. dem Feld zugeordnet werden muss.

Die Auswertungen der Versuchsergebnisse zeigen, dass es nur unter ganz bestimmten Umständen möglich ist, eine Kombination von Querkraft- und Momentenfließgelenk zu erreichen. Ein globales negatives Moment erzeugt eine Zugkraft im oberen Teilquerschnitt. Dadurch wird die Querkrafttragfähigkeit im Betongurt herabgesetzt. Um ein Momentenfließgelenk zu erzeugen, muss das Moment gesteigert werden. Damit vergrößert sich auch die Zugkraft im Betongurt. Damit eine Kombination von Querkraft- und Momentenfließgelenk im Öffnungsbereich entstehen kann, müsste aber auch die Querkraft weiter steigen. Da aber die Querkrafttragfähigkeit mit steigendem negativem Moment geringer wird, ist dies unwahrscheinlich. Denn in diesem Fall kommt es vor einer Momentenfließgelenkbildung zum Schubbruch des Betongurts über der Öffnung. Das System ist nicht mehr tragfähig. Hinzu kommt auch, dass zur Bildung eines Momentenfließgelenks hauptsächlich Ober- und Untergurt eines Verbundträgers die plastische Momententragfähigkeit bestimmen. Im Öffnungsbereich ist das plastisch aufnehmbare Moment zwar etwas geringer als dies über Stütze der Fall ist, jedoch ist das Moment im Öffnungsbereich nicht maximal. Wenn die Öffnung aber an der Stelle des maximalen Momentes liegt, kann davon ausgegangen werden, dass nur Momentenfließgelenke entstehen. Für den negativen Momentenbereich ist dies aber auch nicht realistisch, da in der Praxis Öffnungen nicht über einer Stütze platziert werden.

Liegt die Öffnung im positiven Momentenbereich, ist eine Kombination von Querkraft- und Momentenfließgelenk im Öffnungsbereich zwar denkbar, in den Untersuchungen konnte eine solche Konstellation aber nicht festgestellt werden.

- Unter welchen Bedingungen reicht die Rotationskapazität eines globalen Querkraft- und Momentenfließgelenks aus, um die Bildung eines weiteren Momentenfließgelenks bei Innenfeldern zu ermöglichen?

Mehr als zwei Felder wurden nicht untersucht. Wenn man aber das Verhalten der untersuchten Versuchsträger betrachtet, dann wird eine Untersuchung auch nicht erforderlich sein bzw. keine unerwarteten Ergebnisse liefern. Bei solchen Systemen kann ebenfalls davon ausgegangen werden, dass es zu dem in Kapitel 4.6 beschriebenen Schubversagen an der im Innenfeld platzierten Öffnung kommen kann. Dadurch könnten zwar weiterhin Lasten in den restlichen Feldern abgetragen werden, das System an sich wäre aber unbrauchbar. Kombinationen von verschiedenen Fließgelenken, z. B. ein Querkraftfließgelenk im Innenfeld und Momentenfließgelenke über den Stützen, sind ebenfalls möglich, wenn der Betongurt die auftretenden Querkräfte über der Öffnung aufnehmen kann.

- Falls der Öffnungsbereich so dimensioniert wird, dass sich hier kein globales Fließgelenk ausbildet: Wie stark ist der Einfluss der dortigen stärkeren Verformungsfähigkeit auf den Nachweis der erforderlichen Rotationskapazität in den dann entstehenden Momentenfließgelenken über der Stütze oder im Feld? (Dabei ist zu berücksichtigen, dass sich durchaus plastische Verformungen in einzelnen Teilquerschnitten einstellen können.)

In diesem Forschungsprojekt wurden nur unverstärkte Träger oder Träger mit Verstärkungen des Betongurts untersucht. Die Verstärkung der Betonplatte verhindert aber bei üblichen Abmessungen nicht die Fließgelenkbildung im Öffnungsbereich. Durch im Öffnungsbereich eingeschweißte Steifen kann der Öffnungsbereich so dimensioniert werden, dass sich kein globales Fließgelenk bildet. Versuchsträger mit solcher Ausbildung des Öffnungsbereichs wurden nicht untersucht. Aufgrund der Ergebnisse früherer Forschungsvorhaben ([7], [31]) ist aber zu erwarten, dass auch bei verstärkten Öffnungen ähnliche Verformungseigenschaften wie bei den untersuchten Trägern auftreten. Diese werden vermutlich die Rotationskapazität der entstehenden Momentenfließgelenke nicht wesentlich beeinflussen. Das Tragverhalten hängt auch von der Verstärkung im Öffnungsbereich ab. Durch eine solche Verstärkung wird es dann selbstverständlich möglich, größere Schnittkräfte über die Öffnung zu transportieren. Die lokale Tragfähigkeit der Querschnitte im Öffnungsbereich wird ebenfalls gesteigert, wenn nicht die Querkrafttragfähigkeit des Betongurts sondern die Ausbildung als globales Querkraftfließgelenk maßgebend wird. Es bleiben aber die verschiedenen Möglichkeiten, durch die ein verstärkter Träger versagen kann, dieselben wie bei Trägern ohne Verstärkung.

- Welcher Einfluss auf die Traglast geht von der Veränderung des globalen elastisch ermittelten Momentes im Öffnungsbereich bei plastischem Verhalten aus?

Eine solche Veränderung ist in den Ergebnissen der experimentell untersuchten Durchlaufträger und der rechnerischen Parameterstudie zu erkennen. Die Verschiebung des Momentennullpunktes und das damit entstehende Zusatzmoment im Öffnungsbereich sind bei allen experimentell und rechnerisch untersuchten Trägern schon bei geringen Laststufen abzulesen. Der Großteil des Tragverhaltens wird der Querkraft und deren Verteilung auf die Teilquerschnitte im Öffnungsbereich zugeschrieben. Die Querkrafttragfähigkeit des Betongurts wird durch die darin entstehende Normalkraft infolge des Zusatzmomentes verändert.

7 Bemessungsmodelle für durchlaufende Verbundträger mit Stegöffnungen

7.1 Bemessungsmodell I für das Nachweisverfahren Elastisch-Plastisch (E-P)

7.1.1 Allgemeines und Bemessungsprinzip

Im Folgenden wird ein Verfahren vorgestellt, dass die Bemessung von durchlaufenden Verbundträgern mit großen Stegöffnungen ermöglicht. Bei diesem Verfahren wird die herkömmliche elastisch-plastische Bemessungsmethode erweitert. Es wird zusätzlich beschrieben, wie die Stegöffnung im Verbunddurchlaufräger behandelt werden muss. Dazu ist das Berechnungsmodell so ausgelegt, dass die berechneten Ergebnisse ausreichende Tragsicherheit gewährleisten. Mit der plastisch-plastischen Bemessungsmethode in Kapitel 7.2 werden noch zusätzlich Tragwerksreserven ausgenutzt.

Die elastisch-plastische Methode baut auf gegebene Lasten auf. Damit werden Schnittgrößen berechnet, die zur plastischen Bemessung der Querschnitte herangezogen werden. In [20] ist dieses Berechnungsverfahren für durchlaufende Verbundträger beschrieben. In den folgenden Kapiteln sind die dort beschriebenen Grundlagen daraus noch einmal erläutert. Zusätzlich wird gezeigt, wie die große Stegöffnung vereinfacht behandelt werden kann. In Anhang A-1 ist ein Rechenbeispiel zu dem hier vorgestellten Bemessungsmodell behandelt.

Die Berechnungen des Bemessungsmodells I gelten nur für Durchlaufräger mit maximal einer Öffnung pro Feld. Liegen in einem Feld mehrere Öffnungen, darf das elastisch-plastische Nachweisverfahren nicht angewendet werden. Aufgrund der elastischen Schnittgrößenermittlung zu diesem Modell (Kapitel 7.1.5), bei der die Öffnung vernachlässigt wird, wäre der rechnerische Fehler im Bereich der Öffnungen zu groß. Die Schnittgrößen in den einzelnen Öffnungsbereichen könnten nicht genügend genau berechnet werden. Deswegen sollte für den Einsatz mehrerer Öffnungen in einem Feld das Bemessungsmodell II (Kapitel 7.2) herangezogen werden.

Zu Beginn der Berechnung müssen die Lasten ermittelt und die Querschnitte festgelegt werden. Dann werden die Schnittgrößen berechnet. Bei diesem Nachweisverfahren werden hierzu die Schnittgrößen am Träger ohne Berücksichtigung der Öffnung ermittelt.

7.1.2 System und Belastung

Die Lasten werden konventionell nach DIN 1055 [14] ermittelt. Das statische System zur Schnittgrößenberechnung könnte somit z. B. wie in Bild 7–1 gezeigt aussehen. Bei den einwirkenden Lasten wird in Einzellast und Streckenlast unterschieden. Dabei werden die Teilsicherheitsbeiwerte berücksichtigt:

Einzellast:

$$Q_{Ed} = \gamma g Q_k \quad (7.1)$$

Streckenlast:

$$q_{Ed} = \gamma g q_k \quad (7.2)$$

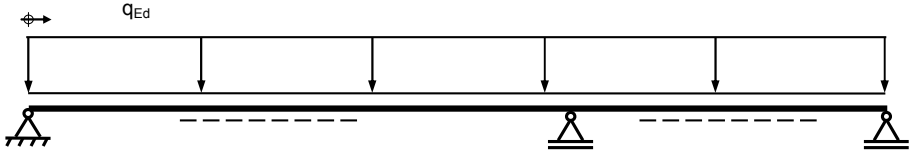


Bild 7–1: Beispiel für ein statisches System

7.1.3 Überprüfung der Querschnittsklasse 1

Verbundträger werden in vier Querschnittsklassen eingeteilt (vgl. [20]). Das Stabilitätsverhalten der gedrückten Gurte ist dabei maßgebend. An dieser Stelle des Verfahrens muss überprüft werden, welcher Querschnittsklasse der Stahlträger zugeordnet wird. Für die Anwendung der hier beschriebenen Nachweismethode dürfen nur gewalzte Träger der Querschnittsklasse 1 verwendet werden. Für alle experimentellen und rechnerischen Untersuchungen wurden ebenfalls gewalzte Stahlträger dieser Klasse eingesetzt. In Bild 7–2 ist die Einteilung der Querschnittsklassen gezeigt.

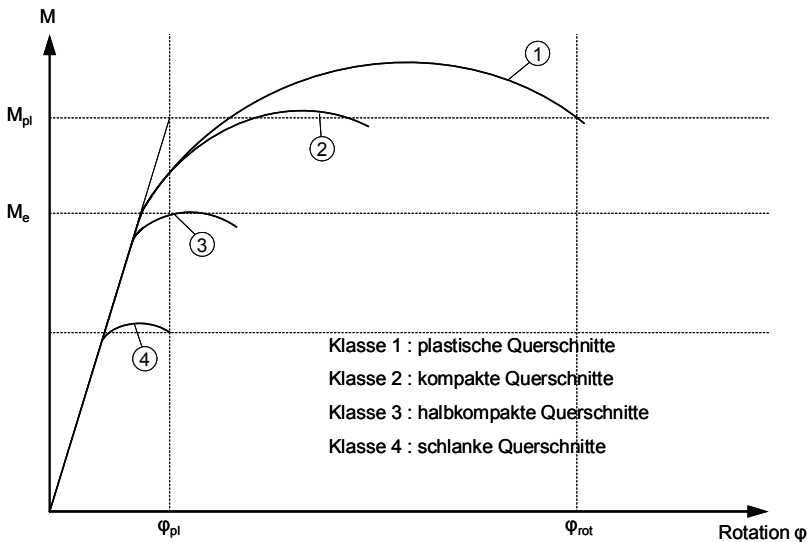


Bild 7–2: Einteilung in Querschnittsklassen

Für die Einteilung in die Querschnittsklasse 1 gilt für druckbeanspruchte Stahlträgerflansche:

$$c/t \leq 10 \varepsilon \quad (7.3)$$

Bei druckbeanspruchten Stegen müssen für die Querschnittsklasse 1 folgende geometrische Verhältnisse eingehalten werden:

bei reiner Biegung ($\alpha = 0,5$): $d/t \leq 72 \varepsilon \quad (7.4)$

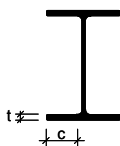
bei Druck ($\alpha = 1,0$): $d/t \leq 33 \varepsilon \quad (7.5)$

bei Biegung und Druck ($\alpha \geq 0,5$): $d/t \leq 396 \varepsilon / (13\alpha - 1) \quad (7.6)$

bei Biegung und Druck ($\alpha < 0,5$): $d/t \leq 36 \varepsilon / \alpha \quad (7.7)$

Die Definitionen von α und ε sind in Bild 7–3 erläutert. Darüber hinaus sind in dieser Abbildung weitere Erläuterungen zum c/t -Verhältnis und zum d/t -Verhältnis gezeigt.

Druckflansch



f_{yk} [N/mm ²]	ε [-]
235	1,0
275	0,92
355	0,81
460	0,71

Druckbeanspruchte Stege

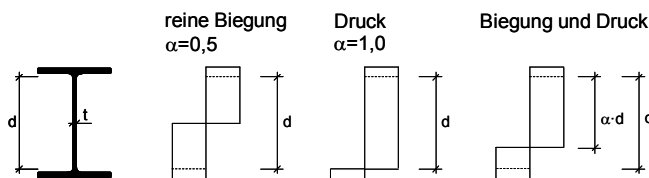


Bild 7–3: Erläuterungen zu Einteilung in die Querschnittsklassen

Liegt bei positiven Momenten die plastische neutrale Faser im Betongurt oder im Stahlträgerflansch, so fallen alle Querschnitte unabhängig vom c/t - und d/t -Verhältnis in die Klasse 1.

Sind c/t -Verhältnis und d/t -Verhältnis nach den Gleichungen (7.4) bis (7.7) eingehalten, so gilt für die entsprechenden Verhältnisse der Teilquerschnitte im Öffnungsbereich ebenfalls Querschnittsklasse 1. Im Öffnungsbereich bleiben die Abmessungen des Druckflanschs gleich. Die kleiner werdende Steghöhe bewirkt sogar eine Verringerung des d/t -Verhältnisses.

7.1.4 Ermittlung der Querschnittswerte

Im nächsten Schritt müssen die Querschnittswerte des Trägers berechnet werden. Es wird wie bei Bode [20] nach der Ermittlung in Stütz- und Feldquerschnitt

unterschieden. Zusätzlich kommt für jede Öffnungsecke ein Teilquerschnitt hinzu. Für die Berechnung des Stützquerschnitts werden die Querschnittswerte mit einer komplett gerissenen Betonplatte berechnet. Bei dem Feldquerschnitt wird der Betongurt als ungerissen angesetzt. Auf die Ermittlung der Querschnittswerte der Teilquerschnitte wird am Ende dieses Kapitels eingegangen. In Bild 7–4 ist gezeigt, dass der gerissene Stützbereich mit 15% der angrenzenden Feldweite angenommen wird. Für den Rest des Feldes wird der ungerissene Feldquerschnitt angesetzt.

Bei der in Bild 7–4 gezeigten schematischen Steifigkeitsverteilung im Verbundträger ist die Biegesteifigkeit über der Stütze geringer. In Ausnahmefällen kann die Steifigkeit über der Stütze auch größer sein. Dies könnte z. B. durch eine überdimensionierte Zulagenbewehrung über der Stütze erreicht werden.

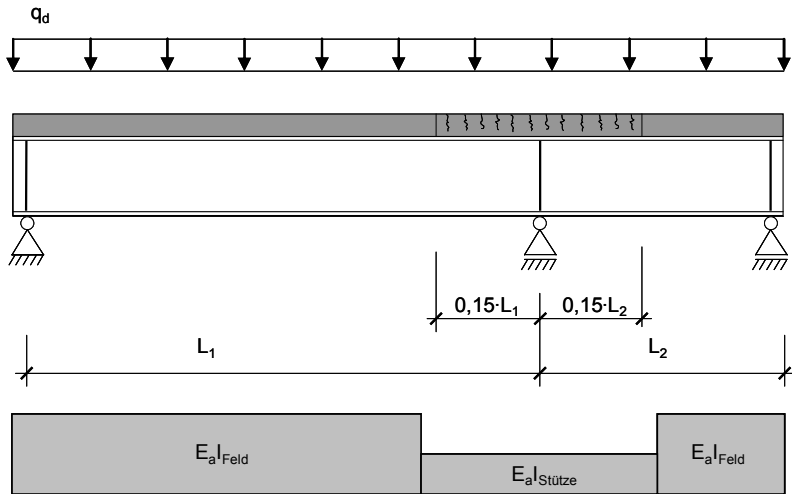


Bild 7–4: Biegesteifigkeiten für die Berechnung bei Berücksichtigung der Rissbildung im Betongurt

Bei der Berechnung der Querschnittswerte muss die mittragende Breite folgendermaßen berücksichtigt werden:

$$b_{\text{eff}} = b_{e1} + b_{e2} \leq b_{\text{ges}} \quad (7.8)$$

$$b_{e1} = L_0/8 \leq b_1 \quad (7.9)$$

$$b_{e2} = L_0/8 \leq b_2 \quad (7.10)$$

In Bild 7–5 und Bild 7–6 sind die für die Berechnung zu beachtenden Definitionen enthalten.

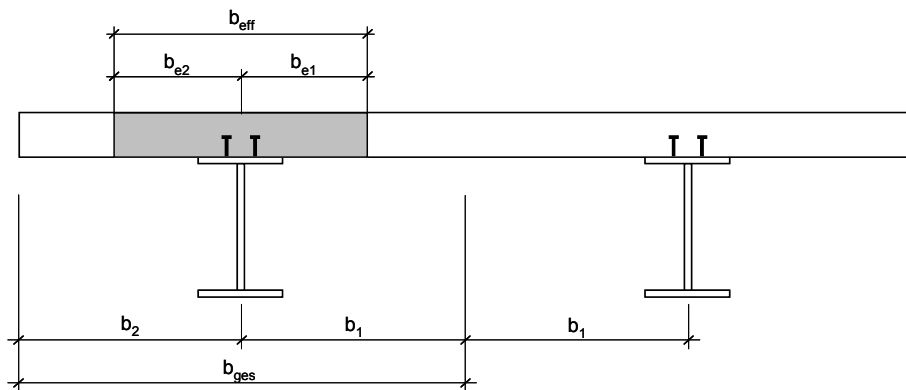


Bild 7-5: Mittragende Breite des Betongurts (vgl. [16])

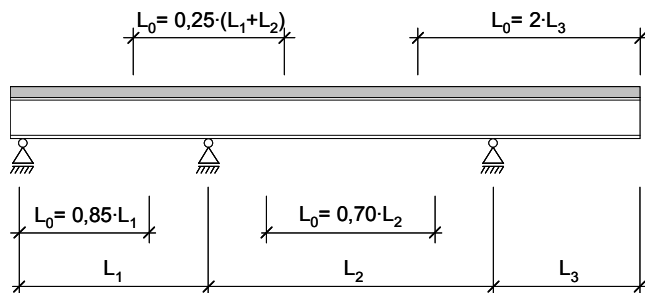


Bild 7-6: Äquivalente Stützweite L_0 zur Ermittlung der mittragenden Breite (vgl. [16])

Für die Ermittlung der Querschnittswerte werden die genormten Baustoffkenngrößen herangezogen. Die E-Moduln von Stahl und Beton müssen zur Berechnung der Reduktionszahl ins Verhältnis gesetzt werden:

$$n_0 = \frac{E_a}{E_{cm}} \quad (7.11)$$

Wie in [20] beschrieben, wäre zur Berücksichtigung von Kriechen und Schwinden zusätzlich eine Ermittlung der Steifigkeiten mit den Reduktionszahlen n_φ und n_s erforderlich. Bei der Schnittgrößenermittlung muss Kriechen und Schwinden nach DIN 18800-5 [16] und EC 4 [17] für den Grenzzustand der Tragfähigkeit nicht berücksichtigt werden, wenn alle Querschnittsteile die Bedingungen der Querschnittsklasse 1 oder 2 erfüllen. Die Träger, die nach den hier vorgestellten Bemessungsverfahren berechnet werden, müssen ebenfalls der Klasse 1 entsprechen. Kriechen und Schwinden wird demnach nicht berücksichtigt.

Nach dem Berechnen der Querschnittswerte für den Stütz- und Feldquerschnitt sind die Steifigkeiten der Teilquerschnitte (TQ) im Öffnungsbereich zu ermitteln. Die für den Öffnungsbereich zu betrachtenden Querschnitte sind in Bild 7-7 abgebildet.

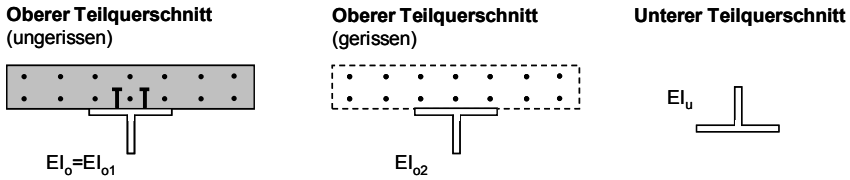


Bild 7–7: Teilquerschnitte im Öffnungsbereich

Das Prinzip zur Ermittlung ist nahezu identisch mit der Berechnung für die Vollquerschnitte. Für die Teilquerschnitte muss lediglich die mittragende Breite wie in Kapitel 6.2 bei Ramm/Kohlmeyer [1] berechnet werden:

$$b_l = t_y + 0,83 \cdot a_o \quad (7.12)$$

In dieser Gleichung ist enthalten:

$$t_y = 2 \cdot h_{ef} - h_c + b_{w1} \quad (7.13)$$

a_o Öffnungslänge

Für die Berechnung von t_y gilt:

h_{ef} effektive Kopfbolzendübelhöhe

h_c Betongurthöhe

$$b_{w1} = d_K \quad \text{für einreihige Dübelanordnung} \quad (7.14)$$

$$b_{w1} = \Sigma e_q + d_K \quad \text{für mehrreihige Dübelanordnung bei } e_q \leq h_{ef} \quad (7.15)$$

Dabei ist:

e_q Abstand der Kopfbolzendübel in Querrichtung

d_K Durchmesser des Dübelkopfes

Die Steifigkeiten können dann für die in Bild 7–7 gezeigten Querschnitte ermittelt werden.

Liegt ein Teilquerschnitt des oberen Teilträgers (TQ1 oder TQ2) im Bereich $x_i < h$ (vgl. Bild 7–8) einer konzentrierten Einzellast, unter der ein globales Momentenfließgelenk möglich ist, oder in der Nähe eines Auflagers, so ist die mittragende Breite b_{eff} für diesen Teilquerschnitt nach Gleichung (7.8), Bild 7–5 und Bild 7–6 anzusetzen. Teilquerschnitte, die außerhalb des gezeigten Bereichs liegen, werden wie beschrieben mit der in Gleichung (7.12) ermittelten mittragenden Breite b_l berechnet.

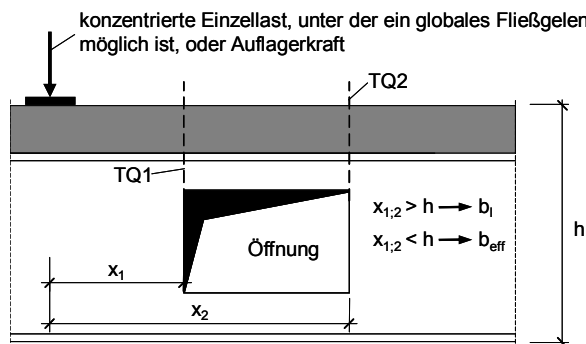


Bild 7–8: Wahl der mittragenden Breite für TQ1 und TQ2 im Bereich einer konzentrierten Last oder einer Auflagerkraft

7.1.5 Elastische Schnittgrößenermittlung am Vergleichsträger ohne Öffnung

Nach der Ermittlung der Querschnittswerte und der plastischen Momententragfähigkeiten können die Schnittgrößen berechnet werden. Dazu kann für eine Handrechnung das Kraftgrößenverfahren oder mit Computerunterstützung auch ein einfaches Stabwerksprogramm verwendet werden. Wichtig dabei ist, dass die Steifigkeiten nach Bild 7–4 (Kapitel 7.1.4) verteilt werden. Dabei muss die Rissbildung über der Stütze Berücksichtigung finden. In Anhang A-1 ist die Ermittlung der Schnittgrößen in einem Rechenbeispiel für dieses Nachweiskonzept gezeigt.

Nach DIN 18800-5 [16] ist bei Beachtung der Rissbildung über der Stütze eine Momentenumlagerung bis zu 25 % möglich. Die experimentellen und rechnerischen Untersuchungen haben gezeigt, dass durch die Öffnung bedingt eine große Umlagerung der Momente stattfindet. Deswegen sollte die Abminderung des Stützmoments um 25 % in jedem Fall durchgeführt werden.

Eine Beispielskizze für mögliche ermittelte und umgelagerte Schnittgrößen bei einem Zweifeldträger ist in Bild 7–9 dargestellt.

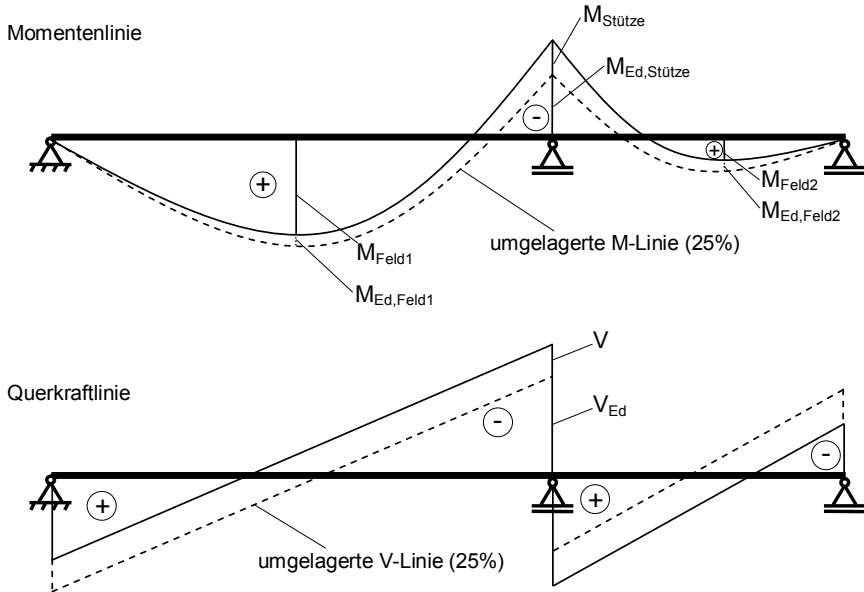
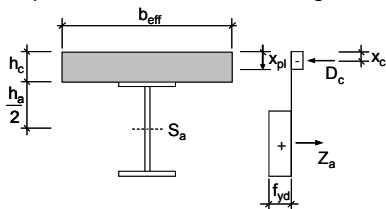


Bild 7–9: Beispiel für Momenten- und Querkraftverlauf

7.1.6 Berechnung der plastischen Momenten Tragfähigkeit und Nachweis der Querschnitte über der Stütze und im Feld

Da nur vollständig verdübelte Träger im Forschungsprojekt untersucht wurden, sind zur Ermittlung der plastischen Momente auch nur solche Träger vorgesehen. Die Ermittlung der Momenten Tragfähigkeiten von Stütz- und Feldquerschnitt werden nach Tafel 4.4 und Tafel 4.5 aus [16] und [20] durchgeführt (s. Bild 7–10a und b).

plastische Nulllinie im Betongurt

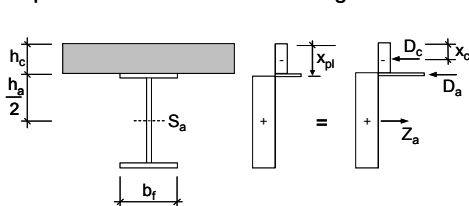


$$D_c = b_{\text{eff}} \cdot x_{\text{pl}} \cdot 0,85 \cdot f_{\text{cd}} = Z_a; \quad Z_a = A_a \cdot f_{\text{yd}}$$

$$x_{\text{pl}} = \frac{Z_a}{b_{\text{eff}} \cdot 0,85 \cdot f_{\text{cd}}}; \quad x_{\text{pl}} \leq h_c; \quad x_c = \frac{x_{\text{pl}}}{2}$$

$$M_{\text{pl,Rd,Feld}} = Z_a \left(\frac{h_a}{2} + h_c - x_c \right)$$

plastische Nulllinie im Stahlträgerflansch



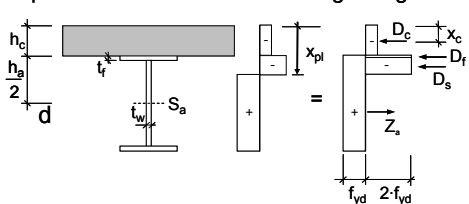
$$D_c = b_{\text{eff}} \cdot h_c \cdot 0,85 \cdot f_{\text{cd}}; \quad Z_a = A_a \cdot f_{\text{yd}}$$

$$D_a = 2 \cdot b_f \cdot f_{\text{yd}} (x_{\text{pl}} - h_c); \quad x_c = \frac{h_c}{2}$$

$$x_{\text{pl}} = h_c + \frac{Z_a - D_c}{2 \cdot b_f \cdot f_{\text{yd}}}; \quad x_{\text{pl}} \leq h_c + t_f$$

$$M_{\text{pl,Rd,Feld}} = Z_a \left(\frac{h_a}{2} + \frac{h_c}{2} \right) - D_a \cdot \frac{x_{\text{pl}}}{2}$$

plastische Nulllinie im Stahlträgersteg



$$D_c = b_{\text{eff}} \cdot h_c \cdot 0,85 \cdot f_{\text{cd}}; \quad D_f = 2 \cdot t_f \cdot b_f \cdot f_{\text{yd}}$$

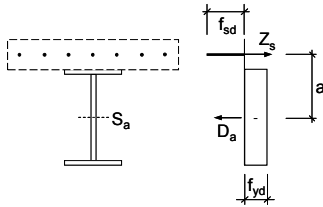
$$D_s = 2 \cdot t_w \cdot f_{\text{yd}} (x_{\text{pl}} - h_c - t_f); \quad Z_a = A_a \cdot f_{\text{yd}}$$

$$x_{\text{pl}} = h_c + t_f + \frac{Z_a - D_c - D_f}{2 \cdot t_w \cdot f_{\text{yd}}}$$

$$M_{\text{pl,Rd,Feld}} = Z_a \left(x_c + \frac{h_c}{2} \right) - D_f \left(\frac{h_c + t_f}{2} \right) - D_s \left(\frac{x_{\text{pl}} + t_f}{2} \right)$$

Bild 7-10a: Ermittlung der plastischen Momententragfähigkeit $M_{\text{pl,Rd}}$ bei positiver Momentenbeanspruchung (vgl. [16] und [20])

plastische Nulllinie im gerissenen Betongurt



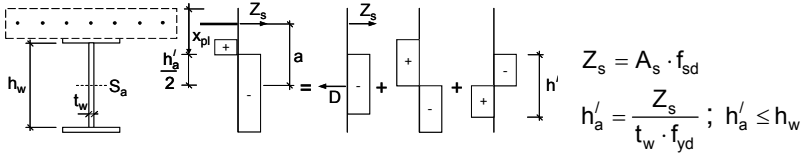
$$D_a = A_a \cdot f_{yd}$$

$$Z_s = A_s \cdot f_{sd}$$

$$Z_s = D_a$$

$$M_{pl,Rd,Stütze} = -Z_s \cdot a$$

plastische Nulllinie im Stahlträger



$$Z_s = A_s \cdot f_{sd}$$

$$h'_a = \frac{Z_s}{t_w \cdot f_{yd}} ; h'_a \leq h_w$$

$$M_{pl,Rd,Stütze} = -Z_s \cdot a \left(1 - \frac{h'_a}{4 \cdot a} \right) - M_{pl,a}$$

Bei negativem Moment ist außerdem zu beachten:

Für $Z_s > 0,1 \cdot Z_a$ mit $Z_a = A_a \cdot f_{yd}$ ist

$$M_{pl,Rd,Stütze} = -Z_s \cdot a - 1,1 \cdot M_{pl,Rd,a} \left(1 - \frac{Z_s}{Z_a} \right)$$

Bild 7–10b: Ermittlung der plastischen Momententragfähigkeit $M_{pl,Rd}$ bei negativer Momentenbeanspruchung (vgl. [16] und [20])

Weiterhin muss die Querkraft nachgewiesen werden. Dazu muss nach [20] für den ungeschwächten Träger die Grenzquerkraft wie folgt ausgerechnet werden:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_V \cdot f_{yd}}{\sqrt{3}} \quad (7.16)$$

Bei den ausschließlich verwendeten gewalzten Profilen gilt für die wirksame Schubfläche mit Querkraft in Stegrichtung, wenn die Öffnung nicht im Wirkungsbereich eines plastischen globalen Momentes liegt:

$$A_V = 1,04 \cdot h_a \cdot t_w \quad (7.17)$$

Darin sind:

f_{yd} Bemessungswert der Baustahlstreckgrenze (DIN 18800-5 [16])

h_a Höhe des Stahlträgers

t_w Stegdicke

Liegt die Öffnung in dem Auswirkungsbereich einer konzentrierten Last unter der ein plastisches Momentengelenk möglich ist, muss A_V reduziert werden. Hierzu wird zuerst die Lage der Öffnung überprüft. Der schematische Wirkungsbereich einer

konzentrierten Last mit zu berücksichtigender Öffnung ist in Bild 7–11 gezeigt. Das im Bild gezeigte Schema zeigt eine Öffnung nahe einer Lasteinleitung unter der ein plastisches Moment möglich ist. Dieser Wirkungsbereich wird bei z. B. auflagnahen Öffnungen genau so berechnet. Bei der hier gezeigten Methode handelt es sich um ein Näherungsverfahren.

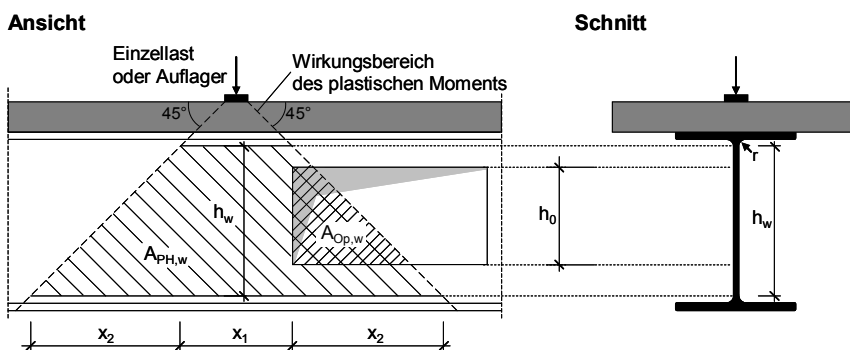


Bild 7–11: Wirkungsbereich einer konzentrierten Last und Berücksichtigung der Öffnung

Die Schubflächenreduktion hängt von der Größe des Öffnungseinflusses ab. Dazu werden die Flächen des ungeschwächten Wirkungsbereichs im Steg und die rechnerische Fehlfäche, die durch die Stegöffnung entsteht, benötigt:

$$A_{PH,w} = h_w \cdot (x_1 + x_2) \quad (7.18)$$

$A_{Op,w}$ vgl. Bild 7–11, Berechnung hängt vom Einschnitt der Öffnung ab

Die Schubfläche muss dann alternativ zu Gleichung (7.17) wie folgt berechnet werden:

$$A_V = \frac{A_{PH,w} - A_{Op,w}}{A_{PH,w}} \cdot h_a \cdot t_w \quad (7.19)$$

Wenn die Grenzquerkraft ermittelt ist, kann die einwirkende Querkraft folgendermaßen nachgewiesen werden:

$$V_{Ed} \leq V_{pl,Rd} \quad (7.20)$$

Die Interaktion von Querkraft und Moment wird nach [20] ebenfalls berücksichtigt, wenn:

$$V_{Ed} \geq 0,5 \cdot V_{pl,Rd} \quad (7.21)$$

Für diesen Fall muss das plastische Moment reduziert werden:

$$M_{pl,Rd,red} = M_{f,Rd} + (M_{pl,Rd} - M_{f,Rd}) \cdot \left[1 - \left(\frac{2 \cdot V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2 \right] \quad (7.22)$$

mit:

$M_{r,Rd}$ Berechnung analog zu $M_{pl,Rd}$ jedoch ohne Berücksichtigung der wirksamen Schubfläche A_V

Mit den ermittelten reduzierten Momententragfähigkeiten der Vollquerschnitte kann jetzt der herkömmliche plastische Nachweis (vgl. [20]) für Feld- und Stützenquerschnitt durchgeführt werden. Sollte dieser Nachweis nicht erbracht werden können, so ist auch der Nachweis an der Öffnung entbehrlich. Für diesen Fall müssten entweder neue Querschnitte gewählt werden oder das plastisch-plastische Nachweiskonzept (Kapitel 7.2) angewendet werden. Der Nachweis der Momententragfähigkeit wird nach folgenden Gleichungen durchgeführt:

$$\frac{M_{Ed,Stütze}}{M_{pl,Rd,red,Stütze}} \leq 1 \quad (7.23)$$

$$\frac{M_{Ed,Feld}}{M_{pl,Rd,red,Feld}} \leq 1 \quad (7.24)$$

7.1.7 Berechnung der Schnittgrößen im Öffnungsbereich

Die Schnittgrößen im Öffnungsbereich werden wie nach Kapitel 6.4 bei Ramm/Kohlmeyer [1] berechnet. Dabei werden zur Berechnung der Sekundärschnittgrößen die globalen Schnittgrößen, die im Öffnungsbereich wirken, im Verhältnis der Biegesteifigkeiten der Teilquerschnitte aufgeteilt. Die Verteilung der Teilschnittgrößen im Öffnungsbereich sind in Bild 7–12 gezeigt.

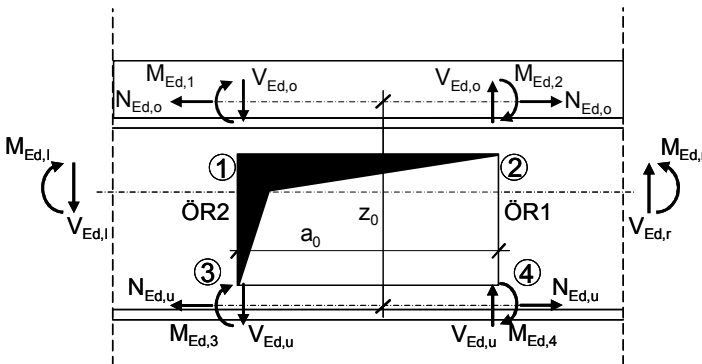


Bild 7–12: Aufteilung der Schnittgrößen im Öffnungsbereich

Die Schnittgrößenzusammenhänge im Bereich der Öffnung ist bereits in Kapitel 2.1 erläutert. Für die Berechnung der Schnittgrößen wird das globale Moment im Öffnungsbereich benötigt. Aufgrund der unterschiedlichen Verteilung der beiden Sekundärmomente im oberen Restquerschnitt ist die Stelle dieses Globalmomentes nicht zwangsläufig die Öffnungsmitte. Diese Stelle m , die von der Öffnungsecke 1 aus gemessen wird, berechnet sich durch die Steifigkeitsverteilung folgendermaßen:

$$m = \frac{E_{a_o} I_o^1 + E_{a_u} I_u^3}{E_{a_o} I_o^1 + E_{a_o} I_o^2 + E_{a_u} I_u^3 + E_{a_u} I_u^4} \cdot a_o \quad (7.25)$$

Die Ermittlung der Steifigkeiten ist in Kapitel 7.1.4 (Bild 7–7) erläutert. Nach Ramm/Kohlmeyer [1] ergeben sich die in Bild 7–12 gezeigten Schnittgrößen wie folgt:

Normalkraft:

$$N_{Ed,u} = -N_{Ed,o} = \frac{M_{Ed,m}}{z_o} \quad (7.26)$$

Querkraft:

$$V_{Ed,u} = V_{Ed,m} \cdot \frac{EI_u}{(EI_o + EI_u)} \quad (7.27)$$

$$V_{Ed,o} = V_{Ed,m} \cdot \frac{EI_o}{(EI_o + EI_u)} \quad (7.28)$$

Momente:

$$|M_{Ed,1}| + |M_{Ed,2}| = V_{Ed,o} \cdot a_o \quad (7.29)$$

$$|M_{Ed,3}| + |M_{Ed,4}| = V_{Ed,u} \cdot a_o \quad (7.30)$$

Die Größe der Sekundärmomente im oberen Teilquerschnitt wird ebenfalls über die Steifigkeiten der Teilquerschnitte ermittelt:

$$M_{Ed,1} = V_{Ed,o} \cdot a_o \cdot \frac{EI_o^1}{EI_o^1 + EI_o^2} \quad (7.31)$$

$$M_{Ed,2} = -V_{Ed,o} \cdot a_o \cdot \frac{EI_o^2}{EI_o^1 + EI_o^2} \quad (7.32)$$

Für die Berechnung der Momente in den beiden Teilquerschnitte des unteren Restträgers wird prinzipiell analog vorgefahren. Da unterhalb der Öffnung aber immer ein reiner Stahlquerschnitt vorhanden ist, gilt grundsätzlich:

$$M_{Ed,3} = -M_{Ed,4} = \frac{V_{Ed,u} \cdot a_o}{2} \quad (7.33)$$

Eine mögliche Berechnung für die maßgebende Querkraft für den Querkraftnachweis über der Öffnung ist in Ramm/Kohlmeyer [1] gezeigt. Auch die FE-Berechnungen aus Kapitel 5 bestätigen, dass die Querkraft im Betongurt $V_{Ed,c,o}$ genügend genau mit dem Verhältnis der Biegesteifigkeiten der beiden Querschnittsteile Betongurt und oberer Stahlträgerrest berechnen lässt:

$$V_{Ed,c,o} = V_{Ed,o} \cdot \frac{EI_{c,o}}{(EI_{c,o} + EI_{a,o})} \quad (7.34)$$

$$V_{Ed,a,o} = V_{Ed,o} \cdot \frac{EI_{a,o}}{(EI_{c,o} + EI_{a,o})} \quad (7.35)$$

Für den Nachweis gegen Ausreißen am linken Öffnungsrand (ÖR2) wird wie von Ramm/Kohlmeier [1] vorgeschlagen der auf der sicheren Seite liegende Wert $V_{Ed,c,e}$ wie folgt berechnet:

$$V_{Ed,c,e} = V_{Ed,c,o} \quad (7.36)$$

Die maßgebende Querkraft für den Nachweis gegen Durchstanzen am rechten Öffnungsrand (ÖR1) ergibt sich ebenfalls nach [1]:

$$V_{Ed,c,a} = V_{Ed,c,o} + Q_{Ed,a} \quad (7.37)$$

mit:

$Q_{Ed,a}$ Bemessungswert der auf den Betongurt wirkenden äußeren Lasten zwischen Öffnungsmitte und ÖR1

Für genauere Angaben zu der Ermittlung der Sekundärschnittgrößen und den maßgebenden Querkraften im Öffnungsbereich wird auf Kapitel 6.4 und 6.5 in [1] verwiesen.

7.1.8 Nachweisführung im Öffnungsbereich

7.1.8.1 Nachweis des Betongurts nach Ramm/Kohlmeier [1]

Wie in Kapitel 4 gezeigt, ist die Tragfähigkeit des Betongurts über der Öffnung entscheidend für die Traglast des Gesamtsystems. In Kapitel 6 von [1] ist beschrieben, wie der Betongurt nachgewiesen werden muss. Für das hier beschriebene Bemessungsmodell müssen die auf den Betongurt einwirkenden Schnittgrößen aufgenommen werden können. Im Folgenden werden die wichtigsten Formeln aus [1] zusammengefasst und – falls erforderlich – modifiziert.

Die Querkrafttragfähigkeit $V_{Rd,c,o}$ des Betongurts über der Öffnung auf Bemessungsniveau wird nach [1] wie folgt berechnet:

$$V_{Rd,c,o} = V_{Rd,1} + V_{Rd,ct,2} \quad (7.38)$$

Für die Querkrafttragfähigkeit $V_{Rd,1}$ des Betongurts in der Zone 1 (vgl. [1] Kapitel 6.6) auf Bemessungsniveau gilt der niedrigste Wert aus den beiden Gleichungen zur Berechnung der Druckstrebenfestigkeit $V_{Rd,max,1}$ und der Zugstrebentragfähigkeit $V_{Rd,sy,1}$:

$$V_{Rd,max,1} = \frac{b_{w1} \cdot h_{ef} \cdot 0,75 \cdot f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta} \quad (7.39)$$

$$V_{Rd,sy,1} = \frac{A_{sw1}}{e_L} \cdot f_{sd} \cdot h_{ef} \cdot \cot \theta \quad (7.40)$$

Die Querkrafttragfähigkeit $V_{Rd,ct,2}$ des Betongurts in der Zone 2 (vgl. [1] Kapitel 6.6) auf Bemessungsniveau wird nach folgender Gleichung berechnet:

$$V_{Rd,ct,2} = \left[0,1 \cdot \kappa \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} - 0,12 \cdot \sigma_{cd} \right] \cdot b_{w2} \cdot d \quad (7.41)$$

Für die Ermittlung von $V_{Rd,max,1}$, $V_{Rd,sy,1}$ und $V_{Rd,ct,2}$ werden folgende bekannte Werte herangezogen:

- h_{ef} vgl. Kapitel 7.1.4,
- b_{w1} vgl. Kapitel 7.1.4, Gleichungen (7.14) und (7.15)
- f_{cd} Bemessungswert der Betondruckfestigkeit nach DIN 1045-1 [12]
- f_{ck} Charakteristischer Wert der Betondruckfestigkeit (DIN 1045-1[12])
- f_{sd} Bemessungswert der Stahlstreckgrenze der Kopfbolzen (DIN 18800-5 [16])
- e_L Abstand der Kopfbolzendübel in Längsrichtung
- d statische Nutzhöhe

Außerdem wird die maßgebende Querschnittsbreite für die Zone 2 (vgl. [1]) benötigt. Es werden die beiden Öffnungsränder getrennt betrachtet. Der kleinere Wert ist maßgebend:

$$b_{w2,1} = u_1 = \pi \cdot 1,5 \cdot d + (b_{f,o} - b_{w1}) \quad (7.42)$$

$$b_{w2,2} = u_2 = \pi \cdot 1,5 \cdot d_2 \quad (7.43)$$

mit:

$b_{f,o}$ Breite des oberen Stahlflansches

$$d_2 = h_{ef} - (h_c - d) \quad (7.44)$$

Maßstabsfaktor und Längsbewehrungsgrad ermitteln sich folgendermaßen:

$$\kappa = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \quad (7.45)$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_{w2} \cdot d} \quad (7.46)$$

Dabei ist:

A_{sl} Längsbewehrung in der Zone 2

Der Querschnitt der eingelegten Querkraftbewehrung durch die Kopfbolzen ergibt sich zu:

$$A_{sw1} = n \cdot \pi \frac{d_D^2}{4} \quad (7.47)$$

mit:

- n Anzahl der in Querrichtung nebeneinander angeordneten Dübel
d_D kleinster Durchmesser des Bolzenschafts

Nach Ehmann [32] ergibt Gleichung (7.41) für Längszugspannungen bis zu $\sigma_{cd} = 1,85 \text{ N/mm}^2$ gute Ergebnisse. Für größere Zugspannungen wird der Vorfaktor 0,12 auf 0,045 reduziert. In [1] wird diese Reduktion nicht vorgenommen, denn die Nachrechnung mit Gleichung (7.41) lieferte gute Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen. Die Berechnung von $V_{Rd,ct,2}$ mit dem Vorfaktor 0,12 liegt ohnehin auf der sicheren Seite. Es sollte keine Reduktion des Vorfaktors vorgenommen werden. Die Ermittlung der Normalspannung σ_{cd} wird wie folgt durchgeführt:

$$\sigma_{cd} = \frac{N_{Ed,c,V}}{A_{c,V}} \quad (7.48)$$

Dabei ist:

$$A_{c,V} = h_c \cdot b_V \quad (7.49)$$

$$N_{Ed,c,V} = N_{Ed,c,o} \cdot \frac{b_V}{b_{eff}} \quad (7.50)$$

mit:

h_c Betongurthöhe

b_{eff} die globale mittragende Breite (Gl. (7.8), Kapitel 7.1.4)

$$b_V = \min \begin{cases} b_{V,1} = b_{w2,1} + b_{w1} \\ b_{V,2} = b_{w2,2} + b_{w1} \end{cases} \quad (7.51)$$

$$N_{Ed,c,o} = N_{Ed,o} \cdot \frac{1}{\left(1 + \frac{E_a \cdot A_a}{E_{cm} \cdot A_{c,eff,N}} \right)} \quad (7.52)$$

und:

N_{Ed,o} Normalkraft im oberen Teilträger (Gl. (7.26), Kapitel 7.1.7)

E_a E-Modul des Stahlträgerrestes

A_a Querschnittsfläche des oberen Stahlträgerrestes

E_{cm} E-Modul des Betons

$$A_{c,eff,N} = h_c \cdot b_{eff} \quad (7.53)$$

Für die Druckstrebenneigung wird folgende Gleichung herangezogen (DIN 1045-1 [12]):

$$\cot \theta = \frac{1,2 - 1,4 \cdot \frac{\sigma_{cd}}{f_{cd}}}{1 - \frac{V_{Rd,c}}{V_{Ed,c,o}}} \quad (7.54)$$

Dabei ist:

$V_{Ed,c,o}$ Querkraft im Betongurt (Gl. (7.34), Kapitel 7.1.7)

$$V_{Rd,c} = 0,24 \cdot f_{ck}^{1/3} \cdot \left(1 + 1,2 \cdot \frac{\sigma_{cd}}{f_{cd}} \right) \cdot b_{w1} \cdot h_{ef} \quad (7.55)$$

Der Querkraftnachweis des Betongurts über der Öffnung wird wie folgt durchgeführt:

$$V_{Ed,c,o} \leq V_{Rd,c,o} \quad (7.56)$$

Darüber hinaus ist der Betongurt nach [1] am linken Öffnungsrand (ÖR2) nachzuweisen. Dazu muss überprüft werden, ob ein Ausreißen der Kopfbolzendübel verhindert wird. Die maximal einleitbare Querkraft am linken Öffnungsrand beträgt:

$$V_{Rd,c,e} = V_{Rd,1} + V_{Rd,ct,2,2} \quad (7.57)$$

Dabei ist:

$V_{Rd,1}$ minimaler Wert aus den Gleichungen (7.39) und (7.40)

$$V_{Rd,ct,2,2} = \frac{V_{Rd,ct,2,2} \cdot u_2}{1,4} \quad (7.58)$$

mit:

u_2 nach Gl. (7.43)

$$V_{Rd,ct,2,2} = \left[0,14 \cdot \kappa \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} - 0,12 \cdot \sigma_{cd,2} \right] \cdot d \quad \text{für } \sigma_{cd,2} \leq 0 \quad (7.59)$$

$$V_{Rd,ct,2,2} = \frac{1}{2} \cdot \left[0,14 \cdot \kappa \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} - 0,12 \cdot \sigma_{cd,2} \right] \cdot d \quad \text{für } \sigma_{cd,2} > 0 \quad (7.60)$$

und:

κ nach Gl. (7.45)

ρ_1 nach Gl. (7.46)

$$\sigma_{cd,2} = \sigma_{cd,x} / 2 = \sigma_{cd} / 2 \quad (7.61)$$

Der Nachweis gegen Ausreißen der Kopfbolzendübel wird folgendermaßen durchgeführt:

$$V_{Ed,c,e} \leq V_{Rd,c,e} \quad (7.62)$$

mit:

$$V_{Ed,c,e} \quad \text{nach Gl. (7.36), Kapitel 7.1.7}$$

Außerdem ist nach [1] die Querkrafttragfähigkeit des Betongurts am ÖR1 nachzuweisen. Für diesen Nachweis gegen Durchstanzen ist der Durchstanzwiderstand wie folgt zu ermitteln:

$$V_{Rd,c,a} = V_{Rd,1} + V_{Rd,ct,2,1} \quad (7.63)$$

Dabei ist:

$$V_{Rd,1} \quad \text{minimaler Wert aus den Gleichungen (7.39) und (7.40)}$$

$$V_{Rd,ct,2,1} = \frac{V_{Rd,ct,2,1} \cdot u_1}{1,4} \quad (7.64)$$

mit:

$$u_1 \quad \text{nach Gl. (7.42)}$$

$$V_{Rd,ct,2,1} \quad \text{wie } V_{Rd,ct,2,2} \quad \text{nach Gl. (7.59) oder (7.60)}$$

Der Nachweis gegen Durchstanzen ist geführt, wenn folgende Gleichung erfüllt ist:

$$V_{Ed,c,a} \leq V_{Rd,c,a} \quad (7.65)$$

mit:

$$V_{Ed,c,a} \quad \text{nach Gl. (7.37), Kapitel 7.1.7}$$

Für weitere Angaben und Hinweise zu den hier aufgeführten Gleichungen und Nachweisen wird an dieser Stelle auf Kapitel 6.6 in [1] verwiesen.

7.1.8.2 Nachweis von Betongurten mit eingebauten Dübelleisten

Für die Überprüfung des Bemessungsmodells in Kapitel 7.1.11 muss für die Versuche mit eingebauten Dübelleisten eine Modifizierung des Querkraftnachweises vorgenommen werden. Diese Modifizierung ist in erster Linie für die Versuchsnachrechnung gedacht und sollte aufgrund der fehlenden experimentellen Absicherung nicht in der Praxis angewandt werden.

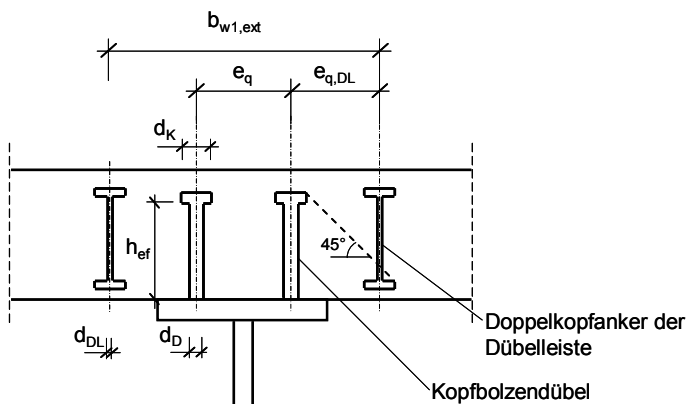


Bild 7–13: Modellvorstellung für die Querkraftweiterleitung durch Dübelleisten

In Bild 7–13 ist die Modellvorstellung für die Querkraftweiterleitung durch die Dübelleisten gezeigt. Es muss überprüft werden, ob die Dübelleiste im Auswirkungsbereich der Zone 1 liegt:

$$e_{q,DL} \leq h_{ef} + \frac{d_K}{2} \quad (7.66)$$

Ist Gleichung (7.66) nicht erfüllt, wird der Nachweis herkömmlich durchgeführt. Ansonsten wird die Zone 1 erweitert:

$$b_{w1,ext} = \sum e_q + \sum e_{q,DL} + 2 \cdot \frac{d_{DL}}{2} \quad (7.67)$$

mit:

$e_{q,DL}$ Abstand der Dübelleiste in Querrichtung zum Kopfbolzendübel oder zur benachbarten Leiste

d_{DL} Schaftdurchmesser des auf der Dübelleiste montierten Doppelkopfkankers

Bei den drei durchgeführten Versuchen liegen die beiden äußerem Dübelleisten nicht in der erweiterten Zone 1. Für die Versuche ergibt sich daraus konkret:

$$b_{w1,ext} = e_q + 2 \cdot e_{q,DL} + d_{DL} \quad (7.68)$$

Bei der Berechnung für die Breite der Zone 2 muss dadurch folgendes beachtet werden:

$$b_{w2,1,ext} = \pi \cdot 1,5 \cdot d + (b_{f,o} - b_{w1,ext}) \quad (7.69)$$

Die beiden erweiterten Werte aus den Gleichungen (7.68) und (7.69) müssen für den Nachweis des Betongurts (Kapitel 7.1.8.1) die Werte der Gleichungen (7.15) und (7.42) ersetzen. Für die Berechnung der Steifigkeiten der Teilquerschnitte (Kapitel 7.1.4) und den Nachweis der Teilquerschnitte (Kapitel 7.1.8.3) sind weiterhin

die Gleichungen (7.15) und (7.42) zur Berechnung der mittragenden Breite maßgebend. Außerdem werden die Doppelkopfstäbe als Bewehrung bei der Ermittlung von $V_{Rd,sy,1}$ angesetzt. Gleichung (7.40) ändert sich wie folgt:

$$V_{Rd,sy,1} = \left(\frac{A_{sw1}}{e_L} \cdot f_{sd} \cdot h_{ef} + \frac{A_{sw1,DL}}{e_{L,DL}} \cdot f_{sd,DL} \cdot h_{DL} \right) \cdot \cot \theta \quad (7.70)$$

Dabei ist:

$$A_{sw1,DL} = n \cdot \pi \cdot \frac{d_{DL}^2}{4} \quad (7.71)$$

und:

- n Anzahl der in Querrichtung angeordneten wirksamen Dübelleisten (Bild 7–13)
- $e_{L,DL}$ Abstand der Doppelkopfkanker in Längsrichtung
- $f_{sd,DL}$ Bemessungswert der Stahlstreckgrenze der Doppelkopfkanker
- h_{DL} Höhe des Doppelkopfkankers

Auch der in Gleichung (7.70) ermittelte Wert muss dann im gesamten Berechnungsablauf verwendet werden.

7.1.8.3 Nachweis der Teilquerschnitte

Wenn die Querkrafttragfähigkeit des Betongurtes nachgewiesen ist, müssen zusätzlich die Teilquerschnitte im Öffnungsbereich plastisch nachgewiesen werden. Hierzu werden die von Zhou [7] erstellten sogenannten Grundfunktionen herangezogen. Aufgrund der umfangreichen Gleichungen wird an dieser Stelle nur darauf verwiesen und in Bild 7–14 eine Beispielkurve gezeigt. Im Rechenbeispiel des Anhangs A-1 wird darauf ausführlicher eingegangen.

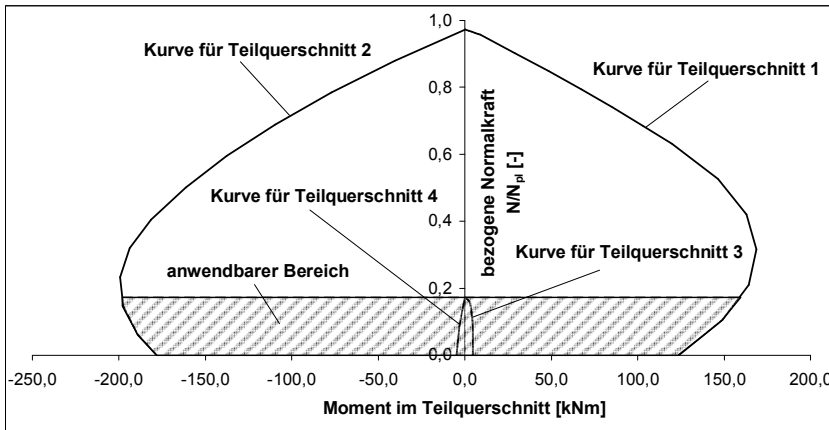


Bild 7–14: Beispiel für eine Interaktionskurve nach den Grundfunktionen von Zhou [7]

Die plastischen Momente und Normalkräfte in der gezeigten Grafik sind mit Berücksichtigung der Querkraft erstellt. Demnach handelt es sich um eine M-N-V-Interaktionskurve. Moment und Normalkraft sind mit reduzierter Stegfläche ermittelt.

Die plastische Querkraft errechnet sich wie folgt:

$$V_{pl,Rd,a,u} = \frac{A_{a,w,u} \cdot f_{yd}}{\sqrt{3}} \quad (7.72)$$

$$V_{pl,Rd,a,o} = \frac{A_{a,w,o} \cdot f_{yd}}{\sqrt{3}} \quad (7.73)$$

mit:

$A_{a,w,o}$, $A_{a,w,u}$ Fläche des oberen bzw. unteren Reststeges

Die Abminderung der Querkraft errechnet sich für die Teilquerschnitte durch die Reduktion des Steges:

$$t'_w = t_w \sqrt{1 - \frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}}} \quad (7.74)$$

Dabei ist:

V_{Ed} nach Gl. (7.27) für den unteren und Gl. (7.35) für den oberen Teilquerschnitt

$V_{pl,Rd}$ nach Gl. (7.72) für den unteren und Gl. (7.73) für den oberen Teilquerschnitt

Mit der reduzierten Stegdicke müssen dann die Grundfunktionen nach Zhou [7] berechnet werden. Die in den vier Teilquerschnitten wirkenden Normalkräfte (Gl. (7.26)) und Momente (Gl. (7.31), (7.32) und (7.33)) gelten als nachgewiesen, wenn alle Werte innerhalb des anwendbaren Bereichs der Grundfunktionskurve liegen. Weitere Hinweise finden sich auch in Kapitel 7.1 und 7.3 von Ramm/Kohlmeyer [1].

Bei der Anwendung dieses Bemessungsmodells werden die Sekundärmomente im Öffnungsbereich über die Verteilung der Steifigkeiten ermittelt (vgl. Kapitel 7.1.7). Diese berechneten Momente können vereinzelt größer als die plastischen Momente aus den Grundfunktionen sein. Der Träger versagt dann nicht zwangsläufig, denn durch eine Umlagerung der Sekundärmomente im Teilträger können weitere Reserven genutzt werden. Bei der Umlagerung bleibt die Querkraft im Teilträger gleich:

$$V'_{Ed,o} = V_{Ed,o} \quad (7.75)$$

$$V'_{Ed,u} = V_{Ed,u} \quad (7.76)$$

Dabei ist:

$V'_{Ed,o}$; $V'_{Ed,u}$ Querkräfte in den Teilträgern zur Bestimmung der reduzierten Momente

Das plastische Sekundärmoment, das überschritten wird, setzt man dem einwirkenden Moment gleich:

$$M'_{Ed,1} = M_{pl,Rd,1} \quad (7.77)$$

Dann wird das entgegen gesetzte Moment im gleichen Teilträger wie folgt berechnet:

$$M'_{Ed,2} = M'_{Ed,1} - V'_{Ed,o} \cdot a_o \quad (7.78)$$

Folgender Nachweis muss dann eingehalten sein:

$$\frac{M'_{Ed,2}}{M_{pl,Rd,2}} \leq 1 \quad (7.79)$$

Die Gleichungen (7.77), (7.78) und (7.79) zeigen nur das Umlagern für das Überschreiten des Momentes im Teilquerschnitt 1. Für den Fall, dass das Moment im Teilquerschnitt 2 überschritten ist, wird entsprechend umgekehrt verfahren. Das Prinzip der Umlagerung gilt ebenso für die unteren Teilquerschnitte. Sind beide plastischen Momente am Ende eines Teilträgers überschritten, so ist bei diesem Bemessungsmodell keine Umlagerung möglich, und der Träger hat rechnerisch versagt.

7.1.8.4 Nachweis der Querkräfte im Stahlträger an den Öffnungsrändern

Nach Ramm/Kohlmeyer [1] erhöht sich die Querkraft lokal an den Öffnungsrändern im Stahlträger. Für den rechten Öffnungsrand (ÖR1) muss die nachfolgende zusätzliche Querkraft berücksichtigt werden:

$$V_{Ed,a,1u} = V_{Ed,c,o} \cdot 0,15 \cdot \left(\frac{a_o - h_{a,o}}{h_c + h_{a,o}} \right) \quad V_{Ed,a,1u} \geq 0 \quad (7.80)$$

Dabei ist:

$V_{Ed,c,o}$ Querkraft im Betongurt nach Gleichung (7.34)

$h_{a,o}$ Höhe des oberen Stahlträgerrests

Die Gesamtquerkraft ist dann wie folgt nachzuweisen:

$$V_{Ed,a,1} = V_{Ed,1} + V_{Ed,a,1u} \leq V_{pl,Rd} \quad (7.81)$$

mit:

$V_{Ed,1}$ Einwirkende globale Querkraft am ÖR1
 $V_{pl,Rd}$ Bemessungsquerkraft nach Gleichung (7.16)

Um den Stahlträger am linken Öffnungsrand (ÖR2) nachzuweisen, wird zuerst die Summe der Dübelzugkräfte benötigt. Nach [1] gilt:

$$S_e = V_{Ed,c,o} \cdot \left(1 + 0,05 \cdot \frac{a_o}{h_c} \right) \quad (7.82)$$

Danach kann die Gesamtquerkraft am ÖR2 ermittelt werden:

$$V_{Ed,a,2} = V_{Ed,2} + S_e - V_{Ed,c,o} (+Q_{Ed,e}) \quad (7.83)$$

Dabei ist:

- $V_{Ed,2}$ Einwirkende globale Querkraft am ÖR2
 $Q_{Ed,a}$ Bemessungswert der auf den Betongurt wirkenden äußeren Lasten zwischen Öffnungsmitte und ÖR1

Die Gesamtquerkraft im Stahlträger ist folgendermaßen zu überprüfen:

$$V_{Ed,a,2} \leq V_{pl,Rd} \quad (7.84)$$

7.1.9 Weitere Nachweise am Verbundträger

Nachdem die lokalen und globalen aufnehmbaren Schnittgrößen berechnet und eingehalten sind, müssen selbstverständlich auch Detailnachweise am Träger geführt werden. Dazu gehören der Nachweis der Kopfbolzendübel und der Anschluss der seitlichen Betongurte. Da in der vorliegenden Arbeit nur auf die Schnittgrößen eingegangen werden soll und für die weiteren Nachweise keine Modifizierungen notwendig sind, wird für den Nachweis der Kopfbolzen im Öffnungsbereich auf [1] verwiesen. Der Anschluss der seitlichen Betongurte und die Verdübelung im Restträger sind in [20] erklärt. Außerdem muss für den ungeschwächten Bereich des Gesamtträgers die Norm DIN 18800-5 [16] beachtet werden.

7.1.10 Schema des Nachweismodells E-P (Flussdiagramm)

Das gesamte in Kapitel 7.1 gezeigte Bemessungskonzept ist als schematischer Ablauf in Bild 7–15 zusammengefasst.

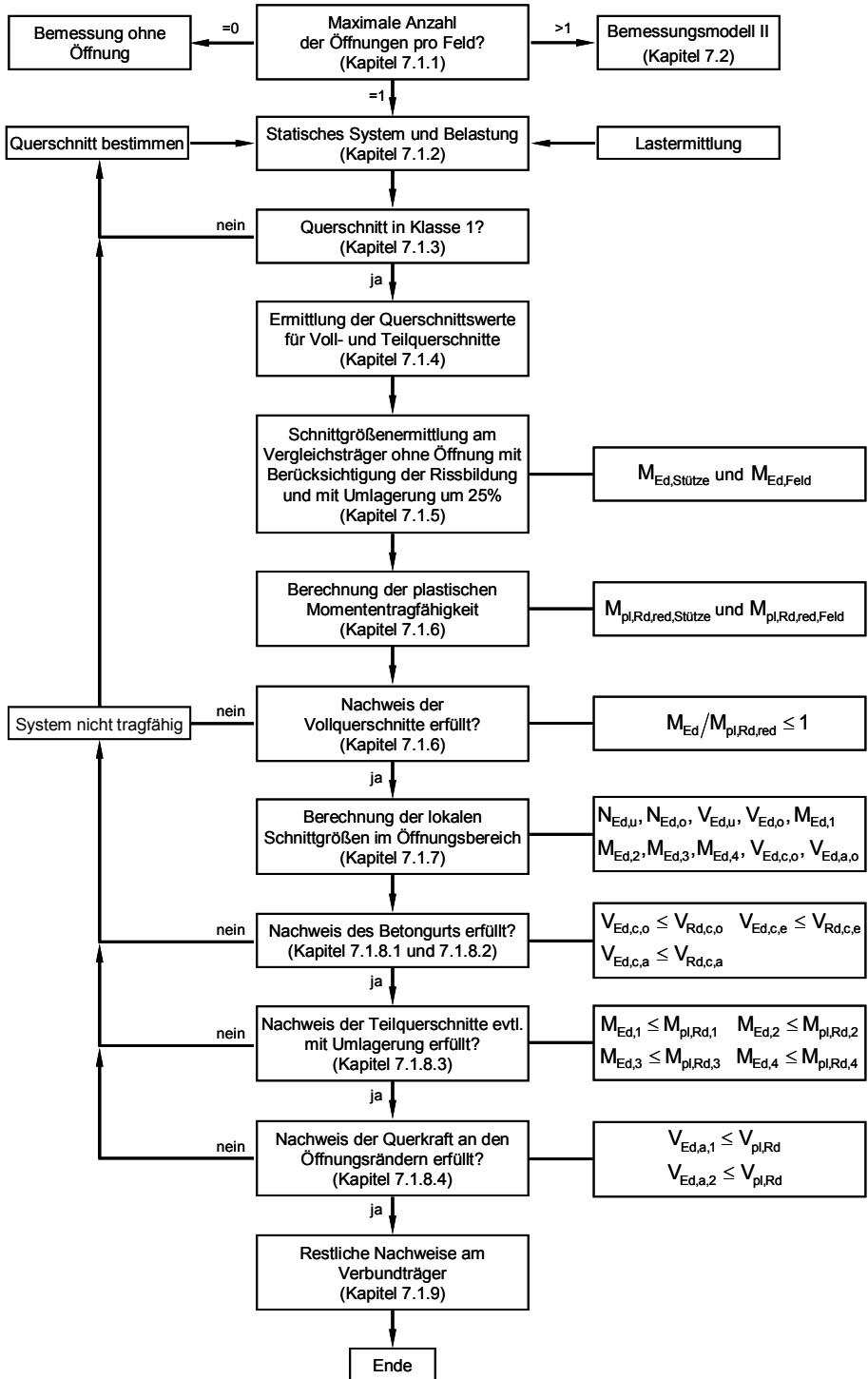


Bild 7–15: Schema des Nachweismodells Elastisch - Plastisch (E-P)

7.1.11 Überprüfung des Bemessungsmodells anhand der durchgeführten Versuche

In Tabelle 7–1 ist der Vergleich der Ergebnisse aus der Berechnung des elastisch-plastischen Bemessungsmodells mit den Versuchsergebnissen abgebildet. Der Versuch V4-S400 ist darin nicht enthalten. Wie schon in Kapitel 4 erwähnt, konnte dieser Versuch nicht zum Bruch gefahren werden.

In Tabelle 7–1 sind nur die wesentlichen Werte aufgeführt. Eine ausführliche Nachrechnung des Versuchs V2-G400 ist in Anhang A-1 gezeigt. Die Werte der Tabelle weichen im Nachkommabereich von denen des Beispiels im Anhang etwas ab. Dies liegt daran, dass die Ergebnisse in der Tabelle ausschließlich mit Hilfe des Tabellenkalkulationsprogramms Excel durchgeführt wurden und dieses Programm mit den genauen Werten weiterrechnet. Das Rechenbeispiel hingegen ist als Handrechnung ausgeführt und durch die Rundungen der Zwischenergebnisse entstehen die Abweichungen.

In der Tabelle sind für die Nachrechnungen die Tragreserven als positiver Wert angegeben. Diese Tragreserven beziehen sich auf die jeweils maßgebenden Nachweise und zeigen, wie viel des realen Tragvermögens mit Hilfe des Bemessungsmodells nicht genutzt werden kann. Ein Überschreiten der rechnerischen Tragreserven ist in der Tabelle durch einen negativen Wert zu erkennen. Dann liegen die Berechnungswerte über denen des Versuchs. Die Berechnungen zeigen zufriedenstellende geringe Abweichungen. Die Querschnittsreserven werden zwar größtenteils nicht ausgenutzt, jedoch ist die Abweichung für dieses Bemessungsmodell ausreichend.

Aufgrund der geringen Anzahl der durchgeführten Versuche ist eine sicherheitstheoretische Absicherung des Bemessungsmodells nicht gegeben. Durch weitere experimentelle Untersuchungen könnte dieses Nachweiskonzept für eine Anwendung in der Ingenieurpraxis statistisch abgesichert werden.

Bemessungsmodelle für durchlaufende Verbundträger mit Stegöffnungen

	V1-T350	V2-G400	V3-DL400	V5-DL400N	V6-DL400P
Traglast im Versuch	769,4 kN	625,5 kN	904,9 kN	901,9 kN	826,0 kN
Schnittgrößen am ungeschwächten Vergleichsträger (umgelagert)					
$M_{Ed,Field}$ [kNm]	527,5	486,9	708,0	705,6	645,8
$M_{Ed,Stütze}$ [kNm]	-291,5	-277,2	-393,9	-392,6	-360,5
$V_{Ed,m}$ [kN]	-468,0	-382,1	-550,9	-549,1	-503,1
plastische Querkraft					
$V_{pl,Rd}$ [kN]	748,5	684,1	622,1	633,7	535,0
reduzierte plastische Momente					
$M_{pl,Rd,red,Field}$ [kNm]	890,5	839,1	594,7	671,7	658,5
$M_{pl,Rd,red,Stütze}$ [kNm]	-612,9	-585,6	-450,9	-517,1	-480,0
Nachweise erfüllt?	alle NW erfüllt	alle NW erfüllt	Versagen	Versagen	alle NW erfüllt
Tragreserven [%]	-40,8	-42,0	19,0	5,0	-1,9
Schnittgrößen im Öffnungsbereich					
$N_{Ed,u}=-N_{Ed,o}$ [kN]	170,5	154,6	225,7	-449,0	671,8
$V_{Ed,u}$ [kN]	7,5	6,7	8,3	8,2	7,6
$V_{Ed,o}$ [kN]	460,4	375,4	542,7	540,8	495,5
$M_{Ed,1}$ [kNm]	197,7	159,1	233,6	217,5	244,7
$M_{Ed,2}$ [kNm]	-32,6	-28,6	-37,7	-52,9	-3,1
$M_{Ed,3}=-M_{Ed,4}$ [kNm]	1,9	1,7	2,1	2,1	1,9
$V_{Ed,c,o}=V_{Ed,c,e}=V_{Ed,c,a}$ [kN]	451,0	366,9	532,5	530,7	486,0
$V_{Ed,b,o}$ [kN]	9,5	8,5	10,2	10,1	9,5
Querkraftnachweis über der Öffnung					
$V_{Rd,c,o}$ [kN]	335,5	303,1	675,9	555,6	665,1
$V_{Rd,c,e}$ [kN]	331,3	299,9	669,1	514,7	642,6
$V_{Rd,c,a}$ [kN]	404,5	369,8	675,6	517,8	649,3
Nachweise erfüllt?	Versagen	Versagen	alle NW erfüllt	Versagen	alle NW erfüllt
Tragreserven [%]	36,1	22,3	-20,4	3,1	-24,4
Nachweis der Teilquerschnitte mit Hilfe der Grundfunktionen					
$N_{Rd,u}$ [kN]	1042,0	974,7	874,7	995,0	995,5
$M_{Rd,1}$ [kNm]	151,3	140,6	134,0	147,4	174,6
$M_{Rd,2}$ [kNm]	-135,0	-127,5	-147,9	-151,6	-156,7
$M_{Rd,3}$ [kNm]	9,6	9,6	8,6	10,4	10,5
$M_{Rd,4}$ [kNm]	-8,0	-8,1	-6,4	-5,9	-3,0
η [-]	0,03	0,03	0,04	0,13	0,15
Nachweise erfüllt?	umlagern	umlagern	umlagern	umlagern	umlagern
Tragreserven [%]	30,7	13,2	74,4	47,6	40,1
Umlagerung der Sekundärmomente					
$M_{Ed,1,um}$ [kNm]	151,3	140,6	134,0	147,4	174,6
$M_{Ed,2,um}$ [kNm]	-78,9	-47,1	-137,3	-123,0	-73,1
Nachweise erfüllt?	alle NW erfüllt	alle NW erfüllt	alle NW erfüllt	alle NW erfüllt	alle NW erfüllt
Welches Versagen wurde					
- durch Berechnung ermittelt?	Querkraft über Öffnung zu groß	Querkraft über Öffnung zu groß	plastisches Feldmoment überschritten	plastisches Feldmoment überschritten	plastisches Feldmoment (fast) überschritten
- im Versuch festgestellt?	Querkrafttragfähigkeit	Querkrafttragfähigkeit	Fließgelenkkette	Fließgelenkkette	Fließgelenkkette

Tabelle 7–1: Vergleich Bemessungsmodell I und Versuchsergebnisse (ohne V4-S400)

Für die Berechnung der einzelnen Versuche sind folgende ergänzende Hinweise zu beachten:

- Die Systeme V1-T350 und V2-G400 versagen rechnerisch wie auch im Versuch durch das Erreichen der Querkrafttragfähigkeit im Betongurt über der Öffnung.
- Die Berechnung von V3-DL400, V5-DL400N und V6-DL400P ergibt jeweils, dass das plastische Moment im Feld erreicht wird. In den entsprechenden Versuchen wird die Tragfähigkeit durch eine Fließgelenkkette mit globalem Querkraftfließgelenk im Öffnungsbereich und Momentenfließgelenk in Feldmitte begrenzt. Der elastisch-plastische Nachweis entspricht somit den Versuchsergebnissen.

- Die bei V5-DL400N über der Mittelstütze eingelegte Zulagenbewehrung wird aufgrund der stütznahen Lage der Öffnung teilweise über den Öffnungsbereich geführt. Bei der Nachrechnung ist für sämtliche Nachweise im Teilquerschnitt 2 (am ÖR1, zur Stütze hin) die volle Bewehrung angesetzt. Über den ÖR2 wird die Zulagenbewehrung nur teilweise geführt oder nicht ausreichend verankert. Deswegen wird im Teilquerschnitt 1 die Zulagenbewehrung vernachlässigt.
- Die Tragreserven eines Systems aus der Nachrechnung sind in der Tabelle durch einen positiven Wert markiert. Ein Überschreiten der vorhandenen Reserven ist durch einen negativen Wert gekennzeichnet.
- Bei V6-DL400P werden alle Reserven aufgebraucht. Die 1,9 % Abweichung auf die unsichere Seite kann vernachlässigt werden.
- Die Bemessungsquerkräfte für V3-DL400, V5-DL400N und V6-DL400P sind mit dem in Kapitel 7.1.8.2 vorgestellten erweiterten Verfahren ermittelt. Diese Berechnungsmethode ist nur für die Nachrechnung der drei Versuche mit Dübelleisten erstellt worden und sollte nicht angewandt werden. Es gibt noch keine ausreichenden Untersuchungen von Trägern mit verstärktem Betongurt im Öffnungsbereich, womit das Tragverhalten genau beschrieben werden kann.
- Für die Berechnung der beiden Versuche V5-DL400N und V6-DL400P ist die Lage der Öffnung nahe einer Lasteinleitung wie in Kapiteln 7.1.4 und 7.1.6 beschrieben berücksichtigt.
- Bei allen Nachrechnungen wird das plastische Sekundärmoment im Teilquerschnitt 1 überschritten. Durch die Fließgelenkbildung an dieser Stelle ist eine Umlagerung zum Teilquerschnitt 2 möglich, so dass die Reserven nicht erschöpft sind.

7.2 Bemessungsmodell II für das Nachweisverfahren Plastisch – Plastisch (P-P)

7.2.1 Allgemeines und Bemessungsprinzip

Die zweite in dieser Arbeit vorgestellte Berechnungsmethode zeigt, wie die große Stegöffnung im durchlaufenden Verbundträger bei dem plastisch-plastischen Nachweis behandelt werden sollte. Auch bei diesem Verfahren gewährleisten die berechneten Ergebnisse ausreichende Tragsicherheit. Es werden nicht nur die Querschnitte sondern auch die Systemreserven ausgenutzt.

Im Gegensatz zur elastisch-plastischen Berechnung wird bei der Fließgelenkmethode (P-P) die Größe der aufnehmbaren Last ermittelt. Um die Traglast zu ermitteln, werden mögliche Fließgelenkketten herausgestellt und untersucht.

Im Folgenden werden neben der ausführlich gezeigten Berücksichtigung der Stegöffnung noch einmal die Grundlagen der Fließgelenkmethode zusammengefasst. In Anhang A-2 ist ein Rechenbeispiel zu diesem Bemessungsmodell behandelt.

7.2.2 Beginn des Rechenvorgangs

Die allgemeinen Voraussetzungen, die für das Nachweisverfahren P-P erfüllt sein müssen, sind in DIN 18800-5 [16] vorgegeben. Für die hier behandelten durchlaufenden Verbundträger mit großen Stegöffnungen sind dabei vor allem folgende Punkte zu beachten:

- Im Bereich von Fließgelenken müssen alle Querschnitte der Klasse 1 entsprechen.
- Zwei benachbarte Stützweiten bezogen auf die kleinere Stützweite dürfen sich in ihrer Länge um nicht mehr als 50% unterscheiden.
- Die Stützweite des Endfeldes darf nicht größer als 115% der Stützweite des Nachbarfeldes sein.
- Für Baustahl müssen die Werkstoffanforderungen nach DIN 18800-1 [15] erfüllt sein.

Sind die genannten Punkte erfüllt, muss zu Beginn der Berechnung wie beim ersten Bemessungsmodell das statische System und die Querschnitte des Trägers festgelegt werden (vgl. Kapitel 7.1.2). Außerdem können die einwirkenden Lasten konventionell nach DIN 1055 [14] ermittelt werden. Allerdings kann bei diesem Nachweisverfahren die Lastermittlung auch zu einem späteren Zeitpunkt des Rechenablaufs erfolgen.

Beim Erstellen des statischen Systems ist die genaue Lage der Öffnung zu ermitteln. Nach Gleichung (7.25) aus Kapitel 7.1.7 kann der Abstand m vom linken Öffnungsrand ($\ddot{O}R_2$) mit Hilfe der Steifigkeiten berechnet werden.

Das Bemessungsmodell II darf wie das elastisch-plastische Nachweisverfahren für Durchlaufträger mit einer Öffnung pro Feld angewendet werden. Bei Trägern mit mehr als einer Öffnung je Feld muss der Mindestabstand zwischen zwei Öffnungen mindestens der größeren Öffnungslänge entsprechen (vgl. Bild 7–16).

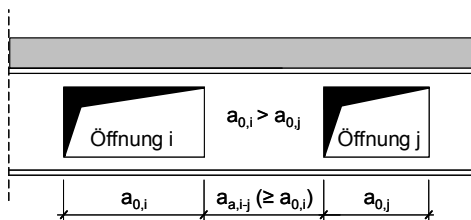


Bild 7–16: Mindestabstand zwischen zwei Öffnungen

Wie bei dem ersten Nachweismodell muss ebenfalls überprüft werden, ob der Träger in die Querschnittsklasse 1 fällt (vgl. Kapitel 7.1.3). Aus den in Kapitel 7.1.3 genannten Gründen sollten auch hier nur gewalzte Träger dieser Klasse verwendet werden.

Als nächsten Schritt müssen wie in Kapitel 7.1.4 beschrieben die Querschnittswerte des Trägers berechnet werden.

7.2.3 Lokale Berechnung der Öffnung

Das Fließgelenkverfahren ergibt bei durchlaufenden Verbundträgern ohne Öffnung eine Fließgelenkkette mit Momentengelenken über der Stütze und im Feld. Die durchgeführten Untersuchungen haben gezeigt, dass bei Trägern mit Stegöffnung im Regelfall diese Kette nicht zu erwarten ist. Um die Öffnung als globales Gelenk in das System mit einbeziehen zu können, muss zuerst eine lokale Untersuchung durchgeführt werden. Wie schon in Kapitel 2.1 gezeigt, kann die Öffnung schematisch als Rahmen in das statische System nach Bild 7–17 überführt werden.

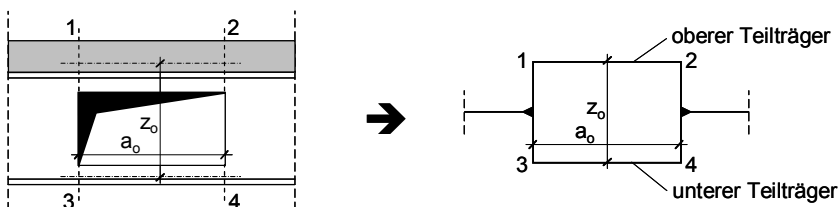


Bild 7–17: Schematische Darstellung der Öffnung im statischen System

Durch die Ergebnisse der lokalen Berechnung kann jede Öffnung im Durchlaufträger global in mögliche Fließgelenkketten des Gesamtsystems eingebettet werden. Dazu werden drei verschiedene lokale Gelenkmodelle entwickelt, die das globale Verhalten der Öffnung beschreiben. Jede Öffnung kann in der Fließgelenkkette als eine der drei Modellvorstellungen fungieren. Es wird unterschieden in:

- Reines Querkraftfließgelenk (I)

- Reines Momentenfließgelenk (II)
- Kombiniertes Versagen im Öffnungsbereich (III)

Reines Querkraftfließgelenk (I)

Das reine Querkraftfließgelenk entsteht, wenn sich nacheinander in allen vier Rahmenecken lokale Momentenfließgelenke (○) bilden. In Bild 7–18 ist die Modellvorstellung des Gelenks (I) gezeigt.

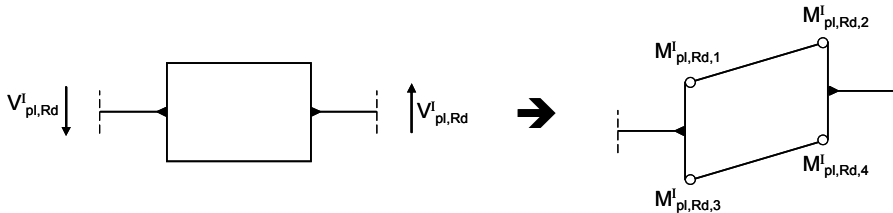


Bild 7–18: Modellvorstellung des reinen Querkraftfließgelenks (I)

Für die Fließgelenkmethode muss aus den vier plastischen Momententragfähigkeiten die globale Querkrafttragfähigkeit des Öffnungsbereichs bestimmt werden. Die Ermittlung der Momententragfähigkeiten in den Teilquerschnitten erfolgt wie in Kapitel 7.1.8.3 erwähnt durch die Grundfunktionen nach Zhou [7]. Die genaue Berechnung müsste aufgrund der komplexen Zusammenhänge iterativ erfolgen. Um dies zu erleichtern, wird die Annahme getroffen, dass kein Moment im Öffnungsbereich wirkt. Diese Vereinfachung kann getroffen werden, da ein mögliches Moment im Öffnungsbereich entweder keinen Einfluss hat oder durch eine der beiden anderen lokalen Öffnungsberechnungen ((II) oder (III)) erfasst wird. Somit wirkt rechnerisch keine Normalkraft im Ober- und Untergurt. Wenn sich das reine Querkraftfließgelenk (I) im System einstellt, kann außerdem angenommen werden, dass die einwirkende Querkraft den Reststeg vollständig ausnutzt. Allerdings würde die Vernachlässigung des Steges bei der Berechnung der aufnehmbaren Sekundärmomente den Einfluss der Öffnungshöhe nicht berücksichtigen. Vergleichsrechnungen (vgl. Kapitel 7.2.7) haben gezeigt, dass eine Reduktion der Stegdicke mit dem Faktor $\sqrt{0,02}$ (Gleichungen (7.85) bis (7.88)) gute Abschätzungen liefert. Der Faktor ergibt sich unter der Annahme, dass die Querkraft im Steg 98% der plastischen Querkraft entspricht. Die Lage der Nulllinie wird für die oberen Teilquerschnitte als im Betongurt liegend, für die beiden unteren Eckquerschnitte als im Flansch liegend angenommen. Durch die rechnerische Reduktion des Steges wird sich keine andere Lage der Nulllinie einstellen.

Mit den getroffenen Annahmen lassen sich mit den Grundfunktionen die plastischen Sekundärmomente berechnen. Für die Rahmenecke 1 (Teilquerschnitt 1) ergibt sich das plastische Moment wie folgt:

$$M_{pl,Rd,1}^I = M_{11} = -\frac{1}{2} \cdot b_1 \cdot f_{cd} \cdot y_{12}^2 + \frac{1}{2} \cdot b_1 \cdot f_{cd} \cdot z_s^2 + b_{f,o} \cdot t_{f,o} \cdot f_{yd} \cdot \left(\frac{t_{f,o}}{2} + \bar{y}_c \right) + \sqrt{0,02} \cdot t_w \cdot h_{w,o} \cdot f_{yd} \cdot \left(\frac{h_{w,o}}{2} + t_{f,o} + \bar{y}_c \right) \quad (7.85)$$

Teilquerschnitt 2:

$$M_{pl,Rd,2}^I = M_{22} = \frac{1}{2} \cdot b_1 \cdot f_{cd} \cdot (y_{24})^2 - b_1 \cdot f_{cd} \cdot \frac{z_s^2 + y_c^2 - (z_s - y_{23})^2}{2} - b_{f,o} \cdot f_{yd} \cdot \frac{(\bar{y}_c + t_{f,o})^2 - \bar{y}_c^2}{2} - \sqrt{0,02} \cdot t_w \cdot h_{w,o} \cdot f_{yd} \cdot \left(\frac{h_{w,o}}{2} + t_{f,o} + \bar{y}_c \right) \quad (7.86)$$

Teilquerschnitt 3:

$$M_{pl,Rd,3}^I = M_{31} = -b_{f,u} \cdot f_{yd} \cdot (y_{32})^2 + b_{f,u} \cdot f_{yd} \cdot \frac{y_c^2 + y_{sc}^2}{2} + \sqrt{0,02} \cdot t_w \cdot f_{yd} \cdot \frac{(h_{w,u} - y_c)^2 - y_c^2}{2} \quad (7.87)$$

Teilquerschnitt 4:

$$M_{pl,Rd,4}^I = M_{41} = b_{f,u} \cdot f_{yd} \cdot (y_{42})^2 - b_{f,u} \cdot f_{yd} \cdot \frac{y_c^2 + y_{sc}^2}{2} + \sqrt{0,02} \cdot t_w \cdot f_{yd} \cdot \frac{(h_{w,u} - y_c)^2 - y_c^2}{2} \quad (7.88)$$

Die Definitionen der verwendeten Formelzeichen sind in Bild 7–19 abgebildet. Für eine weitere Erläuterung wird aufgrund der umfangreichen Gleichungen an dieser Stelle auf [7] und das Rechenbeispiel in Anhang A-2 verwiesen.

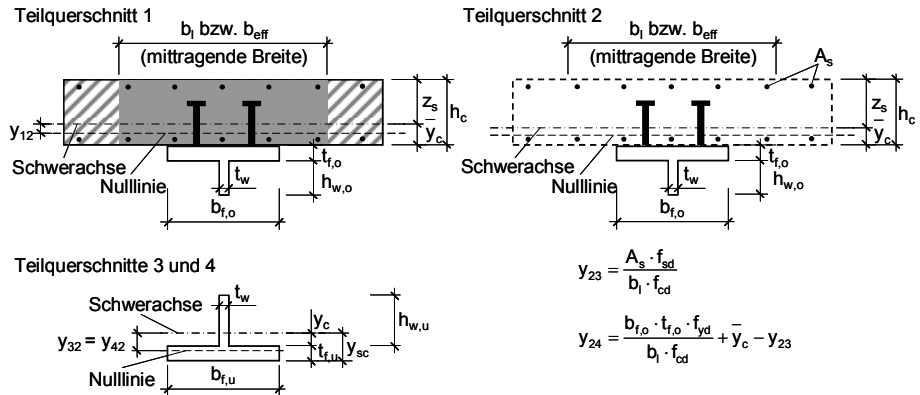


Bild 7–19: Angaben zur Berechnung der plastischen Momententragfähigkeit der Teilquerschnitte

Durch die Ermittlung der plastischen Sekundärmomente kann die plastische Querkrafttragfähigkeit des Fließgelenks folgendermaßen berechnet werden:

Obere Teilquerkraft:

$$V_{pl,Rd,0}^I = \frac{|M_{pl,Rd,1}^I| + |M_{pl,Rd,2}^I|}{a_0} \quad (7.89)$$

mit:

a_0 Öffnungslänge

Untere Teilquerkraft:

$$V_{pl,Rd,u}^I = \frac{|M_{pl,Rd,3}^I| + |M_{pl,Rd,4}^I|}{a_0} \quad (7.90)$$

Globale plastische Querkräfttragfähigkeit:

$$V_{pl,Rd}^I = V_{pl,Rd,o}^I + V_{pl,Rd,u}^I \quad (7.91)$$

Reines Momentenfließgelenk (II)

Lokal betrachtet besteht das reine Momentenfließgelenk aus zwei Normalkraftfließgelenken ($\overline{\text{E}}$), die sich im Ober- und im Untergurt ausbilden. Die Modellvorstellung dieses Gelenks ist in Bild 7–20 gezeigt.

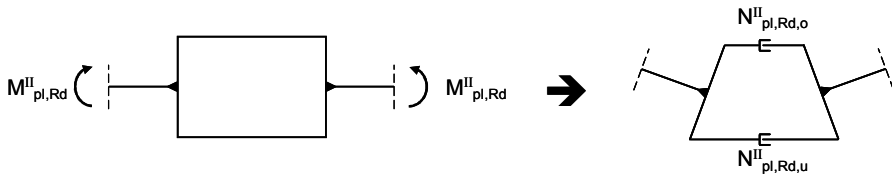


Bild 7–20: Modellvorstellung des globalen reinen Momentenfließgelenks (II) im Öffnungsbereich

Auch bei diesem Modell wirken im realen Fall lokale Momente, Querkräfte und Normalkräfte. Die Berechnung dieser Interaktion wäre sehr komplex und könnte nur iterativ gelöst werden. Da die Querkraft bei dem reinen Momentenfließgelenk keinen Einfluss hat oder durch eine der beiden anderen lokalen Öffnungsberechnungen ((I) oder (III)) erfasst wird, kann diese hier vernachlässigt werden. Die Ermittlung der plastischen globalen Momenten­tragfähigkeit erfolgt deswegen unter der Annahme, dass keine Sekundärmomente in den Gurten wirken. Rechnerisch wirken dann in den Gurten außer den Normalkräften keine weiteren Schnittgrößen. Die plastischen Normalkräfte werden wie folgt berechnet:

$$N_{pl,Rd,o}^{II} = A_{a,o} \cdot f_{yd} + A_{c,eff} \cdot f_{cd} \quad (7.92)$$

mit:

$A_{a,o}$ Fläche des oberen Stahlquerschnitts

$A_{c,eff}$ Fläche des Betongurts

$$N_{pl,Rd,u}^{II} = A_{a,u} \cdot f_{yd} \quad (7.93)$$

mit:

$A_{a,u}$ Fläche des unteren Stahlquerschnitts

Da die Normalkräfte gleich groß sein müssen, ist der betragsmäßig kleinere Wert – im Regelfall die plastische Normalkraft des unteren Teilquerschnitts – maßgebend. Durch die Querschnittswerte der Teilquerschnitte (vgl. Kapitel 7.2.2 und 7.1.4) ist der innere Hebelarm z_0 bekannt. Somit kann dann das globale plastische Moment für den Öffnungsbereich berechnet werden:

$$M_{pl,Rd}^{II} = N_{pl,Rd}^{II} \cdot z_0 \quad (7.94)$$

Kombiniertes Versagen im Öffnungsbereich (III)

Bei der dritten Modellvariante handelt es sich nicht um ein Fließgelenk sondern um eine Art Ausschlusskriterium bei der Berechnung. Wenn dieses Versagen maßgebend wird, so begrenzt keine kinematische Fließgelenkkette die Traglast des Systems. Die Tragfähigkeit wird wie in den experimentellen Untersuchungen (Kapitel 4.6) gezeigt durch einen Schubbruch des Betongurts begrenzt. Für die plastisch-plastische Berechnung kann die in Bild 7–21 dargestellte Modellvorstellung angewendet werden.

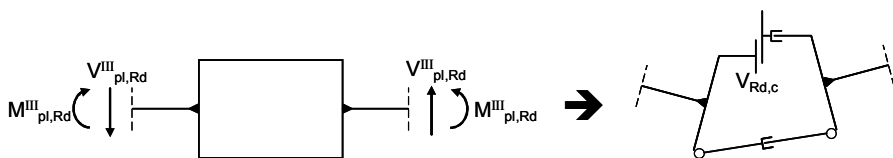


Bild 7–21: Modellvorstellung des kombinierten Versagens (III) im Öffnungsbereich

Das gezeigte Schema ist durch den Schubbruch begründet. Dieses plötzliche Versagen des Betongurts führt dazu, dass im oberen Teilträger keine Querkraft mehr übertragen werden kann. In Bild 7–21 ist dies mit einem Querkraftgelenk (\updownarrow) dargestellt. Der klaffende Riss führt außerdem dazu, dass im oberen Teilquerschnitt keine lokale Normalkraft mehr übertragen werden kann. Demnach ist es nicht mehr möglich, dass ein globales Moment im Bereich der Öffnung wirkt. Aufgrund dessen wird für das Rechenmodell angenommen, dass die plastische Normalkraft im oberen und unteren Stahlträgerrest überschritten wird. In der schematischen Darstellung in Bild 7–21 ist dies mit zwei Normalkraftgelenken in den beiden Restquerschnitten gekennzeichnet.

Durch die plötzlich fehlende Übertragung der Querkraft im oberen Restträger müsste die gesamte Querkraft durch den im Regelfall kleineren unteren Teilträger übertragen werden. Das gesamte Versagen der Öffnung wird somit im unteren Restquerschnitt durch zwei lokale Momentenfließgelenke komplettiert.

Die Modellvorstellung für das kombinierte Versagen wird durch die Querkrafttragfähigkeit des Betongurts über der Öffnung und die globale Momentenragfähigkeit des Stahlträgers festgelegt. Zuerst muss die Querkrafttragfähigkeit des Betongurts nach Ramm/Kohlmeyer [1] wie in Kapitel 7.1.8.1 gezeigt ermittelt werden:

$$V_{Rd,c,o} = V_{Rd,1} + V_{Rd,ct,2} \quad (7.95)$$

Für die Querkrafttragfähigkeit $V_{Rd,1}$ des Betongurts in der Zone 1 (vgl. [1] Kapitel 6.6) gilt der niedrigste Wert aus den beiden folgenden Gleichungen:

$$V_{Rd,max,1} = \frac{b_{w1} \cdot h_{ef} \cdot 0,75 \cdot f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta} \quad (7.96)$$

$$V_{Rd,sy,1} = \frac{A_{sw1}}{e_L} \cdot f_{sd} \cdot h_{ef} \cdot \cot \theta \quad (7.97)$$

Die bei den experimentellen Untersuchungen verwendeten Dübelleisten können auch hier berücksichtigt werden. Dazu sind die modifizierten Gleichungen aus Kapitel 7.1.8.1 anzuwenden. Gleichung (7.97) ergibt sich entsprechend geändert zu:

$$V_{Rd,sy,1} = \left(\frac{A_{sw1}}{e_L} \cdot f_{sd} \cdot h_{ef} + \frac{A_{sw1,DL}}{e_{L,DL}} \cdot f_{sd,DL} \cdot h_{DL} \right) \cdot \cot \theta \quad (7.98)$$

Die Querkrafttragfähigkeit $V_{Rd,ct,2}$ des Betongurts in der Zone 2 (vgl. [1] Kapitel 6.6) wird wie folgt berechnet:

$$V_{Rd,ct,2} = \left[0,1 \cdot \kappa \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} - 0,12 \cdot \sigma_{cd} \right] \cdot b_{w2} \cdot d \quad (7.99)$$

Die für die Ermittlung von $V_{Rd,max,1}$, $V_{Rd,sy,1}$ und $V_{Rd,ct,2}$ benötigten Werte sind in Kapitel 7.1.8.1 erläutert. Dabei ist zu berücksichtigen, dass die benötigte Normalspannung nicht genau ermittelt werden kann. Ein iterativer und umfangreicher Rechenprozess ist dazu nötig. Deswegen wird σ_{cd} null gesetzt.

Bei der Ermittlung der Druckstrebenneigung θ wird die einwirkende Querkraft $V_{Ed,c,o}$ benötigt. Da diese nicht bekannt ist, bei voller Ausnutzung aber gleich dem Querkraftwiderstand $V_{Rd,c,o}$ sein muss, ist die Berechnung iterativ durchzuführen. Am Ende der Iteration muss gelten:

$$V_{Rd,c,o} = V_{Ed,c,o} \quad (7.100)$$

Das Ausreißen der Kopfbolzendübel (vgl. Kapitel 7.1.8.1) ergibt sich zu:

$$V_{Rd,c,e} = V_{Rd,1} + V_{Rd,ct,2,2} \quad (7.101)$$

Dabei ist:

$V_{Rd,1}$ minimaler Wert aus den Gleichungen (7.96) und (7.97)

$$V_{Rd,ct,2,2} = \frac{V_{Rd,ct,2,2} \cdot U_2}{1,4} \quad (7.102)$$

Der Durchstanzwiderstand (vgl. Kapitel 7.1.8.1) ist wie folgt zu ermitteln:

$$V_{Rd,c,a} = V_{Rd,1} + V_{Rd,ct,2,1} \quad (7.103)$$

Dabei ist:

$V_{Rd,1}$ minimaler Wert aus den Gleichungen (7.96) und (7.97)

$$V_{Rd,ct,2,1} = \frac{V_{Rd,ct,2,1} \cdot u_1}{1,4} \quad (7.104)$$

Aus den drei ermittelten Widerständen ist der niedrigste Wert maßgebend:

$$V_{Rd,c,o} = \min \begin{cases} V_{Rd,c,o} \\ V_{Rd,c,e} \\ V_{Rd,c,a} \end{cases} \quad (7.105)$$

Wenn die Tragfähigkeit des Betongurts bekannt ist, kann mit Hilfe der Steifigkeiten der Querkraftanteil im oberen Teilträger berechnet werden:

$$V_{Rd,o} = V_{Rd,c,o} \cdot \frac{EI_{c,o} + EI_{a,o}}{EI_{c,o}} \quad (7.106)$$

Die globale plastische Querkrafttragfähigkeit für das kombinierte Versagen (III) im Öffnungsbereich ergibt sich somit zu:

$$V_{pl,Rd}^{III} = V_{Rd,o} \cdot \frac{EI_o + EI_u}{EI_o} \quad (7.107)$$

Für die Berechnung nach der Fließgelenkmethode wird die Momententragfähigkeit des Stahlträgers im Öffnungsbereich benötigt. Diese wird ähnlich wie beim reinen Momentenfließgelenk (II) berechnet. Jedoch wird hier angenommen, dass neben dem restlichen Stegquerschnitt auch der Betongurt vollständig durch die Querkraft beansprucht ist. Demnach ist die plastische Normalkraft folgendermaßen zu ermitteln:

$$N_{pl,Rd}^{III} = \min \begin{cases} N_{pl,Rd,o}^{III} = A_{a,f,o} \cdot f_{yd} \\ N_{pl,Rd,u}^{III} = A_{a,f,u} \cdot f_{yd} \end{cases} \quad (7.108)$$

Die plastische Momententragfähigkeit für den Stahlträger wird dann wie folgt berechnet:

$$M_{pl,Rd}^{III} = N_{pl,Rd}^{III} \cdot z_{0,a} \quad (7.109)$$

Dabei ist:

$z_{0,a}$ innerer Hebelarm zwischen oberem und unterem restlichen Stahlquerschnitt

7.2.4 Mögliche Fließgelenkketten und Kombinationen von Fließgelenkketten

Für die Berechnung müssen alle erdenklichen Fließgelenkketten zusammengestellt werden. Dazu ist es notwendig, die möglichen Fließgelenke und deren Lage zu kennen. Folgende Fließgelenke oder Versagensarten sind in einem durchlaufenden Verbundträger mit Stegöffnung möglich:

- Momentenfließgelenk im Feld
- Momentenfließgelenk über der Stütze
- Reines Querkraftfließgelenk im Öffnungsbereich (I)

- Reines Momentenfließgelenk im Öffnungsbereich (II)
- Kombiniertes Versagen im Öffnungsbereich (III)

Für die Momentenfließgelenke im Feld und über der Stütze müssen die plastischen Momententragfähigkeiten wie in Kapitel 7.1.6 gezeigt an den entsprechenden Stellen ermittelt werden. Die plastische Tragfähigkeit der möglichen Fließgelenke im Bereich der Öffnung wird nach Kapitel 7.2.3 berechnet.

Wenn die Fließgelenke bekannt sind, müssen die möglichen unabhängigen Fließgelenkketten ermittelt werden. In Bild 7–22 sind die möglichen Grundketten für einen Zweifeldträger mit Einzellast und Stegöffnung dargestellt.

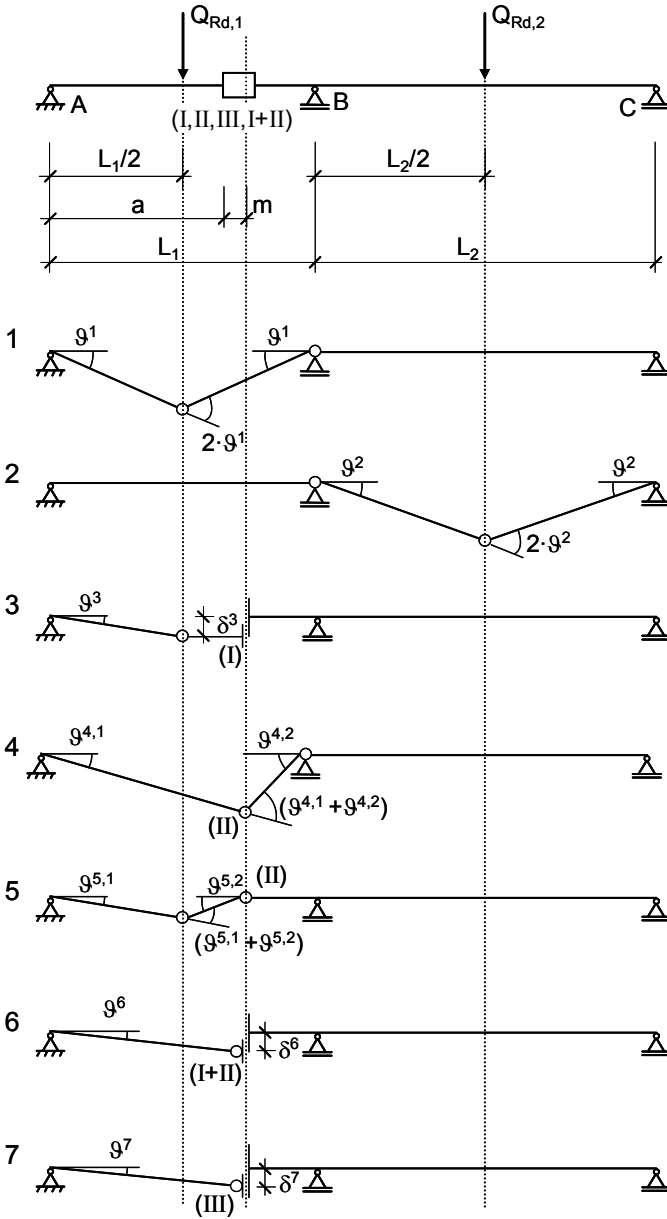


Bild 7–22: Mögliche unabhängige Fließgelenkketten (Grundketten) eines Zweifeldträgers mit Stegöffnung

Die Kette 7 in Bild 7–22 kann nicht als eine richtige Fließgelenkkette bezeichnet werden. Es handelt sich um eine Modellvorstellung, die das Schubversagen des Betongurts behandelt. In Kapitel 7.2.3 ist dieses Ausschlusskriterium bereits erwähnt.

Für durchlaufende Träger mit mehr als zwei Feldern ergeben sich im Prinzip die gleichen unabhängigen Ketten. Das System wird bei drei oder mehr Feldern ebenfalls kinematisch, wenn sich zwei Fließgelenke in einem Feld befinden. Hinzu kommen die Fließgelenkketten, bei denen die Fließgelenke nicht in einem Feld liegen. In solchen Fällen sind mehr als zwei Gelenke erforderlich.

Nachdem die möglichen Ketten aufgestellt sind, muss die in Kapitel 7.1.6 gezeigte Reduktion der plastischen Momententragfähigkeiten durchgeführt werden. Da aber die Berechnung der Schnittgrößen bei der Fließgelenkmethode von der Größe der plastischen Momente abhängt, muss für einzelne Fließgelenkketten die Reduktion iterativ durchgeführt werden. Das schematische Prinzip der Ermittlung ist in Bild 7–23 dargestellt. Für Fließgelenkketten, bei denen die Querkraft durch ein Querkraftfließgelenk festgelegt ist, wird keine iterative Ermittlung der Momentenreduktion notwendig.

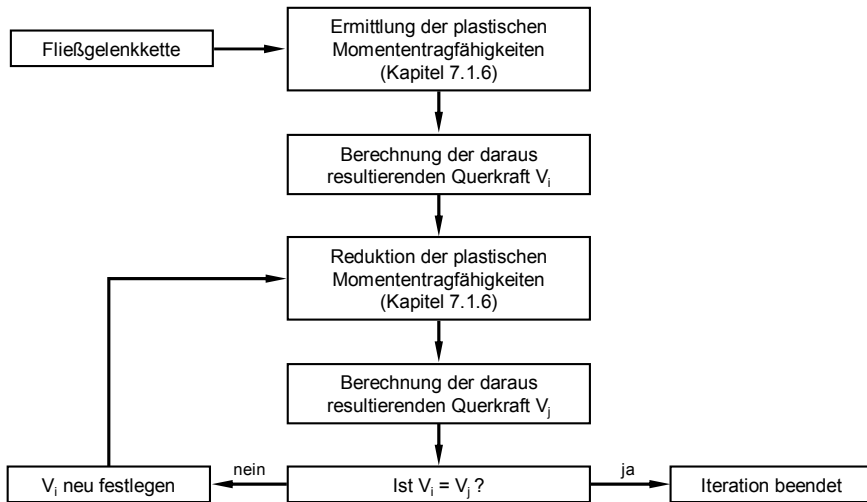


Bild 7–23: Iterative Bestimmung der reduzierten plastischen Momententragfähigkeit

Die möglichen unabhängigen Fließgelenkketten aus Bild 7–22 werden durch Kombinationen dieser Ketten ergänzt. Allerdings werden nur unabhängige Ketten kombiniert, die zu einer logischen Kettenkombination führen. In den meisten Fällen wird die kleinste Traglast durch eine der Grundketten erreicht. Nur in Ausnahmefällen können bei Durchlaufträgern auch Kettenkombinationen die geringste Traglast haben. Für den in Bild 7–22 gezeigten Fall sind die denkbaren abhängigen Ketten in Bild 7–24 aufgeführt.

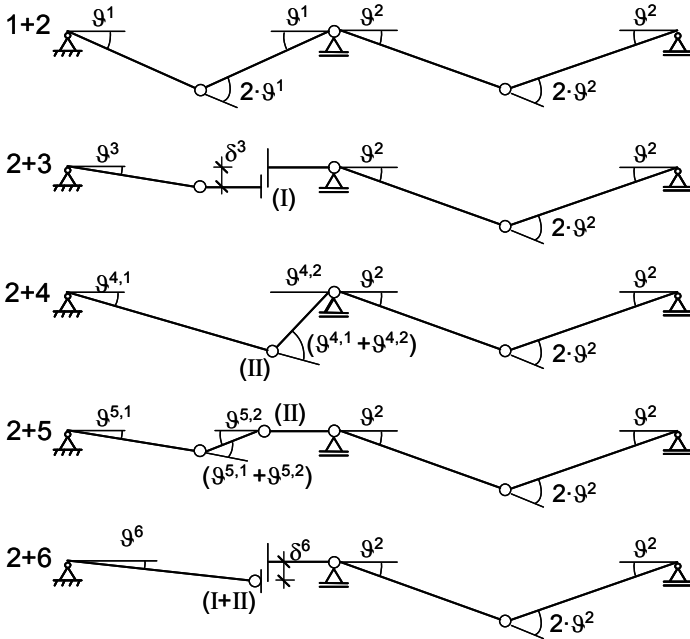


Bild 7–24: Mögliche Kombinationen von Fließgelenkketten eines Zweifeldträgers mit Stegöffnung

7.2.5 Ermittlung der maßgebenden Fließgelenkkette und Nachweis des Trägers

Die maßgebende Fließgelenkkette wird mit Hilfe des Arbeitssatzes ermittelt. Dazu wird die innere Arbeit W^i und die äußere Arbeit W^a der jeweiligen Kette oder Kombination benötigt. Aus den äußeren Einwirkungen ergibt sich die äußere Arbeit zu:

$$W^a = \sum Q_{Rd,j} \cdot \delta_j \quad (7.110)$$

mit:

$Q_{Rd,j}$ mögliche einwirkende Kräfte

δ_j zurückgelegter Weg der entsprechenden Kraft

Die innere Arbeit wird im System an den Gelenken verrichtet:

$$W^i = \sum (M_{pl,j} \cdot \vartheta_j) + \sum (V_{pl,j} \cdot \delta_j) \quad (7.111)$$

mit:

$M_{pl,j}; V_{pl,j}$ plastische Grenzgrößen der Fließgelenke

ϑ_j Verdrehung des entsprechenden Momentengelenks

δ_j Gleitung des jeweiligen Querkraftfließgelenks

Um die Traglast berechnen zu können, muss das Gleichgewicht eingehalten sein:

$$W^a + W^i = 0 \quad (7.112)$$

Die äußere Arbeit der Fließgelenkkette 3 aus Bild 7–22 wird beispielsweise folgendermaßen ermittelt:

$$W^{a,3} = Q_{Rd,1} \cdot \delta^3 \quad (7.113)$$

Für die innere Arbeit ergibt sich bei Kette 3:

$$W^{i,3} = -M_{pl,Rd,Feld1} \cdot \vartheta^3 - V_{pl,Rd}^I \cdot \delta^3 \quad (7.114)$$

Dabei ist:

$$\vartheta^3 = \frac{\delta^3}{L_1/2} \quad (7.115)$$

Damit ergibt sich:

$$W^{i,3} = -M_{pl,Rd,Feld1} \cdot \frac{\delta^3}{L_1/2} - V_{pl,Rd}^I \cdot \delta^3 = -\left(\frac{2 \cdot M_{pl,Rd,Feld1}}{L_1} + V_{pl,Rd}^I \right) \cdot \delta^3 \quad (7.116)$$

Über das Gleichgewicht ergibt sich die Traglast für die Fließgelenkkette 3 wie folgt:

$$W^{a,3} + W^{i,3} = 0 \rightarrow Q_{Rd,1} \cdot \delta^3 = \left(\frac{2 \cdot M_{pl,Rd,Feld1}}{L_1} + V_{pl,Rd}^I \right) \cdot \delta^3$$
$$Q_{Rd,1} = \frac{2 \cdot M_{pl,Rd,Feld1}}{L_1} + V_{pl,Rd}^I \quad (7.117)$$

Nach dieser Vorgehensweise kann für die möglichen Ketten die Traglast berechnet werden. Die kleinste Traglast ist maßgebend. Aus Gründen der Übersichtlichkeit werden an dieser Stelle für keine weiteren Ketten Traglasten ermittelt. Das in Anhang A-2 gezeigte Rechenbeispiel behandelt die Traglastermittlung ausführlich.

Weiterhin müssen die einwirkenden Lasten nachgewiesen werden:

$$Q_{Ed,j} \leq Q_{Rd,j} \quad (7.118)$$

Ist die maßgebende Fließgelenkkette bekannt, können die Schnittgrößen des Systems berechnet werden. Die Schnittgröße an der Stelle eines Fließgelenks ist durch den entsprechenden plastischen Grenzwert vorgegeben. Davon ausgehend können die Schnittgrößenverläufe ermittelt werden. Hierzu ist ein Beispiel in Bild 7–25 gezeigt.

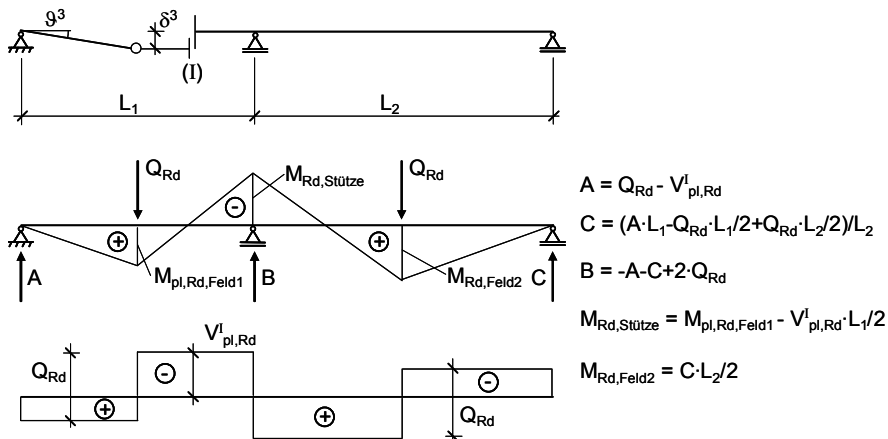


Bild 7–25: Beispiel für die Ermittlung der Schnittgrößen bei maßgebender Fließgelenkkette 3 und Traglast

Nachdem der Träger global berechnet ist, müssen alle nach Norm bekannten Detailnachweise am Verbundträger geführt werden (vgl. Kapitel 7.1.9). Darüber hinaus muss wie beim Nachweismodell E-P der Stahlträger an den Öffnungsrandern nach Kapitel 7.1.8.4 überprüft werden.

7.2.6 Schema des Nachweismodells P-P (Flussdiagramm)

Das gesamte in Kapitel 7.2 gezeigte Bemessungskonzept ist als schematischer Ablauf in Bild 7–26 zusammengefasst.

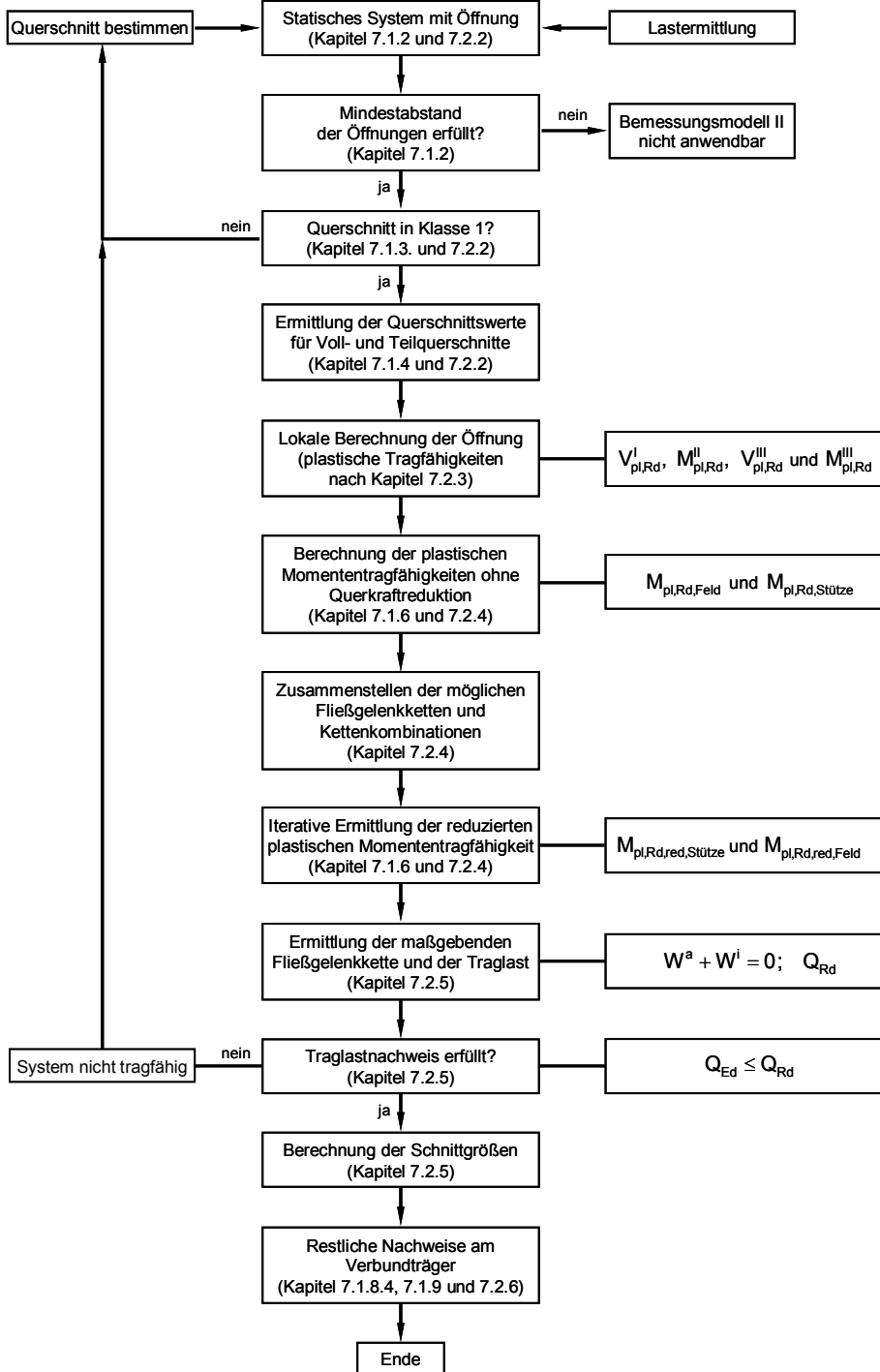


Bild 7–26: Schema des Nachweismodells Plastisch - Plastisch (P-P)

7.2.7 Überprüfung des Bemessungsmodells anhand der durchgeführten Versuche

In Tabelle 7–2 sind die durchgeführten Versuche mit Hilfe des plastisch-plastischen Bemessungsmodells nachgerechnet. Wie auch bei der Überprüfung des elastisch-plastischen Nachweisverfahrens (vgl. Kapitel 7.1.11) ist der Versuch V4-S400 in der Tabelle nicht enthalten.

Die in Tabelle 7–2 gezeigten Werte sind mit Hilfe des Tabellenkalkulationsprogramms Excel durchgeführt worden. Eine ausführliche Handrechnung anhand eines Rechenbeispiels ist in Anhang A-2 gezeigt.

Bemessungsmodelle für durchlaufende Verbundträger mit Stegöffnungen

		V1-T350	V2-G400	V3-DL400	V5-DL400N	V6-DL400P
Traglast im Versuch	[kN]	769,4	625,5	904,9	901,9	826,0
Abmessungen						
Feldlängen $l_1=l_2$	[m]	3,50	4,00	4,00	4,00	4,00
Öffnungslage a	[m]	2,291	2,677	2,677	3,250	2,200
Stelle m	[m]	0,424	0,419	0,426	0,399	0,487
$a+m$	[m]	2,715	3,096	3,103	3,649	2,687
lokale Berechnung des Öffnungsbereichs						
$V_{pl,Rd}^I$	[kN]	497,6	462,0	480,7	507,1	483,3
$M_{pl,Rd}^{II}$	[kNm]	465,6	432,8	392,1	445,6	448,1
$V_{pl,Rd}^{III}$	[kN]	340,9	310,0	662,3	592,5	669,1
$M_{pl,Rd}^{III}$	[kNm]	328,6	300,3	273,1	308,3	308,3
plastische reduzierte Momente (iterativ)						
$M_{pl,Rd,red,Feld1+2}^1=M_{pl,Rd,Feld1+2}^2$	[kNm]	682,4	675,9	614,0	642,7	611,0
$M_{pl,Rd,red,Stütze}^1=M_{pl,Rd,Stütze}^2$	[kNm]	499,8	495,2	461,8	498,8	450,5
$M_{pl,Rd,red,Feld1}^3$	[kNm]	874,2	803,0	686,3	720,5	689,2
$M_{pl,Rd,red,Stütze}^4$	[kNm]	431,9	404,8	380,0	436,5	445,7
$M_{pl,Rd,red,Feld1}^5$	[kNm]	1059,6	862,7	781,3	617,2	1531,2
äußere Arbeit der Fließgelenkketten und Kombinationen						
$W^{a,1}$	$[-\vartheta \cdot Q_{Rd}^1]$ [kNm]	1,75	2,00	2,00	2,00	2,00
$W^{a,2}$	$[-\vartheta \cdot Q_{Rd}^2]$ [kNm]	1,75	2,00	2,00	2,00	2,00
$W^{a,3}$	$[-\delta \cdot Q_{Rd}^3]$ [kNm]	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
$W^{a,4}$	$[-\vartheta \cdot Q_{Rd}^4]$ [kNm]	1,75	2,00	2,00	2,00	2,00
$W^{a,5}$	$[-\vartheta \cdot Q_{Rd}^5]$ [kNm]	1,75	2,00	2,00	2,00	2,00
$W^{a,6}$	$[-\delta \cdot Q_{Rd}^6]$ [kNm]	0,64	0,65	0,64	0,55	0,74
$W^{a,7}$	$[-\delta \cdot Q_{Rd}^7]$ [kNm]	0,64	0,65	0,64	0,55	0,74
$W^{a,1+2}$	$[-\vartheta \cdot Q_{Rd}^1]$ [kNm]	3,50	4,00	4,00	4,00	4,00
innere Arbeit der Fließgelenkketten und Kombinationen						
$W^{i,1}$	$[-\vartheta]$ [kNm]	1864,6	1847,0	1689,9	1784,2	1672,6
$W^{i,2}$	$[-\vartheta]$ [kNm]	1864,6	1847,0	1689,9	1784,2	1672,6
$W^{i,3}$	$[-\delta]$ [kNm]	997,1	863,4	823,9	867,4	827,9
$W^{i,4}$	$[-\vartheta]$ [kNm]	3571,5	3300,3	3062,5	9604,0	2276,6
$W^{i,5}$	$[-\vartheta]$ [kNm]	3824,2	3226,9	2909,1	1906,5	7296,7
$W^{i,6}$	$[-\delta]$ [kNm]	669,1	601,7	607,1	629,3	650,1
$W^{i,7}$	$[-\delta]$ [kNm]	461,9	406,9	750,3	677,0	783,9
$W^{i,1+2}$	$[-\vartheta]$ [kNm]	3729,3	3694,0	3379,8	3568,5	3345,1
Bestimmung der Traglast						
Q_{Rd}^1	[kN]	1065,5	923,5	844,9	892,1	836,3
Q_{Rd}^2	[kN]	1065,5	923,5	844,9	892,1	836,3
Q_{Rd}^3	[kN]	997,1	863,4	823,9	867,4	827,9
Q_{Rd}^4	[kN]	2040,9	1650,1	1531,3	4802,0	1138,3
Q_{Rd}^5	[kN]	2185,3	1613,5	1454,6	953,3	3648,4
Q_{Rd}^6	[kN]	1038,2	931,4	941,8	1148,0	873,4
Q_{Rd}^7	[kN]	716,7	629,9	1164,1	1235,1	1053,0
Q_{Rd}^{1+2}	[kN]	1065,5	923,5	844,9	892,1	836,3
	aus gesonderter Berechnung ergeben sich weitere Kombinationen		Q_{Rd}^{2+3}	834,4		
				Q_{Rd}^{2+5}	922,7	
maßgebende Kette		7	7	3	3	3
min Q_{Rd}	[kN]	716,7	629,9	823,9	867,4	827,9
Tragreserven	[%]	6,9	-0,7	9,0	3,8	-0,2

Tabelle 7–2: Nachrechnung der Versuch mit Hilfe des Bemessungsmodells II (ohne V4-S400)

Für die Tabelle 7–2 sind wie bei dem elastisch-plastischen Verfahren in Kapitel 7.1.11 die folgenden Hinweise zu beachten:

- Die Tragreserven eines Systems aus einer Nachrechnung sind in der Tabelle angegeben. Negative Werte zeigen ein Überschreiten der vorhandenen Reserven.

- Bei V2-G400 und V6-DL400P werden alle Reserven aufgebraucht und geringfügig überschritten. Die sehr geringe Abweichung auf die unsichere Seite kann vernachlässigt werden.
- Die bei der lokalen Berechnung des Öffnungsbereichs benötigten Bemessungsquerkräfte sind für V3-DL400, V5-DL400N und V6-DL400P mit dem in Kapitel 7.1.8.1 vorgestellten erweiterten Verfahren ermittelt. Da bisher keine ausreichende Anzahl an Versuchen mit Dübelleisten vorliegt, kann dieses Verfahren für die Anwendung in der Praxis noch nicht uneingeschränkt empfohlen werden.
- Die gesamte Nachrechnung wurde ohne Sicherheitsbeiwerte durchgeführt. Die Berechnungsergebnisse können somit direkt mit den Versuchsergebnissen verglichen werden.

Der Vergleich der Traglasten aus Versuch und Nachrechnung in Tabelle 7–2 zeigt sehr gute Übereinstimmungen. Die größte Abweichung liegt bei 9,0 %. Die größte rechnerische Überschreitung der Versuchstraglast liegt bei 0,7 %. Das Bemessungsverfahren kann der Praxis zur Anwendung empfohlen werden – mit der Einschränkung dass eine zuverlässigkeitstheoretische Kalibrierung angesichts der geringen Anzahl an Versuchen nicht möglich ist. Auch wurden in den Versuchen nicht alle denkbaren Fließgelenkketten erreicht. Weitere experimentelle Untersuchungen könnten eine solche statistische Absicherung des Bemessungsmodells II ermöglichen. Für die Nachrechnung der einzelnen Versuche sind außerdem folgende Punkte anzumerken:

- Die Systeme V1-T350 und V2-G400 versagen rechnerisch wie auch im Versuch durch das Erreichen der Querkrafttragfähigkeit im Betongurt über der Öffnung. Die maßgebende Kette ist die Sonderkette 7, die genau dieses Versagen beschreibt. Die Abweichung der Traglast bei V1-T350 liegt bei 6,9%, bei V2-G400 wird die Traglast sogar genauer errechnet (Überschreitung um 0,7 %).
- Die Berechnung von V3-DL400 ergibt, dass ein plastisches Moment im Feld und ein Querkraftfließgelenk im Bereich der Öffnung (Kette 3) eintreten. Im Versuch wird die Tragfähigkeit ebenfalls durch diese Fließgelenkkette begrenzt. Der plastisch-plastische Nachweis entspricht somit der Realität. Die nicht genutzten Reserven liegen bei 9,0 %.
- Bei V5-DL400N und V6-DL400P wird erneut die Fließgelenkkette 3 als maßgebende Kette ermittelt. Im Versuch wird die Tragfähigkeit durch die gleiche Fließgelenkkette begrenzt. Auch hier zeigt die Nachrechnung gute Übereinstimmung mit den beiden Versuchen. Die Traglast weicht nur um 3,8 % und 0,2 % ab. Bei V5-DL400N und V6-DL400P liegt die Öffnung nahe dem Mittelaufleger bzw. nahe der Lasteinleitung in Feldmitte. Dies ist bei der Nachrechnung berücksichtigt.

Aus der berechneten Traglast und den plastischen Schnittgrößen der entsprechenden Fließgelenkketten lassen sich die gesamten Schnittgrößen im Endzustand berechnen. In Tabelle 7–3 sind die Schnittgrößen aus der Nachrechnung und den Versuchsergebnissen zusammengefasst. Die Bezeichnung der Schnittgrößen und deren Verlauf sind schematisch in Bild 7–27 zu erkennen.

Bemessungsmodelle für durchlaufende Verbundträger mit Stegöffnungen

		V1-T350	V2-G400	V3-DL400	V5-DL400N	V6-DL400P
Feldmomente						
Nachrechnung: $M_{Feld1}=M_{Feld2}=[$	[kNm]	657,6	639,9	686,3	720,5	689,2
Versuch: $M_{Feld1}=M_{Feld2}=[$	[kNm]	658,7	607,6	790,0	807,6	686,2
Abweichung	[%]	-0,2	5,3	-13,1	-10,8	0,4
Stützmomente						
Nachrechnung: $M_{Stütze}=[$	[kNm]	61,1	20,0	-275,1	-293,7	-277,5
Versuch: $M_{Stütze}=[$	[kNm]	-41,9	-35,8	-229,8	-188,7	-279,5
Abweichung	[%]	Stützmomente sehr gering		16,5	35,8	-0,7
Querkräfte am Endauflager						
Nachrechnung: $V_A=V_C=[$	[kN]	375,8	320,0	343,2	360,3	344,6
Versuch: $V_A=V_C=[$	[kN]	369,1	303,8	395,0	403,8	343,2
Abweichung	[%]	1,8	5,1	-15,1	-12,1	0,4
Querkräfte im Öffnungsbereich						
Nachrechnung: $V_{Off}=[$	[kN]	-340,9	-310,0	-480,7	-507,1	-483,3
Versuch: $V_{Off}=[$	[kN]	-400,3	-321,7	-509,9	-498,2	-482,9
Abweichung	[%]	-17,4	-3,8	-6,1	1,8	0,1

Tabelle 7–3: Vergleich der Schnittgrößen aus Versuch und Nachrechnung (ohne V4-S400)

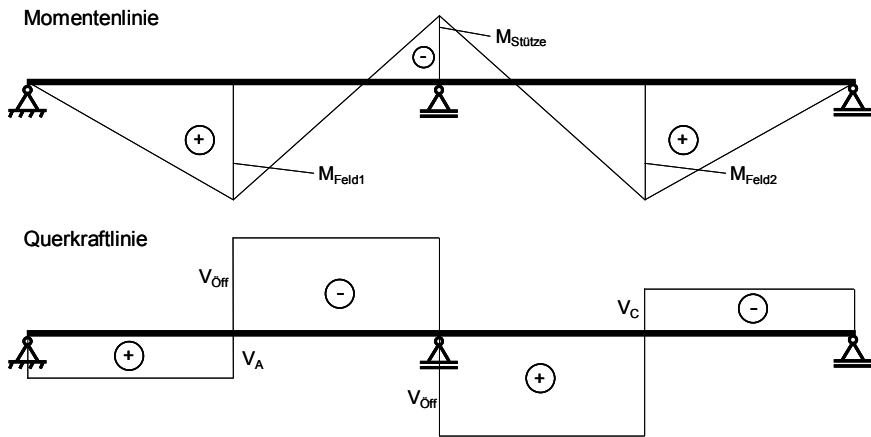


Bild 7–27: Verlauf und Bezeichnung der in Tabelle 7–3 gezeigten Schnittgrößen

Bei dem Vergleich der Schnittgrößen in Tabelle 7–3 aus Nachrechnung und Versuch sind geringe Abweichungen festzustellen. Zum Schnittgrößenvergleich in Tabelle 7–3 sind folgende Anmerkungen zu machen:

- Bei den Versuchen V1-T350 und V2-G400 passen die Momente und die Querkräfte sehr gut zusammen. Rechnerisch ergibt sich zwar bei beiden Versuchen ein positives Stützmoment, was aber aufgrund des geringen Betrags vernachlässigt werden kann. Die betragsmäßige Abweichung ist ebenfalls nicht groß.
- Die Nachrechnung der Versuche V3-DL400, V5-DL400N und V6-DL400P erfassen alle Schnittgrößen rechnerisch gut. Lediglich das Stützmoment zeigt bei V5-DL400N eine deutliche Abweichung. Das Feldmoment weicht von den Versuchswerten nur geringfügig ab. Die Querkraft im Öffnungsbereich wird nahezu genau berechnet. Da das Stützmoment durch das Feldmoment und die Querkraft berechnet wird, ist der betragsmäßige Unterschied bei dem

Feldmoment zwischen Nachrechnung und Versuch in etwa genau so groß wie bei dem Stützmoment. Da Stütz- und Feldmoment sich aber in ihrer Absolutgröße deutlich unterscheiden, ist die Relativabweichung der Nachrechnung bei dem Stützmoment wesentlich größer.

7.2.8 Einfluss der Öffnung bei der Berechnung mit dem Bemessungsmodell II

Um den Einfluss der Öffnung bei der Berechnung mit dem vorgestellten Bemessungsmodell zu zeigen, wurden – ausgehend von der Nachrechnung des Versuchs V3-DL400 – Berechnungen mit verschiedenen Öffnungsweiten und –höhen durchgeführt. Die sich daraus ergebenden Traglasten und die Nummer der maßgebenden Fließgelenkkette sind in Tabelle 7–4 gezeigt. Es zeigt sich, dass bei der Öffnung mit 30 cm Breite und 30 cm Höhe der Einfluss so gering ist, dass die Kette 1 maßgebend wird. Diese Fließgelenkkette hat ein Momentenfließgelenk in Feldmitte und über der Stütze. Mit größer werdender Öffnung nimmt die Traglast ab und die Kette 3 ist maßgebend. Es bildet sich ein Momentenfließgelenk in Feldmitte und ein Querkraftfließgelenk im Bereich der Öffnung. Bei dem Träger mit der größten Öffnung wird die Fließgelenkkette 6 maßgebend, bei der im Öffnungsbereich ein Momentenfließgelenk und ein Querkraftfließgelenk entstehen. Diese Kette wurde in keinem durchgeführten Versuch erreicht. Um das Bemessungsmodell besser abzusichern, wären weitere Versuche, bei dem eine solche Gelenkkette eintritt, wünschenswert.

Öffnung $a_y/h_0=$ maßgebende Kette min Q_{rd}	[cm/cm]	70/30	60/25	50/25 (V3-DL400)	50/37	30/30
		6	3	3	3	1
	[kN]	710,3	776,8	823,9	818,8	844,9

Tabelle 7–4: Traglasten von berechneten Trägern mit verschiedenen Öffnungsgrößen

Der Unterschied zwischen den verschiedenen Trägern mit variiert Öffnungsgröße zeigt sich auch bei den Momentenlinien. Die Momente sind in Bild 7–28 dargestellt.

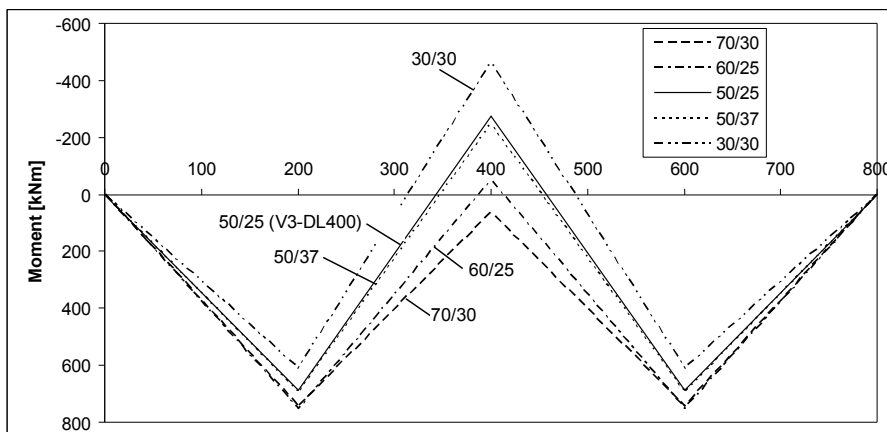


Bild 7–28: Momentenlinien der berechneten Träger

8 Zusammenfassung und Ausblick

Nach der Formulierung von Fragestellung und Zielsetzung des Forschungsprojektes (vgl. Kapitel 1) wurden die Problematik der großen Stegöffnung in durchlaufenden Verbundträgern (Kapitel 2) und der aktuelle Stand der Forschung diskutiert (Kapitel 3). Dabei wurde unter anderem erkennbar, dass bisher keine Versuche an durchlaufenden Verbundträgern mit großen Stegöffnungen durchgeführt wurden.

Nach umfangreichen Vorüberlegungen umfasste das Arbeitsprogramm als nächsten Schritt einen Tastversuch (Kapitel 4.2.2). Die Ergebnisse waren für die weitere Vorgehensweise in experimenteller und numerischer Hinsicht bedeutungsvoll. Auf Grundlage des Tastversuchs wurde ein komplexes FE-Modell (Kapitel 5.1) erstellt. Mit den vorhandenen Versuchsergebnissen konnte dieses FE-Modell kalibriert werden (Kapitel 5.2). Auf der Basis des kalibrierten FE-Modells wurde eine umfangreiche Parameterstudie durchgeführt (Kapitel 5.3). Die Resultate der Studie erwiesen sich für das lokale Verhalten im Öffnungsbereich und für das globale Verhalten der berechneten Träger als aufschlussreich.

Um die Parameterstudie mit experimentellen Ergebnissen abzugleichen, wurden fünf weitere großmaßstäbliche Versuchskörper untersucht. In dieser Versuchsreihe wurde unter anderem der Betongurt bei drei Versuchsträgern mit Dübelleisten verstärkt. Die Verstärkung des Betongurts zeigte eine Steigerung der Tragfähigkeit infolge einer besseren Ausprägung der lokalen Fließgelenke im Bereich der Öffnung. Des Weiteren wurden die Resultate der insgesamt sechs Versuche zusammengestellt und ausgewertet (Kapitel 4).

Alle in den experimentellen und rechnerischen Untersuchungen gesammelten Erkenntnisse sind in Kapitel 6 zusammengefasst. Mit Hilfe dieser Erkenntnisse, des Nachweiskonzeptes für die Querkrafttragfähigkeit des Betongurts im Öffnungsbereich von Ramm/Kohlmeier [1] und den Grundfunktionen zur Berechnung der plastischen Momente in den Teilquerschnitten von Zhou [7] wurden zwei Bemessungsmodelle (Kapitel 7) entwickelt.

Bei Bemessungsmodell I (Kapitel 7.1) handelt es sich um ein elastisch-plastisches Nachweisverfahren für durchlaufende Verbundträger mit großen Stegöffnungen. Das Verfahren beruht auf einer elastischen Schnittgrößenermittlung, bei dem die Querschnitte plastisch nachgewiesen werden. Es werden die lokalen Besonderheiten im Bereich der Öffnung berücksichtigt. Dazu gehören die Querkrafttragfähigkeit des Betongurts und die Schnittgrößeninteraktion in den Teilquerschnitten. Die Reduktion der globalen Momente wegen der Momenten-Querkraft-Interaktion ist in das Verfahren ebenfalls eingebunden. Außerdem ist gezeigt, wie Öffnungen behandelt werden, die in der Nähe von konzentrierten Lasten liegen. Für Durchlaufträger, bei denen mehrere Öffnungen in einem Feld liegen, ist das Bemessungsmodell I nicht geeignet.

Nach dem zweiten Nachweisverfahren (Bemessungsmodell II aus Kapitel 7.2) werden die Durchlaufträger nach der Fließgelenktheorie plastisch-plastisch berechnet. Über die plastischen Tragfähigkeiten der Querschnitte werden die plastischen Systemreserven rechnerisch ausgenutzt. Dazu werden die möglichen kinematischen Ketten des Systems zusammengestellt und die jeweiligen Traglasten

ermittelt. Der kleinste Wert ist für das Ergebnis maßgebend. Es wird gezeigt, wie die Öffnung bei der Anwendung des Fließgelenkverfahrens behandelt werden muss. Bei dem Nachweiskonzept wurde außerdem der Sonderfall, bei dem die Öffnung allein das Versagen des Trägers bestimmt, berücksichtigt. Das Verfahren erlaubt auch eine Berechnung, wenn mehrere Öffnungen in einem Feld liegen. Für diesen Fall sind die Anwendungsgrenzen bestimmt worden.

Beide Bemessungsmodelle wurden mit den Ergebnissen der experimentellen Untersuchungen überprüft. Die Nachrechnungen lieferten beim ersten Nachweiskonzept gute Ergebnisse. Das zweite Berechnungsmodell erwies sich als ein noch genaueres Modell. Die Bemessungsverfahren können der Praxis zur Anwendung empfohlen werden – mit der Einschränkung dass eine zuverlässigkeitstheoretische Kalibrierung angesichts der geringen Anzahl an Versuchen nicht möglich ist. Auch wurden in den Versuchen nicht alle denkbaren Fließgelenkketten erreicht. Weitere experimentelle Untersuchungen könnten eine solche statistische Absicherung der Nachweiskonzepte ermöglichen.

Die Ausbildung des Betongurts ist ein maßgeblicher Faktor zur Ausprägung von lokalen Fließgelenken im Öffnungsbereich. Bei drei Versuchskörpern wurde mit Hilfe von Dübelleisten der Betongurt im Hinblick auf die Querkrafttragfähigkeit deutlich verstärkt. Eine umfangreiche Untersuchung hierzu ist aber nötig, um das genaue Trag- und Verformungsverhalten von Betongurten mit Dübelleisten zu erfassen. Das in [1] entwickelte Bemessungsmodell könnte mit einer solchen Untersuchung erweitert werden.

Die entwickelten Modelle zeigen die Berechnung für den Grenzzustand der Tragfähigkeit. Die Ergebnisse der experimentellen und numerischen Untersuchungen belegen, dass der größte Anteil der Verformungen, die in einem Feld mit Öffnung gemessen werden, durch das Verformungsverhalten im Öffnungsbereich entsteht. Mit weiteren Untersuchungen zur Verformungsberechnung könnte ein Berechnungsmodell für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit entwickelt werden.

Literatur

- [1] *Ramm, W.; Kohlmeyer, C.*: Schubtragverhalten des Stahlbetongurtes von Verbundträgern im Bereich von großen Stegöffnungen. Forschungsbericht zum DFG-Forschungsprojekt RA 353/7-1 und RA 353/7-2. Technische Universität Kaiserslautern, Oktober 2006.
- [2] *Ramm, W.; Kohlmeyer, C.*: Shear-bearing capacity of the concrete slab at web openings in composite beams. Composite Construction in Steel and Concrete IV. Berg-en-Dal, Kruger National Park, South Africa, July 2004.
- [3] *Ramm, W.; Kohlmeyer, C.*: Schubtragverhalten des Stahlbetongurtes von Verbundträgern im Bereich von großen Stegöffnungen. Arbeitsbericht zum DFG-Forschungsvorhaben Ra 353/7-1. Kaiserslautern, Mai 2004 (unveröffentlicht).
- [4] *Zhou, D.*: Besonderheiten von Durchlaufverbundträgern mit Stegöffnungen. Stahlbau 73 (2004), Heft 5, S. 356-359.
- [5] *Zhou, D.*: Traglastverhalten von Einfeldverbundträgern mit Stegöffnungen. Stahlbau 73 (2004), Heft 3, S. 170-174.
- [6] *Zhou, D.*: Ein Rechenverfahren für Verbundträger mit Stegöffnungen. Stahlbau 72 (2003), S. 626-634 und 744-747.
- [7] *Zhou, D.*: Beitrag zum Tragverhalten und zur Entwicklung der Rechenmodelle von Verbundträgern mit Stegöffnungen. Dissertation. Universität Kaiserslautern. Kaiserslautern 1998.
- [8] *Schnell, J., Weil, T.*: Anwendung der Fließgelenktheorie auf durchlaufende Verbundträger mit großen Stegöffnungen. Forschungsbericht zum DFG-Forschungsprojekt SCHN 771/1-1 und SCHN 771/1-2. Technische Universität Kaiserslautern, Juni 2007.
- [9] *Schnell, J., Weil, T.*: Zweifeldrige Verbundträger mit großer Stegöffnung. Erfahrungen und Zukunft des Bauens. Festschrift zum 70. Geburtstag von Gert König. Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Universität Leipzig, 2004, S. 527-538.
- [10] *Weil, T.*: Design of Continuous Composite Beams with Web Openings. CURE Workshop: Current Scientific Problems in Civil Engineering in Experimental and Theoretical Research, Politechnika Gdanska, Danzig 2005, S. 35-36.
- [11] Reihe DIN 488. Betonstahl.
- [12] DIN 1045-1: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton. Teil 1: Bemessung und Konstruktion. Juli 2001.

- [13] DIN 1048: Prüfverfahren für Beton. Teil 5: Festbeton, gesondert hergestellte Probekörper. Juni 1991.
- [14] DIN 1055: Einwirkungen auf Tragwerke.
- [15] DIN 18800 Teil 1: Stahlbauten, Bemessung und Konstruktion. November 1990.
- [16] DIN V 18800 Teil 5: Verbundtragwerke aus Stahl und Beton, Bemessung und Konstruktion. Entwurf, November 2004.
- [17] DIN EN 1994 Teil 1-1: Eurocode 4 – Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton, Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Anwendungsregeln für den Hochbau. Deutsche Fassung: EN 1994-1-1:2004, Juli 2006.
- [18] DIN EN 10002-1: Metallische Werkstoffe, Zugversuche, Teil 1: Prüfverfahren bei Raumtemperatur. Dezember 1998.
- [19] DIN EN ISO 14555: Schweißen – Lichtbogenschweißen von metallischen Werkstoffen. Dezember 1998.
- [20] *Bode, H.*: Euro-Verbundbau, Konstruktion und Berechnung. 2. Auflage. Werner-Verlag 1998.
- [21] *Roik, K.; Ehlert, W.*: Beitrag zur Grenztragfähigkeit durchlaufender Verbundträger. *Der Bauingenieur* 58 (1983), S. 381-386.
- [22] *Bode, H.; Fichter, W.*: Zur Fließgelenktheorie von Stahlverbundträgern mit Schnittgrößenumlagerung vom Feld zur Stütze. *Der Stahlbau* 55 (1986), S. 299-303.
- [23] *Bode, H.; Sauerborn, N.*: Grenztragfähigkeit von Stahlverbundträgern im negativen Momentenbereich. *Bauingenieur* 68 (1993), S. 401-409.
- [24] *Fichter, W.*: Beitrag zur Traglastberechnung durchlaufender Stahlverbundträger für den Hoch- und Industriebau. Dissertation Universität Kaiserslautern, 1986.
- [25] *He, S.*: Beitrag zur plastischen Bemessung durchlaufender Verbundträger. Dissertation RU Bochum, KIB, TWM-Heft 91-1, 1991.
- [26] *Ramm, W., Bode, H., Zhou, D.*: Auswirkung der Verformbarkeit von Verbundmitteln und des Teilverbundes auf das physikalisch nichtlineare Tragverhalten und die Tragfähigkeit von Einfeld- und durchlaufenden Stahlverbundträgern, insbesondere von Trägern mit Stegöffnungen und Deckendurchbrüchen und von Hybridträgern. Abschlussbericht zum DFG-Forschungsvorhaben Ra 353/6-1. (Okt. 1999).
- [27] *Bode, H., Künzel, R.*: Stahlverbundträger mit großen Stegöffnungen. Abschlussbericht zum DFG-Forschungsvorhaben Bo 733/6-1 (und Materialband). Kaiserslautern 1991.

- [28] *Bode, H., Stengel, J.*: Stahlverbundträger mit großen Stegausschnitten. Technische Dokumentation 604 von "Bauen mit Stahl" Bauberatung Stahl (8.1998).
- [29] *Bode, H., Stengel, J. und Künzel, R.*: Stahlverbundträger mit großen Stegausschnitten. Stahlbau 63 (1994), S. 6-14 und 41-48.
- [30] *Bode, H., Stengel, J.*: Verstärkte Stahlverbundträger für den Industriebau mit großen Stegöffnungen. Schlussbericht zum AiF-Forschungsvorhaben Nr. 8173. Kaiserslautern, 7. 1993.
- [31] *Stengel, J.*: Tragverhalten von Verbundträgern mit großen Stegausschnitten. Dissertation. Universität Kaiserslautern. Kaiserslautern 1996.
- [32] *Ehmann, J.*: Querkrafttragfähigkeit zugbeanspruchter Stahlbetonplatten in Verbundbrücken. Dissertation. Universität Stuttgart. Stuttgart 2003.
- [33] *Lawson, R. M., Chung, K. F., Price, A. M.*: Tests on Composite Beams with large Web Openings to justify existing Design Methods. The Structural Engineer, Vol. 70, No. 1, Jan. 1992, pp. 1-7 (1/1992).
- [34] *Soon Ho Cho, Redwood, R. G.*: Slab Behaviour in Composite Beams at Openings. Journal of the Structural Division, Vol. 118, No. 9, September 1992, pp. 2287-2303 and pp 2305-2322.
- [35] *Donahey R. C., Darwin, D.*: Web Openings in Composite Beams with Ribed Slabs. Journal of Structural Engineering, Vol. 114, No. 3, pp. 518-534 (3/1988).
- [36] *Donahey R. C., Darwin, D.*: Performance and Design of Composite Beams with Web Openings. AISC Research Project 21.82. Structural Engineering and Engineering Materials, SM Report No. 18 (4/1986).
- [37] *Redwood, R. G., Poubouras, G.*: Tests of Composite Beams with Web Holes. Canadian Journal of Civil Engineering, Vol. 10, 1983 pp. 713-721 (1983).
- [38] *Clawson, C. W., Darwin, D.*: Tests of Composite Beams with Web Openings. Journal of the Structural Division, Vol. 108, No. ST1, Jan. 1982, pp. 145-162 (1/1982).
- [39] *Leonhard, F.*: Vorlesung über Massivbau. Dritter Teil. Springer Verlag Berlin, Heidelberg, New York 1977.
- [40] *Eligehausen, R., Gerster, R.*: Das Bewehren von Stahlbetonbauteilen. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 399, Berlin 1982.
- [41] *Ehmann, S.*: Tragverhalten von Stahlbetonträgern mit großen Öffnungen. 39. DafStb-Forschungskolloquium 2000 in Darmstadt.

- [42] *Ehmann, S.*: Zum Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbetonträgern mit großen Öffnungen. Dissertation. Technische Universität Darmstadt. Darmstadt 2001.
- [43] *Schnellenbach-Held, M.; Ehmann, S.*: Stahlbetonträger mit großen Öffnungen – Ein ganzheitliches Bemessungskonzept. *Beton- und Stahlbetonbau* 97 (2002), Heft 3, S. 130-139.
- [44] *Neff, C.; Schnellenbach-Held, M.*: Stahlbetonträger mit Öffnungen. *Beton- und Stahlbetonbau* 101 (2006), Heft 7. S. 499-510.
- [45] *Neff, C.*: Ein Ingenieurmodell zur Bemessung von Stahlbeton- und Spannbetonträgern mit Öffnungen. Dissertation Universität Duisburg-Essen. Essen 2006.
- [46] *Mansur, M. A., Tan, Kiang-Hwee*: *Concrete Beams with Openings: Analysis and Design*. CRC Press LLC, Boca Raton, Florida 1999.
- [47] SAS IP, Inc.: ANSYS 6.1 Documentation, 2002.

Anhang A-1: Rechenbeispiel zum Bemessungsmodell für das Nachweisverfahren Elastisch - Plastisch (E-P) nach Kapitel 7.1

Das folgende Rechenbeispiel zeigt die Berechnung eines zweifeldrigen Verbunddurchlaufträgers nach Kapitel 7.1. Als berechneter Beispielträger wird die Grundkonstellation des Versuchs V2-G400 herangezogen.

Statisches System und Belastung (nach Kapitel 7.1.2)

Für die beiden Einzellasten, die als Bemessungslasten auf das Beispielsystem wirken, werden die maximal im Versuch aufgetretenen Lasten verwendet. Die Sicherheit auf der Materialseite wird zur besseren Vergleichbarkeit nicht angesetzt. Das statische System und die Belastung sind in Bild A–1 dargestellt. Der Querschnitt des Systems ist in Bild A–2 gezeigt.

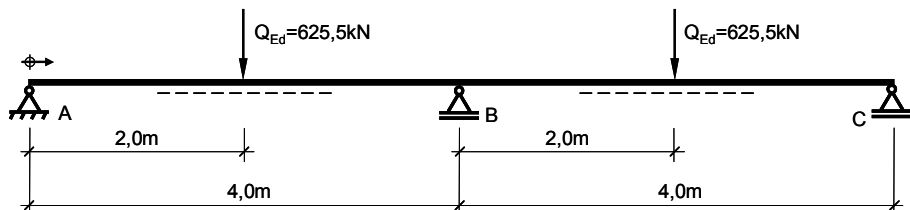


Bild A–1: Statisches System und Belastung

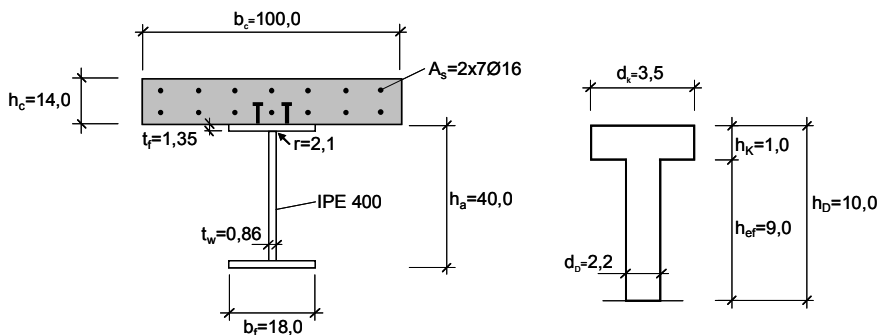


Bild A–2: Querschnitt des Beispielträgers mit Kopfbolzendübel (Abmessungen in cm)

Überprüfung der Querschnittsklasse 1 (nach Kapitel 7.1.3)

Bei dem in V2-G400 verwendeten Stahl handelt es sich um S235. Demnach wird ε (nach Bild 7–3) wie folgt angenommen:

$$\varepsilon = 1,0$$

Die Abmessungen des im Versuch verwendeten Stahlquerschnitts (vgl. Bild A–2) ergeben für die Einteilung in die Querschnittsklasse 1 nach Kapitel 7.1.3 folgende Werte:

$$c/t = \frac{(18,0\text{cm} - 0,86\text{cm} - 2 \cdot 2,1\text{cm})/2}{1,35\text{cm}} = 4,79 \leq 10 \cdot \varepsilon = 10,0$$

$$d/t = \frac{40,0\text{cm} - 2 \cdot 1,35\text{cm} - 2 \cdot 2,1\text{cm}}{0,86\text{cm}} = 38,49 \leq 72 \cdot \varepsilon = 72,0$$

Der Querschnitt fällt schon aufgrund der eingehaltenen Verhältnisse in die Klasse 1. Deswegen wird an dieser Stelle auf die Überprüfung der Lage der plastischen neutralen Faser verzichtet.

Berechnung der Querschnittswerte (nach Kapitel 7.1.4)

Für das symmetrische System mit der Feldweite $L_1 = L_2 = 4,0\text{ m}$ ergibt sich der gerissene Bereich über der Stütze in beide Richtungen (vgl. Bild 7–4) zu:

$$0,15 \cdot L_1 = 0,15 \cdot L_2 = 0,6\text{ m}$$

Die äquivalente Stützweite L_0 zur Ermittlung der mittragenden Breite nach Bild 7–6 für den Feldbereich ist:

$$L_{0,\text{Feld}} = 0,85 \cdot L_1 = 3,4\text{ m}$$

Daraus lässt sich die mittragende Breite im Feldbereich nach Gleichung (7.8) ermitteln:

$$b_{\text{eff,Feld}} = 2 \cdot \frac{L_{0,\text{Feld}}}{8} = 2 \cdot \frac{3,4\text{ m}}{8} = 0,85\text{ m} \leq b = 1,0\text{ m}$$

Nach Bild 7–6 ermittelt sich L_0 für den Stützbereich zu:

$$L_{0,\text{Stütze}} = 0,25 \cdot (L_1 + L_2) = 2,0\text{ m}$$

Womit die mittragende Breite für den Stützbereich ergibt:

$$b_{\text{eff,Stütze}} = 2 \cdot \frac{L_{0,\text{Stütze}}}{8} = 2 \cdot \frac{2,0\text{ m}}{8} = 0,5\text{ m} \leq b = 1,0\text{ m}$$

Die Reduktionszahl nach Gleichung (7.11) berechnet sich wie folgt:

$$n = \frac{E_a}{E_{\text{cm}}} = \frac{229629 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{33128 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} = 6,93$$

Unter Berücksichtigung der mittragenden Breite und der Reduktionszahl können die ideellen Querschnittswerte berechnet werden. Die tabellarische Ermittlung für die in diesem Beispiel benötigten Werte ist für den ungerissenen Feldbereich in Tabelle A–1 und für den gerissenen Stützbereich in Tabelle A–2 gezeigt. Dabei ist nur die Querschnittsfläche der Bewehrung im Betongurt angesetzt, die innerhalb der mittragenden Breite liegen. Im Stützbereich sind die Zulagen, die im Versuch

eingebaut wurden ebenfalls berücksichtigt. Der Betongurt wird im Stützbereich als vollständig gerissen angenommen.

	A_i [cm ²]	z_i [m]	$A_i z_i$ [cm ² m]	$A_i z_i^2$ [cm ² m ²]	I_{eigen} [cm ² m ²]
Betongurt	171,7	0,07	12,0	0,8	0,28
Bewehrung	23,9	0,07	1,7	0,1	0
Stahlträger	84,5	0,34	28,7	9,8	2,31
Summe	280,1	-	42,4	10,7	2,6
$z_{S, Feld} = 0,151 \text{ m}$					
$I_{0, Feld} = 6,894 \text{ cm}^2\text{m}^2$					

Tabelle A–1: Ermittlung der Querschnittswerte für den Feldbereich mit Hilfe von Excel

	A_i [cm ²]	z_i [m]	$A_i z_i$ [cm ² m]	$A_i z_i^2$ [cm ² m ²]	I_{eigen} [cm ² m ²]
Betongurt	0	0,07	0	0	0
Bewehrung	20,9	0,1	1,5	0,1	0
Stahlträger	84,5	0,3	28,7	9,8	2,31
Summe	105,3	-	30,2	9,9	2,31
$z_{S, Stütze} = 0,287 \text{ m}$					
$I_{0, Stütze} = 3,532 \text{ cm}^2\text{m}^2$					

Tabelle A–2: Ermittlung der Querschnittswerte für den Stützbereich mit Hilfe von Excel

Für die Steifigkeitsberechnung der Teilquerschnitte im Öffnungsbereich wird die mitttragende Breite nach Ramm/Kohlmeyer [1] entsprechend berechnet. Unter Berücksichtigung der Gleichungen (7.12), (7.13) und (7.15) wird folgende Berechnung durchgeführt:

$$h_{ef} = 9,0 \text{ cm} = e_q$$

$$b_{w1} = e_q + d_k = 9,0 + 3,5 = 12,5 \text{ cm}$$

$$t_y = 2 \cdot h_{ef} - h_c + b_{w1} = 2 \cdot 9,0 - 14,0 + 12,5 = 16,5 \text{ cm}$$

$$b_l = t_y + 0,83 \cdot a_o = 16,5 + 0,83 \cdot 50 = 58,0 \text{ cm}$$

Mit diesen Ergebnissen können die Steifigkeiten für die Teilquerschnitte (vgl. auch Bild 7–7) ermittelt werden. Die tabellarische Berechnung ist in Tabelle A–3 abgebildet. Es gelten die gleichen Anmerkungen wie für die Ermittlung der Steifigkeiten für den Feld- und Stützbereich.

Anhang A-1

Teilquerschnitt	A_i [cm ²]	z_i [m]	$A_i z_i$ [cm ² m]	$A_i z_i^2$ [cm ² m ²]	I_{eigen} [cm ² m ²]
1					
Betongurt	117,1	0,07	8,20	0,57	0,2804
Bewehrung	16,3	0,07	1,14	0,08	0
Stahlflansch	24,3	0,15	3,57	0,52	0,0004
Stahlsteg	5,3	0,18	0,97	0,18	0,0025
Summe	163,1	-	13,88	1,36	0,2833
$z_S = 0,085 \text{ m}$ $I_{0,TQ1} = 0,458 \text{ cm}^2\text{m}^2$					
2					
Betongurt	0	0,07	0	0	0
Bewehrung	16,3	0,07	1,14	0,08	0
Stahlflansch	24,3	0,15	3,57	0,52	0,0004
Stahlsteg	5,3	0,18	0,97	0,18	0,0025
Summe	45,9	-	5,68	0,78	0,0028
$z_S = 0,124 \text{ m}$ $I_{0,TQ2} = 0,082 \text{ cm}^2\text{m}^2$					
3 + 4					
Stahlsteg	5,3	0,03	0,16	0,01	0,0017
Stahlflansch	24,3	0,07	1,66	0,11	0,0004
Summe	29,6	-	1,82	0,12	0,0020
$z_S = 0,062 \text{ m}$ $I_{0,TQ3} = 0,008 \text{ cm}^2\text{m}^2$					

Tabelle A-3: Ermittlung der Querschnittswerte für die Teilquerschnitte mit Hilfe von Excel

Für den oberen Restquerschnitt werden die Steifigkeiten der Einzelquerschnitte für Beton und Stahl benötigt. Die Steifigkeit des Stahlträgerrests entspricht der Steifigkeit des unteren Teilquerschnitts. Hierfür kann der Wert aus Tabelle A-3 verwendet werden. Die Werte für den Betongurt sind in Tabelle A-4 ermittelt.

Betongurt	A_i [cm ²]	z_i [m]	$A_i z_i$ [cm ² m]	$A_i z_i^2$ [cm ² m ²]	I_{eigen} [cm ² m ²]
c					
Betongurt	117,1	0,07	8,20	0,57	0,2804
Bewehrung	16,3	0,00	0,00	0,00	0
Summe	133,5	-	8,20	0,57	0,2804
$z_S = 0,061 \text{ m}$ $I_{0,c} = 0,351 \text{ cm}^2\text{m}^2$					

Tabelle A-4: Ermittlung der Querschnittswerte für den Betongurt

Elastische Schnittgrößenermittlung am Träger ohne Öffnung (nach Kapitel 7.1.5)

Nachdem die Querschnittswerte ermittelt und die Verteilung der Steifigkeiten im statischen System nach Bild 7–4 festgelegt sind, werden die elastischen Schnittgrößen am Vergleichsträger ohne Öffnung berechnet.

Die Berechnung kann per Hand mit dem Kraftgrößenverfahren oder alternativ mit einem Stabwerksprogramm durchgeführt werden. Die beiden verschiedenen Steifigkeitsbereiche erhöhen den Rechenaufwand immens, weswegen für dieses Beispiel die Schnittgrößen mit Hilfe eines Rechenprogramms ermittelt werden. Die Ergebnisse der Berechnung sind in Bild A–3 dargestellt.

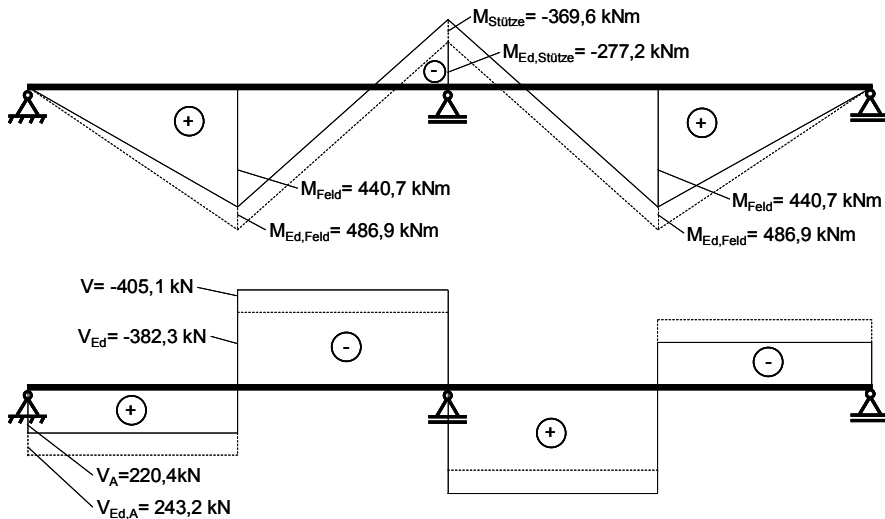


Bild A–3: Elastische Schnittgrößen am Vergleichsträger ohne Öffnung

Die Momente werden nach Kapitel 7.1.5 dann wie folgt umgelagert:

$$M_{\text{Ed,Stütze}} = \left(1 - \frac{25\%}{100}\right) \cdot M_{\text{Stütze}} = 0,75 \cdot (-369,6) \text{ kNm} = -277,2 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned} M_{\text{Ed,Feld}} &= \frac{M_{\text{Ed,Stütze}} - M_{\text{Stütze}}}{2} + M_{\text{Feld}} = \\ &= \frac{-277,2 \text{ kNm} - (-369,6) \text{ kNm}}{2} + 440,7 \text{ kNm} = 486,9 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$V_{\text{Ed}} = \frac{M_{\text{Ed,Stütze}} - M_{\text{Ed,Feld}}}{200 \text{ cm}} = \frac{-277,7 \text{ kNm} - 486,9 \text{ kNm}}{2,0 \text{ m}} = -382,3 \text{ kN}$$

Berechnung der plastischen Momententragfähigkeit und der Nachweis der Querschnitte über der Stütze und im Feld (nach Kapitel 7.1.6)

Als nächsten Schritt wird die plastische Momententragfähigkeit des Feld- und des Stützquerschnitts nach Bode [20] berechnet. Als erstes wird die Lage der plastischen Nulllinie für den ungerissenen Querschnitt im Feldbereich ermittelt:

Maximale Zugkraft im Stahlträger:

$$A_a = 84,5 \text{ cm}^2 \quad (\text{aus Tabelle A-1})$$

$$Z_a = A_a \cdot f_{yd} = 84,5 \text{ cm}^2 \cdot 33,12 \text{ kN/cm}^2 = 2798,6 \text{ kN}$$

Plastische Nulllinie:

$$\beta_R = 0,85 \cdot f_{cd} = 0,85 \cdot 5,04 \text{ kN/cm}^2 = 4,28 \text{ kN/cm}^2$$

$$x_{pl} = \frac{Z_a}{b_{\text{eff,Feld}} \cdot \beta_R} = \frac{2798,6 \text{ kN}}{85 \text{ cm} \cdot 4,28 \text{ kN/cm}^2} = 7,69 \text{ cm} \leq 14 \text{ cm} = h_c$$

Die plastische Nulllinie liegt im Betongurt. Die Druckkraft im Betongurt beträgt dann:

$$D_c = Z_a = 2798,6 \text{ kN}$$

Lage der Druckkraft:

$$x_c = \frac{x_{pl}}{2} = \frac{7,69}{2} = 3,85 \text{ cm}$$

Das plastische Moment für den Feldquerschnitt lässt sich dann ermitteln:

$$M_{pl,Rd,Feld} = Z_a \left(\frac{h_a}{2} + h_c - x_c \right) = 2798,6 \text{ kN} \left(\frac{0,40 \text{ m}}{2} + 0,14 \text{ m} - 0,0385 \text{ m} \right) = 843,8 \text{ kNm}$$

Für den Stützbereich ergibt sich folgender Berechnungsablauf:

Maximale Zugkraft in der Bewehrung:

$$A_s = 20,9 \text{ cm}^2 \quad (\text{aus Tabelle A-2})$$

$$Z_s = A_s \cdot f_{sd} = 20,9 \text{ cm}^2 \cdot 51,93 \text{ kN/cm}^2 = 1085,3 \text{ kN}$$

Maximale Zugkraft im Stahlträger:

$$Z_a = 2798,6 \text{ kN} \geq Z_s$$

Die plastische Nulllinie liegt im Stahlträger. Für diesen Fall wird die Berechnung folgendermaßen fortgesetzt:

$$h'_a = \frac{Z_s}{t_w \cdot f_{yd}} = \frac{1085,3 \text{ kN}}{0,86 \text{ cm} \cdot 33,12 \text{ kN/cm}^2} = 38,1 \text{ cm} \geq h_w = 33,1 \text{ cm}$$

Daraus folgt:

$$h'_a = h_w = 33,1 \text{ cm}$$

Außerdem wird für die Ermittlung benötigt:

$$a = \frac{h_c}{2} + \frac{h_a}{2} = \frac{14 \text{ cm}}{2} + \frac{40 \text{ cm}}{2} = 27,0 \text{ cm}$$

$$Z_s = 1085,3 > 0,1 \cdot Z_a = 0,1 \cdot 2798,6 \text{ kN} = 279,86 \text{ kN}$$

$$S_{y,a} = 654 \text{ cm}^3 \quad (\text{Statisches Moment für IPE 400})$$

Plastisches Moment im Stahlträger:

$$M_{pl,Rd,a} = f_{yd} \cdot 2 \cdot S_{y,a} = \frac{33,12 \text{ kN/cm}^2 \cdot 2 \cdot 654 \text{ cm}^3}{100} = 433,2 \text{ kNm}$$

Das plastische Moment für den Stützquerschnitt lässt sich dann ermitteln:

$$\begin{aligned} M_{pl,Rd,Stütze} &= -Z_s \cdot a - 1,1 \cdot M_{pl,Rd,a} \left(1 - \frac{Z_s}{Z_a} \right) \\ &= -1085,3 \text{ kN} \cdot 0,27 \text{ m} - 1,1 \cdot 433,2 \text{ kNm} \left(1 - \frac{1085,3 \text{ kN}}{2798,6 \text{ kN}} \right) = -584,8 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Weiterhin muss die Querkraft und die Momenten-Querkraft-Interaktion nachgewiesen werden. In diesem Beispiel sind sowohl die Grenzquerkraft als auch die Querkraft für die Interaktion bei Feld- und Stützquerschnitt gleich. Die Öffnung liegt nicht im Wirkungsbereich eines globalen plastischen Momentes. Demnach wird die Grenzquerkraft für den ungeschwächten Träger wie folgt ausgerechnet:

$$A_v = 1,04 \cdot h_a \cdot t_w = 1,04 \cdot 40 \text{ cm} \cdot 0,86 \text{ cm} = 35,8 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yd}}{\sqrt{3}} = \frac{35,8 \text{ cm}^2 \cdot 33,12 \text{ kN/cm}^2}{\sqrt{3}} = 684,6 \text{ kN}$$

Die maßgebende Querkraft für den Nachweis wirkt hier zwischen Einzellast und Mittelstütze. Der Querkraftnachweis ist in diesem Beispiel erfüllt:

$$V_{Ed} = 382,3 \text{ kN} \leq 684,6 \text{ kN} = V_{pl,Rd}$$

Für die Interaktion von Querkraft und Moment muss Gleichung (7.21) überprüft werden:

$$V_{Ed} = 382,3 \text{ kN} \geq 342,3 \text{ kN} = 0,5 \cdot V_{pl,Rd}$$

Demnach muss das plastische Moment für den Feld- und den Stützquerschnitt reduziert werden. Um die Reduktion durchzuführen, wird das plastische Moment ohne die wirksame Schubfläche berechnet. Für den Feldbereich ergibt sich:

Maximale Zugkraft im Stahlträger:

$$A_{a,red} = A_a - A_v = 84,5\text{cm}^2 - 35,8\text{cm}^2 = 48,7\text{cm}^2$$

$$Z_{a,red} = A_{a,red} \cdot f_{yd} = 48,7\text{cm}^2 \cdot 33,12\text{kN/cm}^2 = 1612,9\text{kN}$$

Plastische Nulllinie:

$$x_{pl} = \frac{Z_{a,red}}{b_{eff,Feld} \cdot \beta_R} = \frac{1612,9\text{kN}}{85\text{cm} \cdot 4,28\text{kN/cm}^2} = 4,43\text{cm} \leq 14\text{cm} = h_c$$

Die plastische Nulllinie liegt im Betongurt. Die Druckkraft im Betongurt beträgt dann:

$$D_c = Z_{a,red} = 1612,9\text{kN}$$

Lage der Druckkraft:

$$x_c = \frac{x_{pl}}{2} = \frac{4,43}{2} = 2,22\text{cm}$$

Das plastische Moment ohne die wirksame Schubfläche für den Feldquerschnitt ergibt:

$$\begin{aligned} M_{f,Rd,Feld} &= Z_{a,red} \left(\frac{h_a}{2} + h_c - x_c \right) \\ &= 1612,9\text{kN} \left(\frac{0,40\text{m}}{2} + 0,14\text{m} - 0,0222\text{m} \right) = 512,6\text{kNm} \end{aligned}$$

Das plastische reduzierte Moment, das für den Nachweis benötigt wird, lässt sich dann nach Gleichung (7.22) ermitteln:

$$\begin{aligned} M_{pl,Rd,red,Feld} &= M_{f,Rd,Feld} + (M_{pl,Rd,Feld} - M_{f,Rd,Feld}) \cdot \left[1 - \left(\frac{2 \cdot V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2 \right] \\ &= 512,6\text{kNm} + (843,8\text{kNm} - 512,6\text{kNm}) \cdot \left[1 - \left(\frac{2 \cdot 382,3\text{kN}}{684,6\text{kN}} - 1 \right)^2 \right] = 839,3\text{kNm} \end{aligned}$$

Für die Reduktion des plastischen Stützmomentes ergibt sich folgende Berechnung:

$$Z_{a,red} = 1612,9\text{kN} \geq 1085,3\text{kN} = Z_s$$

$$Z_s = 1085,3 > 0,1 \cdot Z_{a,red} = 0,1 \cdot 1612,9\text{kN} = 161,29\text{kN}$$

Plastisches Moment im Stahlträger ohne wirksame Schubfläche:

$$\begin{aligned} M_{pl,Rd,a,red} &= f_{yd} \cdot A_{a,f} \cdot (h_a - t_f) = \\ &= \frac{33,12\text{kN/cm}^2 \cdot 18\text{cm} \cdot 1,35\text{cm} \cdot (40\text{cm} - 1,35\text{cm})}{100} = 311,1\text{kNm} \end{aligned}$$

Das plastische Moment ohne die wirksame Schubfläche für den Stützquerschnitt ergibt:

$$\begin{aligned} M_{f,Rd,Stütze} &= -Z_s \cdot a - 1,1 \cdot M_{pl,Rd,a,red} \left(1 - \frac{Z_s}{Z_{a,red}} \right) = \\ &= -1085,3 \text{ kN} \cdot 0,27 \text{ m} - 1,1 \cdot 311,1 \text{ kNm} \left(1 - \frac{1085,3 \text{ kN}}{1612,9 \text{ kN}} \right) = -405,0 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Das reduzierte plastische Moment für den Stützquerschnitt lässt sich dann ermitteln:

$$\begin{aligned} M_{pl,Rd,red,Stütze} &= M_{f,Rd,Stütze} + (M_{pl,Rd,Stütze} - M_{f,Rd,Stütze}) \cdot \left[1 - \left(\frac{2 \cdot V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2 \right] \\ &= -(405,0 \text{ kNm} + (584,8 \text{ kNm} - 405,0 \text{ kNm}) \cdot \left[1 - \left(\frac{2 \cdot 382,3 \text{ kN}}{684,6 \text{ kN}} - 1 \right)^2 \right]) = -582,3 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Mit den ermittelten reduzierten Momententragfähigkeiten der Vollquerschnitte kann jetzt der Nachweis nach den Gleichungen (7.23) und (7.24) geführt werden:

$$\frac{M_{Ed,Stütze}}{M_{pl,Rd,red,Stütze}} = \frac{-277,2 \text{ kNm}}{-582,3 \text{ kNm}} = 0,48 \leq 1$$

$$\frac{M_{Ed,Feld}}{M_{pl,Rd,red,Feld}} = \frac{486,9 \text{ kNm}}{839,3 \text{ kNm}} = 0,58 \leq 1$$

Berechnung der Schnittgrößen im Öffnungsbereich (nach Kapitel 7.1.7)

Für die Berechnung der lokalen Schnittgrößen muss das globale Moment im Öffnungsbereich und dessen genaue Lage berechnet werden. Für die Stelle m werden die Steifigkeiten aus Tabelle A–3 verwendet:

$$m = \frac{E_a I_o^1 + E_a I_u^3}{E_a I_o^1 + E_a I_o^2 + E_a I_u^3 + E_a I_u^4} \cdot a_0 = \frac{0,458 + 0,008}{0,458 + 0,082 + 2 \cdot 0,008} \cdot 50 \text{ cm} = 41,9 \text{ cm}$$

Die Öffnung liegt zwischen Feldmitte und Mittelstütze. Der Abstand von der Lasteinleitung zum linken Öffnungsrand (ÖR2) beträgt 67,7 cm. Somit kann das Moment an der Stelle m durch Interpolieren berechnet werden:

$$\begin{aligned} M_{Ed,m} &= \frac{(486,9 \text{ kNm} + 277,2 \text{ kNm}) \cdot (2,0 \text{ m} - 0,677 \text{ m} - 0,419 \text{ m})}{2,0 \text{ m}} - 277,2 \text{ kNm} \\ &= 68,2 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Der innere Hebelarm wird ebenfalls aus den Werten der Tabelle A–3 ermittelt:

$$z_o = 54 \text{ cm} - 8,5 \text{ cm} - 7,5 \text{ cm} + 6,2 \text{ cm} = 44,2 \text{ cm}$$

Die Normalkräfte im oberen und unteren Teilquerschnitt ergeben:

$$N_{Ed,u} = -N_{Ed,o} = \frac{M_{Ed,m}}{z_o} = \frac{68,2 \text{ kNm}}{0,442 \text{ m}} = 154,3 \text{ kN}$$

Für die Berechnung der Querkräfte im Öffnungsbereich wird die Steifigkeit des oberen Teilquerschnitts als ungerissen angesetzt. Die Querkräfte berechnen sich dann nach den Gleichungen (7.27) und (7.28) wie folgt:

$$V_{Ed,u} = V_{Ed,m} \cdot \frac{EI_u}{(EI_o + EI_u)} = 382,3 \text{ kN} \cdot \frac{0,008}{0,458 + 0,008} = 6,6 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,o} = V_{Ed,m} \cdot \frac{EI_o}{(EI_o + EI_u)} = 382,3 \text{ kN} \cdot \frac{0,458}{0,458 + 0,008} = 375,7 \text{ kN}$$

Die Berechnung der Sekundärmomente wird nach den Gleichungen (7.31), (7.32) und (7.33) durchgeführt:

$$M_{Ed,1} = V_{Ed,o} \cdot a_o \cdot \frac{EI_o^1}{EI_o^1 + EI_o^2} = 375,7 \text{ kN} \cdot 0,50 \text{ m} \cdot \frac{0,458}{0,458 + 0,082} = 159,3 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,2} = -V_{Ed,o} \cdot a_o \cdot \frac{EI_o^2}{EI_o^1 + EI_o^2} = -375,7 \text{ kN} \cdot 0,50 \text{ m} \cdot \frac{0,082}{0,458 + 0,082} = -28,5 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,3} = -M_{Ed,4} = \frac{V_{Ed,u} \cdot a_o}{2} = \frac{6,6 \text{ kN} \cdot 0,50 \text{ m}}{2} = 1,7 \text{ kNm}$$

Für den Nachweis des Betongurts werden folgende Teilquerkräfte benötigt:

$$V_{Ed,c,o} = V_{Ed,c,e} = V_{Ed,c,a} = V_{Ed,o} \cdot \frac{EI_{c,o}}{(EI_{c,o} + EI_{a,o})} = 375,7 \text{ kN} \cdot \frac{0,351}{0,351 + 0,008} = 367,3 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,a,o} = V_{Ed,o} \cdot \frac{EI_{a,o}}{(EI_{c,o} + EI_{a,o})} = 375,7 \text{ kN} \cdot \frac{0,008}{0,351 + 0,008} = 8,4 \text{ kN}$$

Nachweis des Betongurts nach Ramm/Kohlmeyer [1] (nach Kapitel 7.1.8.1)

Zu Beginn werden einige Eingangswerte bestimmt:

$$b_{w2,1} = u_1 = \pi \cdot 1,5 \cdot d + (b_{f,o} - b_{w1}) = \pi \cdot 1,5 \cdot 12,8 \text{ cm} + (18 \text{ cm} - 12,5 \text{ cm}) = 65,8 \text{ cm}$$

$$d_2 = h_{ef} - (h_c - d) = 9,0 \text{ cm} - (14,0 \text{ cm} - 12,8 \text{ cm}) = 7,8 \text{ cm}$$

$$b_{w2,2} = u_2 = \pi \cdot 1,5 \cdot d_2 = \pi \cdot 1,5 \cdot 7,8 \text{ cm} = 36,8 \text{ cm}$$

$$b_V = \min \begin{cases} b_{V,1} = b_{w2,1} + b_{w1} = 65,8 \text{ cm} + 12,5 \text{ cm} = 78,3 \text{ cm} \\ b_{V,2} = b_{w2,2} + b_{w1} = 36,8 \text{ cm} + 12,5 \text{ cm} = 49,3 \text{ cm} \end{cases}$$

$$A_{c,V} = h_c \cdot b_V = 14,0 \text{ cm} \cdot 49,3 \text{ cm} = 690,2 \text{ cm}^2$$

$$A_{c,eff,N} = h_c \cdot b_{eff} = 14,0 \text{ cm} \cdot 85,0 \text{ cm} = 1190,0 \text{ cm}^2$$

$$N_{Ed,c,o} = N_{Ed,o} \cdot \frac{1}{\left(1 + \frac{E_a \cdot A_a}{E_{cm} \cdot A_{c,eff,N}}\right)}$$

$$= \frac{154,3 \text{ kN}}{\left(1 + \frac{22962,9 \text{ kN/cm}^2 \cdot 29,6 \text{ cm}^2}{3312,8 \text{ kN/cm}^2 \cdot 1190,0 \text{ cm}^2}\right)} = 131,6 \text{ kN}$$

$$N_{Ed,c,v} = N_{Ed,c,o} \cdot \frac{b_v}{b_{eff}} = 131,6 \text{ kN} \cdot \frac{49,3 \text{ cm}}{85,0 \text{ cm}} = 76,3 \text{ kN}$$

$$\sigma_{cd} = \frac{N_{Ed,c,v}}{A_{c,v}} = \frac{-76,3 \text{ kN}}{690,2 \text{ cm}^2} = -0,111 \text{ kN/cm}^2 = -1,11 \text{ N/mm}^2$$

Da es sich bei diesem Beispiel um eine Nachrechnung handelt, wird statt f_{ck} und f_{cd} der Wert f_{c1} nach Ramm/Kohlmeier [1] Gleichung (6.49) verwendet:

$$f_{tc} = 0,75 \cdot f_{c,cube150,m} = 0,75 \cdot 68,7 \text{ N/mm}^2 = 51,5 \text{ N/mm}^2$$

Weiterhin werden folgende Werte benötigt:

$$V_{Rd,c} = 0,24 \cdot f_{ck}^{1/3} \cdot \left(1 + 1,2 \cdot \frac{\sigma_{cd}}{f_{cd}}\right) \cdot b_{w1} \cdot h_{ef} =$$

$$= \frac{0,24 \cdot (51,5 \text{ N/mm}^2)^{1/3} \cdot \left(1 + 1,2 \cdot \frac{-1,11 \text{ N/mm}^2}{51,5 \text{ N/mm}^2}\right) \cdot 125 \text{ mm} \cdot 90 \text{ mm}}{1000} = 9,8 \text{ kN}$$

$$\cot \theta = \frac{1,2 - 1,4 \cdot \frac{\sigma_{cd}}{f_{cd}}}{1 - \frac{V_{Rd,c}}{V_{Ed,c,o}}} = \frac{1,2 - 1,4 \cdot \frac{-1,11 \text{ N/mm}^2}{51,5 \text{ N/mm}^2}}{1 - \frac{9,8 \text{ kN}}{367,3 \text{ kN}}} = 1,26$$

$$\tan \theta = \frac{1}{\cot \theta} = \frac{1}{1,26} = 0,79$$

Jetzt kann die Druckstrebenfestigkeit für den Querkraftnachweis nach Gleichung (7.39) berechnet werden:

$$V_{Rd,max,1} = \frac{b_{w1} \cdot h_{ef} \cdot 0,75 \cdot f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta} = \frac{125 \text{ mm} \cdot 90 \text{ mm} \cdot 0,75 \cdot 51,5 \text{ N/mm}^2}{(1,26 + 0,79) \cdot 1000} = 212,0 \text{ kN}$$

Für den weiteren Verlauf der Berechnung wird die als Querkraftbewehrung funktionierende Kopfbolzenfläche benötigt:

$$A_{sw1} = n \cdot \pi \cdot \frac{d_D^2}{4} = 2 \cdot \pi \cdot \frac{2,2^2}{4} = 7,6 \text{ cm}^2$$

Die Zugstrebenfestigkeit ergibt sich dann zu:

$$V_{Rd, sy, 1} = \frac{A_{sw1}}{e_L} \cdot f_{sd} \cdot h_{ef} \cdot \cot \theta = \frac{7,6 \text{ cm}^2}{10,0 \text{ cm}} \cdot 37,77 \text{ kN/cm}^2 \cdot 9,0 \text{ cm} \cdot 1,26 = 325,5 \text{ kN}$$

Für den Querkraftnachweis wird der kleinere Wert aus Druckstrebenfestigkeit und Zugstrebenfestigkeit angesetzt:

$$V_{Rd, 1} = V_{Rd, max, 1} = 212,0 \text{ kN}$$

Als nächsten Schritt werden erneut Berechnungsparameter bestimmt:

$$\kappa = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{128 \text{ mm}}} = 2,25 \leq 2,0$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_{w2} \cdot d} = \frac{12,3 \text{ cm}^2}{36,8 \text{ cm} \cdot 12,8 \text{ cm}} = 0,026$$

Die Querkrafttragfähigkeit des Betongurts in der Zone 2 wird für die Versuchsnachrechnung nach Ramm/Kohlmeyer [1] Gleichung (6.57) berechnet. Es ergibt sich ein etwas höherer Vorfaktor:

$$\begin{aligned} V_{Rd, ct, 2} &= \left[0,1767 \cdot \kappa \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} - 0,12 \cdot \sigma_{cd} \right] \cdot b_{w2} \cdot d = \\ &= \frac{\left[0,1767 \cdot 2,0 \cdot (100 \cdot 0,026 \cdot 51,5 \text{ N/mm}^2)^{1/3} + 0,12 \cdot 1,11 \text{ N/mm}^2 \right] \cdot 368 \text{ mm} \cdot 128 \text{ mm}}{1000} \\ &= 91,4 \text{ kN} \end{aligned}$$

Die Querkrafttragfähigkeit des Betongurts kann dann berechnet werden:

$$V_{Rd, c, o} = V_{Rd, 1} + V_{Rd, ct, 2} = 212,0 \text{ kN} + 91,4 \text{ kN} = 303,4 \text{ kN}$$

Der abschließende Querkraftnachweis des Betongurts über der Öffnung wird nach Gleichung (7.56) durchgeführt:

$$\frac{V_{Ed, c, o}}{V_{Rd, c, o}} = \frac{367,3 \text{ kN}}{303,4 \text{ kN}} = 1,21 > 1 \quad \text{Nachweis nicht erfüllt!}$$

Weiterhin muss überprüft werden, ob ein Ausreißen der Kopfbolzendübel verhindert wird. Dazu werden folgende Werte benötigt:

$$\sigma_{cd, 2} = \frac{\sigma_{cd}}{2} = \frac{\sigma_{cd}}{2} = \frac{-1,11 \text{ N/mm}^2}{2} = -0,56 \text{ N/mm}^2$$

Für diese Versuchsnachrechnung wird die Querkrafttragfähigkeit längs eines kritischen Rundschnittes nach Ramm/Kohlmeier [1] Gleichung (6.74) ermittelt. Auch hier ergibt sich ein etwas höherer Vorfaktor:

$$\begin{aligned} V_{Rd,ct,2,2} &= \left[0,25 \cdot \kappa \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} - 0,12 \cdot \sigma_{cd,2} \right] \cdot d = \\ &= \left[0,25 \cdot 2,0 \cdot (100 \cdot 0,026 \cdot 51,5 \text{ N/mm}^2)^{1/3} + 0,12 \cdot 0,56 \text{ N/mm}^2 \right] \cdot 128 \text{ mm} = \\ &= 336,0 \text{ N/mm} \end{aligned}$$

$$V_{Rd,ct,2,2} = \frac{V_{Rd,ct,2,2} \cdot u_2}{1,4} = \frac{336,0 \text{ N/mm} \cdot 368 \text{ mm}}{1,4 \cdot 1000} = 88,3 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c,e} = V_{Rd,1} + V_{Rd,ct,2,2} = 212,0 \text{ kN} + 88,3 \text{ kN} = 300,3 \text{ kN}$$

Der Nachweis gegen Ausreißen der Kopfbolzendübel wird folgendermaßen durchgeführt:

$$\frac{V_{Ed,c,e}}{V_{Rd,c,e}} = \frac{367,3 \text{ kN}}{300,3 \text{ kN}} = 1,22 > 1 \quad \text{Nachweis nicht erfüllt!}$$

Außerdem ist nach Ramm/Kohlmeier [1] der Nachweis gegen Durchstanzen zu führen. Der Durchstanzwiderstand wird wie folgt ermittelt:

$$V_{Rd,ct,2,1} = \frac{V_{Rd,ct,2,1} \cdot u_1}{1,4} = \frac{336,0 \text{ N/mm} \cdot 658 \text{ mm}}{1,4 \cdot 1000} = 157,9 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c,a} = V_{Rd,1} + V_{Rd,ct,2,1} = 212,0 \text{ kN} + 157,9 \text{ kN} = 369,9 \text{ kN}$$

Der Nachweis gegen Durchstanzen wird mit folgender Gleichung geführt:

$$\frac{V_{Ed,c,a}}{V_{Rd,c,a}} = \frac{367,3 \text{ kN}}{369,9 \text{ kN}} = 0,99 < 1 \quad \text{Nachweis erfüllt}$$

Der Querkrafttragfähigkeitsnachweis und der Nachweis gegen Ausreißen der Kopfbolzendübel sind nicht erfüllt. Beide Nachweise liegen – ohne Berücksichtigung der Sicherheiten – etwa 20 % über den zulässigen Werten. Somit werden 20 % der Tragreserven nicht genutzt.

Nach dieser Berechnung würde das Versagen des Trägers bei einer maximalen Querkraft von 300,3 kN eintreten. Im vergleichbaren Versuch wurde eine Querkraft von 337,4 kN beim Eintreten des Bruchs festgestellt. Die Berechnung liegt demnach auf der sicheren Seite.

Nachweis der Teilquerschnitte (nach Kapitel 7.1.8.3)

Die Teilquerschnitte müssen an dieser Stelle nicht mehr nachgewiesen werden, da der Betongurt bereits nicht nachgewiesen werden konnte. Eine Reduktion der Last oder die Anwendung des zweiten Bemessungsmodells wäre dann nötig. Jedoch wird zu Demonstrationszwecken die Anwendung der sogenannten Grundfunktionen gezeigt.

Die Ermittlung der plastischen Schnittgrößen für die Grundfunktionen nach Zhou [7] sind von der Lage der Nulllinie abhängig. Für dieses Beispiel werden aus Gründen der Übersichtlichkeit nur die Grundfunktionen berechnet, die benötigt werden. Die Ermittlung des gesamten Interaktionsdiagramms in Bild A-4 wird nicht gezeigt. Die Lage der Nulllinie wird im Voraus richtig angenommen.

Die plastische Querkraft zur rechnerischen Stegreduktion im der Teilquerschnitte errechnet sich wie folgt:

$$V_{pl,Rd,a,o} = V_{pl,Rd,u} = \frac{A_{a,w,o} \cdot f_{yd}}{\sqrt{3}} = \frac{(7,5 - 1,35) \text{ cm} \cdot 0,86 \text{ cm} \cdot 33,12 \text{ kN/cm}^2}{\sqrt{3}} = 101,1 \text{ kN}$$

Der reduzierte Steg ergibt sich dann zu:

$$t'_{w,o} = t_{w,o} \sqrt{1 - \frac{V_{Ed,a,o}}{V_{pl,Rd}}} = 0,86 \text{ cm} \sqrt{1 - \frac{8,4 \text{ kN}}{101,1 \text{ kN}}} = 0,82 \text{ cm}$$

$$t'_{w,u} = t_{w,u} \sqrt{1 - \frac{V_{Ed,u}}{V_{pl,Rd}}} = 0,86 \text{ cm} \sqrt{1 - \frac{6,6 \text{ kN}}{101,1 \text{ kN}}} = 0,83 \text{ cm}$$

Die maximale plastische Normalkraft nach Zhou [7] ergibt sich zu:

$$\begin{aligned} N_{pl,o} &= b_l \cdot h_c \cdot f_{cd} + b_{r,o} \cdot t_{r,o} \cdot f_{yd} + t'_{w,o} \cdot (h_{a,o} - t_{r,o}) \cdot f_{yd} = \\ &= 58,0 \text{ cm} \cdot 14,0 \text{ cm} \cdot 5,15 \text{ kN/cm}^2 \\ &+ (18,0 \text{ cm} \cdot 1,35 \text{ cm} + 0,82 \text{ cm} \cdot (7,5 \text{ cm} - 1,35 \text{ cm})) \cdot 33,12 \text{ kN/cm}^2 = 5153,6 \text{ kN} \end{aligned}$$

und:

$$\begin{aligned} N_{pl,u} &= b_{r,u} \cdot t_{r,u} \cdot f_{yd} + t'_{w,u} \cdot (h_{a,u} - t_{r,u}) \cdot f_{yd} = \\ &= (18,0 \text{ cm} \cdot 1,35 \text{ cm} + 0,83 \text{ cm} \cdot (7,5 \text{ cm} - 1,35 \text{ cm})) \cdot 33,12 \text{ kN/cm}^2 = 973,9 \text{ kN} \end{aligned}$$

Die einwirkenden Normalkräfte sind:

$$N_{Ed,u} = -N_{Ed,o} = 154,3 \text{ kN}$$

Daraus folgt eine auf den oberen Teilträger bezogene Normalkraft von:

$$n = \frac{N_{Ed,o}}{N_{pl,o}} = \frac{154,3 \text{ kN}}{5153,6 \text{ kN}} = 0,03$$

Für die oberen Teilquerschnitte liegt die Nulllinie im Beton, im unteren Teilträger liegt die Nulllinie bei beiden Querschnitten im Flansch. Die Grundfunktionen zur Bestimmung der plastischen Momente können dann berechnet werden.

Für die Berechnung im Teilquerschnitt 1 werden folgende Eingangswerte bestimmt:

$$y_{11} = \frac{b_{f,o} \cdot t_{f,o} \cdot f_{yd} + (h_{a,o} - t_{f,o}) \cdot t'_{w,o} \cdot f_{yd}}{b_l \cdot f_{cd}} =$$

$$= \frac{(18,0 \text{ cm} \cdot 1,35 \text{ cm} + (7,5 \text{ cm} - 1,35 \text{ cm}) \cdot 0,82 \text{ cm}) \cdot 33,12 \text{ kN/cm}^2}{58,0 \text{ cm} \cdot 5,15 \text{ kN/cm}^2} = 3,3 \text{ cm}$$

$$y_{12} = z_s - y_{11} = 8,5 \text{ cm} - 3,3 \text{ cm} = 5,2 \text{ cm}$$

$$\bar{y}_c = h_c - z_s = 14,0 \text{ cm} - 8,5 \text{ cm} = 5,5 \text{ cm}$$

Für den Teilquerschnitt 1 ergibt sich dann das Moment zu:

$$M_{pl,Rd,1} = M_{11} = -\frac{1}{2} \cdot b_l \cdot f_{cd} \cdot \left[y_{12}^2 - n^2 \cdot (h_c + y_{11})^2 \right] + \frac{1}{2} \cdot b_l \cdot f_{cd} \cdot z_s^2$$

$$+ b_{f,o} \cdot t_{f,o} \cdot f_{yd} \cdot \left(\frac{t_{f,o}}{2} + \bar{y}_c \right) + t'_{w,o} \cdot (h_a - t_{f,o}) \cdot f_{yd} \cdot \left(\frac{h_a - t_{f,o}}{2} + t_{f,o} + \bar{y}_c \right)$$

$$M_{pl,Rd,1} = M_{11} = -\frac{1}{2} \cdot 58,0 \text{ cm} \cdot 5,15 \text{ kN/cm}^2 \cdot \left[5,2 \text{ cm} - 0,03 \cdot (14,0 \text{ cm} + 3,3 \text{ cm}) \right]^2$$

$$+ \frac{1}{2} \cdot 58,0 \text{ cm} \cdot 5,15 \text{ cm} \cdot (8,5 \text{ cm})^2 + 18,0 \text{ cm} \cdot 1,35 \text{ cm} \cdot 33,12 \text{ kN/cm}^2 \cdot \left(\frac{1,35 \text{ cm}}{2} + 5,5 \text{ cm} \right)$$

$$+ 0,82 \text{ cm} \cdot (7,5 \text{ cm} - 1,35 \text{ cm}) \cdot 33,12 \text{ kN/cm}^2 \cdot \left(\frac{7,5 \text{ cm} - 1,35 \text{ cm}}{2} + 1,35 \text{ cm} + 5,5 \text{ cm} \right)$$

$$= 14145 \text{ kNcm} = 141,5 \text{ kNm} \approx M_{Ed,1} = 159,3 \text{ kNm}$$

Für die Berechnung im Teilquerschnitt 2 werden folgende Werte benötigt:

$$y_{23} = \frac{A_s \cdot f_{sd}}{b_l \cdot f_{cd}} = \frac{16,3 \text{ cm}^2 \cdot 51,93 \text{ kN/cm}^2}{58,0 \text{ cm} \cdot 5,15 \text{ kN/cm}^2} = 2,8 \text{ cm}$$

$$y_{24} = y_{11} + \bar{y}_c - y_{23} = 3,3 + 5,5 - 2,8 = 6,0 \text{ cm}$$

Für den Teilquerschnitt 2 ergibt sich dann das Moment zu:

$$M_{pl,Rd,2} = M_{22} = \frac{1}{2} \cdot b_l \cdot f_{cd} \cdot \left[y_{24} - n \cdot (y_{11} + h_c) \right]^2 - b_l \cdot f_{cd} \cdot \frac{z_s^2 + \bar{y}_c^2 - (z_s - y_{23})^2}{2}$$

$$- b_{f,o} \cdot f_{yd} \cdot \frac{(\bar{y}_c + t_{f,o})^2 - \bar{y}_c^2}{2} - t'_{w,o} \cdot (h_a - t_{f,o}) \cdot f_{yd} \cdot \left(\frac{h_a - t_{f,o}}{2} + t_{f,o} + \bar{y}_c \right)$$

$$\begin{aligned}
 M_{pl,Rd,2} &= M_{22} = \frac{1}{2} \cdot 58,0 \text{ cm} \cdot 5,15 \text{ kN/cm}^2 \cdot [6,0 \text{ cm} - 0,03 \cdot (3,3 \text{ cm} + 14,0 \text{ cm})]^2 \\
 &- 58,0 \text{ cm} \cdot 5,15 \text{ kN/cm}^2 \cdot \frac{(8,5 \text{ cm})^2 + (5,5 \text{ cm})^2 - (8,5 \text{ cm} - 2,8 \text{ cm})^2}{2} \\
 &- 18,0 \text{ cm} \cdot 33,12 \text{ kN/cm}^2 \cdot \frac{(5,5 \text{ cm} + 1,35 \text{ cm})^2 - (5,5 \text{ cm})^2}{2} \\
 &- 0,82 \text{ cm} \cdot (7,5 \text{ cm} - 1,35 \text{ cm}) \cdot 33,12 \text{ kN/cm}^2 \cdot \left(\frac{7,5 \text{ cm} - 1,35 \text{ cm}}{2} + 1,35 \text{ cm} + 5,5 \text{ cm} \right) \\
 &= -12597 \text{ kNcm} = -126,0 \text{ kNm} < M_{Ed,2} = -28,5 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Für die Berechnung im Teilquerschnitt 3 müssen folgende Werte berechnet werden:

$$y_c = h_{a,u} - t_{f,u} - z_s = 7,5 \text{ cm} - 1,35 \text{ cm} - 6,2 \text{ cm} = -0,1 \text{ cm}$$

$$y_{sc} = h_{a,u} - z_s = 7,5 \text{ cm} - 6,2 \text{ cm} = 1,3 \text{ cm}$$

$$y_{31} = \frac{N_{pl,u}}{2 \cdot b_{f,u} \cdot f_{yd}} = \frac{973,9 \text{ kN}}{2 \cdot 18,0 \text{ cm} \cdot 33,12 \text{ kN/cm}^2} = 0,8 \text{ cm}$$

$$y_{32} = y_{sc} - y_{31} = 1,3 \text{ cm} - 0,8 = 0,5 \text{ cm}$$

Für den Teilquerschnitt 3 ergibt sich dann das Moment zu:

$$\begin{aligned}
 M_{pl,Rd,3} &= M_{31} = -b_{f,u} \cdot f_{yd} \cdot (y_{32} - n \cdot y_{31})^2 + t'_{w,u} \cdot f_{yd} \cdot \frac{z_s^2 - y_c^2}{2} + b_{f,u} \cdot f_{yd} \cdot \frac{y_c^2 + y_{sc}^2}{2} \\
 M_{pl,Rd,3} &= M_{31} = -18,0 \text{ cm} \cdot 33,12 \text{ kN/cm}^2 \cdot (0,5 \text{ cm} - 0,03 \cdot 0,8 \text{ cm})^2 \\
 &+ 0,83 \text{ cm} \cdot 33,12 \text{ kN/cm}^2 \cdot \frac{(6,2 \text{ cm})^2 - (0,1 \text{ cm})^2}{2} \\
 &+ 18,0 \text{ cm} \cdot 33,12 \text{ kN/cm}^2 \cdot \frac{(0,1 \text{ cm})^2 + (1,3 \text{ cm})^2}{2} \\
 &= 900 \text{ kNcm} = 9,0 \text{ kNm} > M_{Ed,3} = 1,7 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Im Teilquerschnitt 4 ändert sich nur das Vorzeichen der bezogenen Normalkraft und das Moment wird wie folgt berechnet:

$$\begin{aligned}
 M_{pl,Rd,4} &= M_{41} = +b_{f,u} \cdot f_{yd} \cdot (y_{32} + n \cdot y_{31})^2 - t'_{w,u} \cdot f_{yd} \cdot \frac{z_s^2 - y_c^2}{2} - b_{f,u} \cdot f_{yd} \cdot \frac{y_c^2 + y_{sc}^2}{2} \\
 M_{pl,Rd,4} &= M_{41} = 18,0 \text{ cm} \cdot 33,12 \text{ kN/cm}^2 \cdot (0,5 \text{ cm} + 0,03 \cdot 0,8 \text{ cm})^2 \\
 &- 0,83 \text{ cm} \cdot 33,12 \text{ kN/cm}^2 \cdot \frac{(6,2 \text{ cm})^2 - (0,1 \text{ cm})^2}{2} \\
 &- 18,0 \text{ cm} \cdot 33,12 \text{ kN/cm}^2 \cdot \frac{(0,1 \text{ cm})^2 + (1,3 \text{ cm})^2}{2} \\
 &= -871 \text{ kNcm} = -8,7 \text{ kNm} < M_{Ed,4} = -1,7 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Die nach den Grundfunktionen berechneten plastischen Momente sind betragsmäßig größer als die oben ermittelten einwirkenden Sekundärmomente in den Teilquerschnitten. Lediglich das Moment im Teilquerschnitt 1 ist in etwas überschritten. Für diesen Fall kann die in Kapitel 7.1.8.3 gezeigte Umlagerung durchgeführt werden:

$$V'_{Ed,o} = V_{Ed,o} = 375,7 \text{ kN}$$

$$M'_{Ed,1} = M_{pl,Rd,1} = 141,5 \text{ kNm}$$

$$M'_{Ed,2} = M'_{Ed,1} - V'_{Ed,o} \cdot a_o = 141,5 \text{ kNm} - 375,7 \text{ kN} \cdot 0,50 \text{ m} = -46,4 \text{ kNm}$$

$$\frac{M'_{Ed,2}}{M_{pl,Rd,2}} = \frac{-46,4 \text{ kNm}}{126,0 \text{ kNm}} = 0,37 \leq 1$$

In Bild A-4 ist die Interaktion (ohne Umlagerung) zwischen den berechneten Momenten und der bezogenen Normalkraft anschaulich dargestellt.

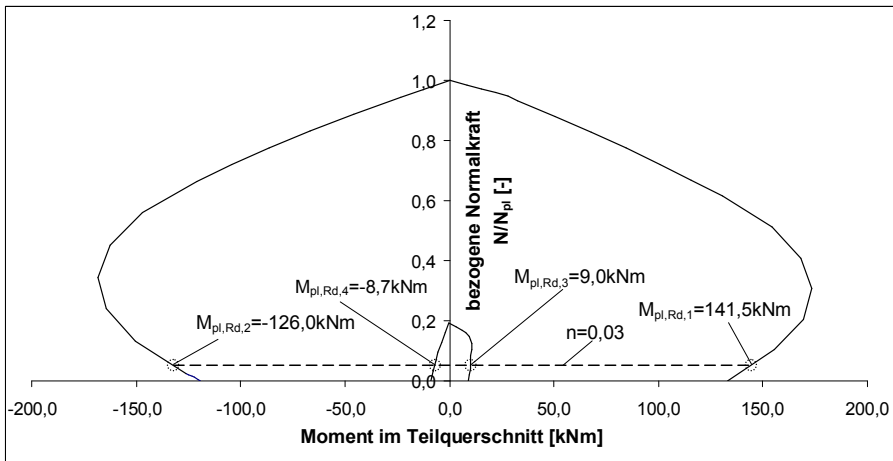


Bild A-4: Darstellung der plastischen Sekundärmomente im Interaktionsdiagramm

Nachweis der Querkräfte im Stahlträger an den Öffnungsrändern (nach Kapitel 7.1.8.4)

Für den rechten Öffnungsrand (ÖR1) muss die nachfolgende zusätzliche Querkraft berücksichtigt werden:

$$V_{Ed,a,1u} = V_{Ed,c,o} \cdot 0,15 \cdot \left(\frac{a_o - h_{a,o}}{2} \right) = 367,3 \text{ kN} \cdot 0,15 \cdot \left(\frac{50,0 \text{ cm} - 7,5 \text{ cm}}{14,0 \text{ cm} + 7,5 \text{ cm}} \right) = 44,8 \text{ kN}$$

Der Nachweis für die Gesamtquerkraft ist wie folgt durchzuführen:

$$V_{Ed,a,1} = V_{Ed,1} + V_{Ed,a,1,u} = 382,3 \text{ kN} + 44,8 \text{ kN} = 427,1 \text{ kN} \leq 684,6 \text{ kN} = V_{pl,Rd}$$

Um den Stahlträger am ÖR2 nachzuweisen wird die Summe der Dübelzugkräfte benötigt:

$$S_e = V_{Ed,c,o} \cdot \left(1 + 0,05 \cdot \frac{a_o}{h_c} \right) = 367,3 \text{ kN} \cdot \left(1 + 0,05 \cdot \frac{50,0 \text{ cm}}{14,0 \text{ cm}} \right) = 432,9 \text{ kN}$$

Danach kann die Gesamtquerkraft am ÖR2 ermittelt werden:

$$V_{Ed,a,2} = V_{Ed,2} + S_e - V_{Ed,c,o} = 382,3 \text{ kN} + 432,9 \text{ kN} - 367,3 \text{ kN} = 447,9 \text{ kN}$$

Der zugehörige Nachweis ergibt:

$$V_{Ed,a,2} = 447,9 \text{ kN} \leq 684,6 \text{ kN} = V_{pl,Rd}$$

Anhang A-2: Rechenbeispiel zum Bemessungsmodell für das Nachweisverfahren Plastisch - Plastisch (P-P) nach Kapitel 7.2

Das folgende Rechenbeispiel zeigt die Berechnung eines zweifeldrigen Verbunddurchlaufträgers nach Kapitel 7.2. Als zu berechnender Beispielträger wird Versuch V3-DL400 herangezogen.

Statisches System und Belastung (vgl. Kapitel 7.1.2 und 7.2.2)

Das statische System des Beispielträgers ist in Bild A-5 dargestellt. Die einwirkende Belastung entspricht der im Versuch V3-DL400 erreichten Traglast. Die Sicherheit auf der Materialseite wird zur besseren Vergleichbarkeit nicht angesetzt.

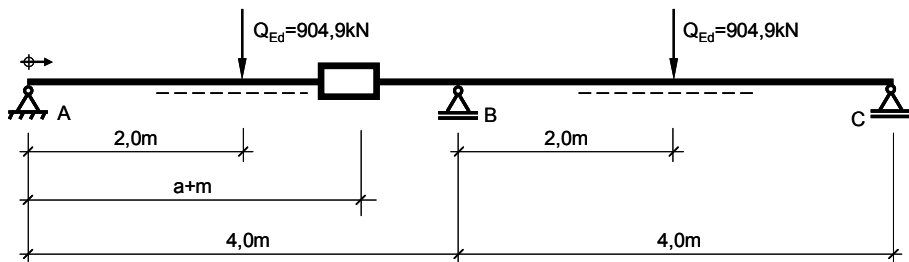


Bild A-5: Statisches System und Belastung

Die Lage der Öffnung im statischen System $a+m$ wird über die Steifigkeiten der Teilquerschnitte ermittelt. Mit den in Tabelle A-7 berechneten Steifigkeiten kann die Öffnungslage berechnet werden:

$$m = \frac{E_{a_0} I_o^1 + E_{a_u} I_u^3}{E_{a_0} I_o^1 + E_{a_0} I_o^2 + E_{a_u} I_u^3 + E_{a_u} I_u^4} \cdot a_0 = \frac{0,534 + 0,008}{0,534 + 0,086 + 0,008 + 0,008} \cdot 0,5 = 0,426 \text{ m}$$

$$a + m = 2,677 \text{ m} + 0,426 \text{ m} = 3,103 \text{ m}$$

Der Gesamtquerschnitt des Beispielsystems ist in Bild A-6 abgebildet.

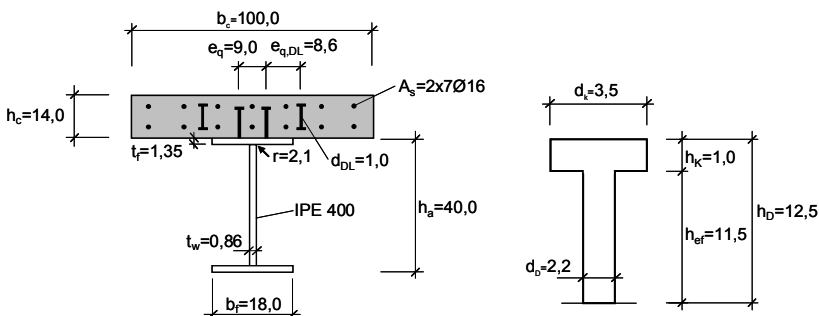


Bild A-6: Querschnitt des Beispielträgers mit Kopfbolzendübel (Abmessungen in cm)

Überprüfung der Querschnittsklasse 1 und weiteren Voraussetzungen (vgl. Kapitel 7.1.3 und 7.2.2)

Wie in Kapitel 7.2.2 erwähnt, müssen die Stützweiten ganz bestimmte Längenverhältnisse einhalten. Bei dem symmetrischen System mit zwei gleichen Feldlängen sind die genannten Anforderungen erfüllt.

Da bei dem Versuch ausschließlich S235 verwendet wurde, sind die in Kapitel 7.2.2 genannten Werkstoffanforderungen für Baustahl ebenfalls erfüllt.

Bei der Überprüfung der Querschnittsklasse wird für S235 ε (nach Bild 7–3) wie folgt angenommen:

$$\varepsilon = 1,0$$

Die Abmessungen des Stahlquerschnitts (vgl. Bild A–6) ergeben für die Einteilung in die Querschnittsklasse 1 nach Kapitel 7.1.3 folgende Werte:

$$c/t = \frac{(18,0\text{cm} - 0,86\text{cm} - 2 \cdot 2,1\text{cm})/2}{1,35\text{cm}} = 4,79 \leq 10 \cdot \varepsilon = 10,0$$

$$d/t = \frac{40,0\text{cm} - 2 \cdot 1,35\text{cm} - 2 \cdot 2,1\text{cm}}{0,86\text{cm}} = 38,49 \leq 72 \cdot \varepsilon = 72,0$$

Die vorgegebenen Verhältnisse sind eingehalten. Der Träger ist der Klasse 1 zuzuordnen.

Berechnung der Querschnittswerte (nach Kapitel 7.1.4 und 7.2.2)

Für das symmetrische System mit der Feldweite $L_1 = L_2 = 4,0\text{ m}$ ergibt sich die äquivalente Stützweite L_0 zur Ermittlung der mittragenden Breite nach Bild 7–6 für den Feldbereich zu:

$$L_{0,\text{Feld}} = 0,85 \cdot L_1 = 3,4\text{ m}$$

Daraus lässt sich die mittragende Breite im Feldbereich nach Gleichung (7.8) ermitteln:

$$b_{\text{eff},\text{Feld}} = 2 \cdot \frac{L_{0,\text{Feld}}}{8} = 2 \cdot \frac{3,4\text{ m}}{8} = 0,85\text{ m} \leq b = 1,0\text{ m}$$

Nach Bild 7–6 ermittelt sich L_0 für den Stützbereich zu:

$$L_{0,\text{Stütze}} = 0,25 \cdot (L_1 + L_2) = 2,0\text{ m}$$

Womit die mittragende Breite für den Stützbereich ergibt:

$$b_{\text{eff},\text{Stütze}} = 2 \cdot \frac{L_{0,\text{Stütze}}}{8} = 2 \cdot \frac{2,0\text{ m}}{8} = 0,5\text{ m} \leq b = 1,0\text{ m}$$

Die Reduktionszahl nach Gleichung (7.11) berechnet sich wie folgt:

$$n = \frac{E_a}{E_{cm}} = \frac{197144 \text{ N/mm}^2}{35389 \text{ N/mm}^2} = 5,57$$

Unter Berücksichtigung der mittragenden Breite und der Reduktionszahl können die ideellen Querschnittswerte berechnet werden. Die tabellarische Ermittlung für die in diesem Beispiel benötigten Werte ist für den ungerissenen Feldbereich in Tabelle A–5 und für den gerissenen Stützbereich in Tabelle A–6 gezeigt. Dabei ist nur die Querschnittsfläche der Bewehrung für die Stabeinlagen im Betongurt angesetzt, die innerhalb der mittragenden Breite liegen. Im Stützbereich sind die Zulagen, die im Versuch eingebaut wurden ebenfalls berücksichtigt. Der Betongurt wird im Stützbereich als vollständig gerissen angenommen.

	A_i [cm ²]	z_i [m]	$A_i z_i$ [cm ² m]	$A_i z_i^2$ [cm ² m ²]	I_{eigen} [cm ² m ²]
Betongurt	213,6	0,07	15,0	1,0	0,35
Bewehrung	23,9	0,07	1,7	0,1	0
Stahlträger	84,5	0,34	28,7	9,8	2,31
Summe	322,0	-	45,3	10,9	2,7
$z_{S,Feld} = 0,141 \text{ m}$ $I_{i0,Feld} = 7,204 \text{ cm}^2\text{m}^2$					

Tabelle A–5: Ermittlung der Querschnittswerte für den Feldbereich mit Hilfe von Excel

	A_i [cm ²]	z_i [m]	$A_i z_i$ [cm ² m]	$A_i z_i^2$ [cm ² m ²]	I_{eigen} [cm ² m ²]
Betongurt	0	0,07	0	0	0
Bewehrung	20,9	0,1	1,5	0,1	0
Stahlträger	84,5	0,3	28,7	9,8	2,31
Summe	105,3	-	30,2	9,9	2,31
$z_{S,Stütze} = 0,287 \text{ m}$ $I_{i0,Stütze} = 3,532 \text{ cm}^2\text{m}^2$					

Tabelle A–6: Ermittlung der Querschnittswerte für den Stützbereich mit Hilfe von Excel

Für die Steifigkeitsberechnung der Teilquerschnitte im Öffnungsbereich wird die mittragende Breite nach Ramm/Kohlmeyer [1] entsprechend berechnet:

$$h_{ef} = 11,5 \text{ cm}$$

$$e_q = 9,0 \text{ cm}$$

$$b_{w1} = e_q + d_k = 9,0 + 3,5 = 12,5 \text{ cm}$$

$$t_y = 2 \cdot h_{ef} - h_c + b_{w1} = 2 \cdot 11,5 - 14,0 + 12,5 = 21,5 \text{ cm}$$

Anhang A-2

$$b_1 = t_y + 0,83 \cdot a_o = 21,5 + 0,83 \cdot 50 = 63,0 \text{ cm}$$

Mit diesen Ergebnissen können die Steifigkeiten für die Teilquerschnitte (vgl. auch Bild 7–7) ermittelt werden. Die tabellarische Berechnung ist in Tabelle A–7 abgebildet.

Teilquerschnitt 1	A_i [cm ²]	z_i [m]	$A_i z_i$ [cm ² m]	$A_i z_i^2$ [cm ² m ²]	I_{eigen} [cm ² m ²]
Betongurt	158,3	0,07	11,08	0,78	0,3489
Bewehrung	17,7	0,07	1,24	0,09	0
Stahlflansch	24,3	0,15	3,57	0,52	0,0004
Stahlsteg	5,3	0,18	0,97	0,18	0,0025
Summe	205,6	-	16,86	1,57	0,3518
$z_s =$		0,082 m			
$I_{0,TQ1} =$		0,534 cm ² m ²			
Teilquerschnitt 2	A_i [cm ²]	z_i [m]	$A_i z_i$ [cm ² m]	$A_i z_i^2$ [cm ² m ²]	I_{eigen} [cm ² m ²]
Betongurt	0	0,07	0	0	0
Bewehrung	17,7	0,07	1,24	0,09	0
Stahlflansch	24,3	0,15	3,57	0,52	0,0004
Stahlsteg	5,3	0,18	0,97	0,18	0,0025
Summe	47,3	-	5,78	0,79	0,0028
$z_s =$		0,122 m			
$I_{0,TQ2} =$		0,086 cm ² m ²			
Teilquerschnitte 3 + 4	A_i [cm ²]	z_i [m]	$A_i z_i$ [cm ² m]	$A_i z_i^2$ [cm ² m ²]	I_{eigen} [cm ² m ²]
Stahlsteg	5,3	0,03	0,16	0,01	0,0017
Stahlflansch	24,3	0,07	1,66	0,11	0,0004
Summe	29,6	-	1,82	0,12	0,0020
$z_s =$		0,062 m			
$I_{0,TQ3} =$		0,008 cm ² m ²			

Tabelle A–7: Ermittlung der Querschnittswerte für die Teilquerschnitte mit Hilfe von Excel

Für den oberen Teilträger werden die Steifigkeiten der Einzelquerschnitte für Beton und Stahl benötigt. Die Steifigkeit des Stahlträgerrests entspricht der Steifigkeit des unteren Teilquerschnitts. Hierfür kann der Wert aus Tabelle A–7 verwendet werden. Die Werte für den Betongurt sind in Tabelle A–8 ermittelt.

Betongurt c	A_i [cm ²]	z_i [m]	$A_i z_i$ [cm ² m]	$A_i z_i^2$ [cm ² m ²]	I_{eigen} [cm ² m ²]
Betongurt	158,3	0,07	11,08	0,78	0,3489
Bewehrung	17,7	0,00	0,00	0,00	0
Summe	176,1	-	11,08	0,78	0,3489
$z_s =$		0,063 m			
$I_{0,c} =$		0,427 cm ² m ²			

Tabelle A–8: Ermittlung der Querschnittswerte für den Betongurt

Lokale Berechnung der Öffnung (nach Kapitel 7.2.3)

Die Öffnung kann sich wie in Kapitel 7.2.3 erläutert unterschiedlich verhalten. Für das reine Querkraftfließgelenk (I) werden die plastischen Momententragfähigkeiten der Teilquerschnitte benötigt.

Da es sich bei diesem Beispiel um eine Nachrechnung handelt, wird statt f_{ck} und f_{cd} der Wert f_{c1} nach Ramm/Kohlmeyer [1] Gleichung (6.49) verwendet:

$$f_{tc} = 0,75 \cdot f_{c,cube150,m} = 0,75 \cdot 70,0 \text{ N/mm}^2 = 52,5 \text{ N/mm}^2$$

Für die Berechnung der plastischen Momententragfähigkeit im Teilquerschnitt 1 werden einige Eingangswerte benötigt:

$$y_{11} = \frac{b_{f,o} \cdot t_{f,o} \cdot f_{yd}}{b_l \cdot f_{cd}} = \frac{18,0 \text{ cm} \cdot 1,35 \text{ cm} \cdot 30,12 \text{ kN/cm}^2}{63,0 \text{ cm} \cdot 5,25 \text{ kN/cm}^2} = 2,2 \text{ cm}$$

$$y_{12} = z_s - y_{11} = 8,2 \text{ cm} - 2,2 \text{ cm} = 6,0 \text{ cm}$$

$$\bar{y}_c = h_c - z_s = 14,0 \text{ cm} - 8,2 \text{ cm} = 5,8 \text{ cm}$$

Mit Hilfe der Grundfunktion ergibt sich dann:

$$\begin{aligned} M_{pl,Rd,1} = M_{11} &= -\frac{1}{2} \cdot b_l \cdot f_{cd} \cdot y_{12}^2 + \frac{1}{2} \cdot b_l \cdot f_{cd} \cdot z_s^2 + b_{f,o} \cdot t_{f,o} \cdot f_{yd} \cdot \left(\frac{t_{f,o}}{2} + \bar{y}_c \right) \\ &\quad + \sqrt{0,02} \cdot t_w \cdot h_{w,o} \cdot f_{yd} \cdot \left(\frac{h_{w,o}}{2} + t_{f,o} + \bar{y}_c \right) \\ &= -\frac{1}{2} \cdot 63,0 \text{ cm} \cdot 5,15 \text{ kN/cm}^2 \cdot (6,0 \text{ cm})^2 + \frac{1}{2} \cdot 63,0 \text{ cm} \cdot 5,15 \text{ kN/cm}^2 \cdot (8,2 \text{ cm})^2 \\ &\quad + 18,0 \text{ cm} \cdot 1,35 \text{ cm} \cdot 30,12 \text{ kN/cm}^2 \cdot \left(\frac{1,35 \text{ cm}}{2} + 5,8 \text{ cm} \right) \\ &\quad + \sqrt{0,02} \cdot 0,86 \text{ cm} \cdot 6,15 \text{ cm} \cdot 30,12 \text{ kN/cm}^2 \cdot \left(\frac{6,15 \text{ cm}}{2} + 1,35 \text{ cm} + 5,8 \text{ cm} \right) \\ &= 10037,4 \text{ kNcm} = 100,4 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Für den Teilquerschnitt 2 ergibt sich folgender Berechnungsablauf:

$$y_{23} = \frac{A_s \cdot f_{sd}}{b_l \cdot f_{cd}} = \frac{17,7 \text{ cm}^2 \cdot 57,06 \text{ kN/cm}^2}{63,0 \text{ cm} \cdot 5,25 \text{ kN/cm}^2} = 3,1 \text{ cm}$$

$$y_{24} = y_{11} + \bar{y}_c - y_{23} = 2,2 + 5,8 - 3,1 = 4,9 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} M_{pl,Rd,2} = M_{22} &= \frac{1}{2} \cdot b_l \cdot f_{cd} \cdot (y_{24})^2 - b_l \cdot f_{cd} \cdot \frac{z_s^2 + \bar{y}_c^2 - (z_s - y_{23})^2}{2} - b_{f,o} \cdot t_{f,o} \cdot f_{yd} \cdot \frac{(\bar{y}_c + t_{f,o})^2 - \bar{y}_c^2}{2} \\ &\quad - \sqrt{0,02} \cdot t_w \cdot h_{w,o} \cdot f_{yd} \cdot \left(\frac{h_{w,o}}{2} + t_{f,o} + \bar{y}_c \right) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{1}{2} \cdot 63,0 \text{ cm} \cdot 5,25 \text{ kN/cm}^2 \cdot (4,9 \text{ cm})^2 \\
 &\quad - 63,0 \text{ cm} \cdot 5,25 \text{ kN/cm}^2 \cdot \frac{(8,2 \text{ cm})^2 + (5,8 \text{ cm})^2 - (8,2 \text{ cm} - 3,1 \text{ cm})^2}{2} \\
 &\quad - 18,0 \text{ cm} \cdot 30,12 \text{ kN/cm}^2 \cdot \frac{(5,8 \text{ cm} + 1,35 \text{ cm})^2 - (5,8 \text{ cm})^2}{2} \\
 &\quad - \sqrt{0,02} \cdot 0,86 \text{ cm} \cdot 6,15 \text{ cm} \cdot 30,12 \text{ kN/cm}^2 \cdot \left(\frac{6,15 \text{ cm}}{2} + 1,35 \text{ cm} + 5,8 \text{ cm} \right) \\
 &= -13380,5 \text{ kNcm} = -133,8 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Die Momententragfähigkeit im Teilquerschnitt 3 berechnet sich wie folgt:

$$y_c = h_{a,u} - t_{f,u} - z_s = 7,5 \text{ cm} - 1,35 \text{ cm} - 6,2 \text{ cm} = -0,1 \text{ cm}$$

$$y_{sc} = h_{a,u} - z_s = 7,5 \text{ cm} - 6,2 \text{ cm} = 1,3 \text{ cm}$$

$$y_{32} = y_{42} = y_{sc} = 1,3 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned}
 M_{pl,Rd,3} = M_{31} &= -b_{f,u} \cdot f_{yd} \cdot (y_{32})^2 + b_{f,u} \cdot f_{yd} \cdot \frac{y_c^2 + y_{sc}^2}{2} + \sqrt{0,02} \cdot t_w \cdot f_{yd} \cdot \frac{(h_{w,u} - y_c)^2 - y_c^2}{2} \\
 &= -18,0 \text{ cm} \cdot 30,12 \text{ kN/cm}^2 \cdot (1,3 \text{ cm})^2 + 18,0 \text{ cm} \cdot 30,12 \text{ kN/cm}^2 \cdot \frac{(-0,1 \text{ cm})^2 + (1,3 \text{ cm})^2}{2} \\
 &\quad + \sqrt{0,02} \cdot 0,86 \text{ cm} \cdot 30,12 \text{ kN/cm}^2 \cdot \frac{(6,15 \text{ cm} + 0,1)^2 - (-0,1)^2}{2} \\
 &= -383,9 \text{ kNcm} = -3,8 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Im Teilquerschnitt 4 dreht sich das Vorzeichen um. Damit ergibt sich:

$$M_{pl,Rd,4} = M_{41} = 3,8 \text{ kNm}$$

Die Querkraft im oberen Teilquerschnitt berechnet sich nach folgender Formel:

$$V_{pl,Rd,o}^I = \frac{|M_{pl,Rd,1}| + |M_{pl,Rd,2}|}{a_o} = \frac{100,4 \text{ kNm} + 133,8 \text{ kNm}}{0,5 \text{ m}} = 468,4 \text{ kN}$$

Analog wird die untere Teilquerkraft berechnet:

$$V_{pl,Rd,u}^I = \frac{3,8 \text{ kNm} + 3,8 \text{ kNm}}{0,5 \text{ m}} = 15,2 \text{ kN}$$

Die globale plastische Querkrafttragfähigkeit für die Öffnung als reines Querkraftfließgelenk (I) lässt sich dann wie folgt berechnen:

$$V_{pl,Rd}^I = 468,4 \text{ kN} + 15,2 \text{ kN} = 483,6 \text{ kN}$$

Für die Modellvorstellung, dass sich die Öffnung als reines Momentenfließgelenk (II) verhält, werden die plastischen Normalkräfte benötigt:

$$N_{pl,Rd,o}^{II} = A_{a,o} \cdot f_{yd} + A_{c,eff} \cdot f_{cd}$$

$$\begin{aligned}
 &= 29,6 \text{ cm}^2 \cdot 30,12 \text{ kN/cm}^2 + (63,0 \text{ cm} \cdot 14,0 \text{ cm}) \cdot 5,25 \text{ kN/cm}^2 \\
 &= 5522,1 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

und:

$$N_{\text{pl,Rd,u}}^{\text{II}} = A_{\text{a,u}} \cdot f_{\text{yd}} = 29,6 \text{ cm}^2 \cdot 30,12 \text{ kN/cm}^2 = 891,6 \text{ kN}$$

Damit ergibt sich die maßgebende plastische Normalkraft zu:

$$N_{\text{pl,Rd,u}}^{\text{II}} < N_{\text{pl,Rd,o}}^{\text{II}} \Rightarrow N_{\text{pl,Rd}}^{\text{II}} = 891,6 \text{ kN}$$

Der innere Hebelarm wird aus den Werten der Tabelle A-7 ermittelt:

$$z_0 = 54 \text{ cm} - 8,2 \text{ cm} - 7,5 \text{ cm} + 6,2 \text{ cm} = 44,5 \text{ cm}$$

Somit kann dann das globale plastische Moment für den Öffnungsbereich berechnet werden:

$$M_{\text{pl,Rd}}^{\text{II}} = N_{\text{pl,Rd}}^{\text{II}} \cdot z_0 = 891,6 \text{ kN} \cdot 0,445 \text{ m} = 396,8 \text{ kNm}$$

Für das kombinierte Versagen (III) muss zuerst die Querkrafttragfähigkeit des Betongurts bestimmt werden. Hierzu werden einige Eingangswerte berechnet:

$$e_{\text{q,DL}} = 8,6 \text{ cm} \leq h_{\text{ef}} + \frac{d_{\text{K}}}{2} = 11,5 \text{ cm} + \frac{3,5 \text{ cm}}{2} = 13,25 \text{ cm}$$

$$b_{\text{w1,ext}} = e_{\text{q}} + 2 \cdot e_{\text{q,DL}} + d_{\text{DL}} = 9 + 2 \cdot 8,6 + 1,0 = 27,2 \text{ cm}$$

$$b_{\text{w2,1,ext}} = u_1 = \pi \cdot 1,5 \cdot d + (b_{\text{f,o}} - b_{\text{w1,ext}}) = \pi \cdot 1,5 \cdot 12,8 \text{ cm} + (18,0 \text{ cm} - 27,2 \text{ cm}) = 51,1 \text{ cm}$$

$$d_2 = h_{\text{ef}} - (h_{\text{c}} - d) = 11,5 \text{ cm} - (14,0 \text{ cm} - 12,8 \text{ cm}) = 10,3 \text{ cm}$$

$$b_{\text{w2,2}} = u_2 = \pi \cdot 1,5 \cdot d_2 = \pi \cdot 1,5 \cdot 10,3 \text{ cm} = 48,5 \text{ cm}$$

$$b_{\text{V}} = \min \begin{cases} b_{\text{V,1}} = b_{\text{w2,1,ext}} + b_{\text{w1,ext}} = 51,1 \text{ cm} + 27,2 \text{ cm} = 78,3 \text{ cm} \\ b_{\text{V,2}} = b_{\text{w2,2}} + b_{\text{w1,ext}} = 48,5 \text{ cm} + 27,2 \text{ cm} = 75,7 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\sigma_{\text{cd}} = 0 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned}
 V_{\text{Rd,c}} &= 0,24 \cdot f_{\text{ck}}^{\frac{1}{3}} \cdot \left(1 + 1,2 \cdot \frac{\sigma_{\text{cd}}}{f_{\text{cd}}} \right) \cdot b_{\text{w1,ext}} \cdot h_{\text{ef}} = \\
 &= \frac{0,24 \cdot (52,5 \text{ N/mm}^2)^{\frac{1}{3}} \cdot \left(1 + 1,2 \cdot \frac{0 \text{ N/mm}^2}{52,5 \text{ N/mm}^2} \right) \cdot 272 \text{ mm} \cdot 115 \text{ mm}}{1000} = 28,11 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Für die Ermittlung der Druckstrebenneigung gilt bei diesem Bemessungsmodell:

$$V_{\text{Ed,c,o}} = V_{\text{Rd,c,o}}$$

$V_{Rd,c,o}$ kann aber nur iterativ berechnet werden. Es wird ein Wert vorgegeben, der dann überprüft werden muss. Annahme:

$$V_{Rd,c,o} = 640 \text{ kN}$$

$$\cot \theta = \frac{1,2 - 1,4 \cdot \frac{\sigma_{cd}}{f_{cd}}}{1 - \frac{V_{Rd,c}}{V_{Ed,c,o}}} = \frac{1,2 - 1,4 \cdot \frac{-0 \text{ N/mm}^2}{52,5 \text{ N/mm}^2}}{1 - \frac{28,11 \text{ kN}}{640 \text{ kN}}} = 1,26$$

$$\tan \theta = \frac{1}{\cot \theta} = \frac{1}{1,26} = 0,79$$

Jetzt kann die Druckstrebenfestigkeit für den Querkraftnachweis berechnet werden:

$$V_{Rd,max,1} = \frac{b_{w1,ext} \cdot h_{ef} \cdot 0,75 \cdot f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta} = \frac{272 \text{ mm} \cdot 115 \text{ mm} \cdot 0,75 \cdot 52,5 \text{ N/mm}^2}{(1,26 + 0,79) \cdot 1000} = 600,8 \text{ kN}$$

Für den weiteren Verlauf der Berechnung werden die als Querkraftbewehrung funktionierenden Kopfbolzen- und Doppelkopfbankerflächen benötigt:

$$A_{sw1} = n \cdot \pi \cdot \frac{d_D^2}{4} = 2 \cdot \pi \cdot \frac{(2,2 \text{ cm})^2}{4} = 7,6 \text{ cm}^2$$

$$A_{sw1,DL} = n \cdot \pi \cdot \frac{d_{DL}^2}{4} = 2 \cdot \pi \cdot \frac{(1,0 \text{ cm})^2}{4} = 1,57 \text{ cm}^2$$

Die Zugstrebenfestigkeit ergibt sich dann zu:

$$\begin{aligned} V_{Rd,sy,1} &= \left(\frac{A_{sw1}}{e_L} \cdot f_{sd} \cdot h_{ef} + \frac{A_{sw1,DL}}{e_{L,DL}} \cdot f_{sd,DL} \cdot h_{DL} \right) \cdot \cot \theta \\ &= \left(\frac{7,6 \text{ cm}^2}{10,0 \text{ cm}} \cdot 40,3 \text{ kN/cm}^2 \cdot 11,5 \text{ cm} + \frac{1,57 \text{ cm}^2}{10,0 \text{ cm}} \cdot 51,4 \text{ kN/cm}^2 \cdot 8,0 \text{ cm} \right) \cdot 1,26 = 525,1 \text{ kN} \end{aligned}$$

Für den Querkraftnachweis wird der kleinere Wert aus Druckstrebenfestigkeit und Zugstrebenfestigkeit angesetzt:

$$V_{Rd,1} = V_{Rd,sy,1} = 525,1 \text{ kN}$$

Als nächsten Schritt werden weitere Berechnungsparameter bestimmt:

$$\kappa = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{128 \text{ mm}}} = 2,25 \leq 2,0$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_{w2,2} \cdot d} = \frac{17,8 \text{ cm}^2}{48,5 \text{ cm} \cdot 12,8 \text{ cm}} = 0,029$$

Die Querkrafttragfähigkeit des Betongurts in der Zone 2 wird wie folgt berechnet:

$$\begin{aligned}
 V_{Rd,ct,2,2} &= \left[0,1767 \cdot \kappa \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} - 0,12 \cdot \sigma_{cd} \right] \cdot b_{w2,2} \cdot d = \\
 &= \frac{\left[0,1767 \cdot 2,0 \cdot (100 \cdot 0,029 \cdot 52,5 \text{ N/mm}^2)^{1/3} + 0,12 \cdot 0 \text{ N/mm}^2 \right] \cdot 485 \text{ mm} \cdot 128 \text{ mm}}{1000} \\
 &= 117,1 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Die Querkrafttragfähigkeit des Betongurts kann dann berechnet werden:

$$V_{Rd,c,o} = V_{Rd,1} + V_{Rd,ct,2} = 525,1 \text{ kN} + 117,1 \text{ kN} = 642,2 \text{ kN}$$

Der berechnete Wert wird mit dem Eingangswert verglichen:

$$642,2 \text{ kN} \approx 640 \text{ kN}$$

Dieses Ergebnis ist für die Berechnung des Beispiels genügend genau. Für eine exakte Berechnung müsste mit einem neuen Eingangswert die Ermittlung iterativ fortgesetzt werden.

Weiterhin muss die Grenzquerkraft für das Ausreißen der Kopfbolzendübel berechnet werden:

$$\begin{aligned}
 v_{Rd,ct,2,2} &= \left[0,25 \cdot \kappa \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} - 0,12 \cdot \sigma_{cd,2} \right] \cdot d = \\
 &= \left[0,25 \cdot 2,0 \cdot (100 \cdot 0,029 \cdot 52,5 \text{ N/mm}^2)^{1/3} + 0,12 \cdot 0 \text{ N/mm}^2 \right] \cdot 128 \text{ mm} = \\
 &= 341,7 \text{ N/mm}
 \end{aligned}$$

$$V_{Rd,ct,2,2} = \frac{v_{Rd,ct,2,2} \cdot u_2}{1,4} = \frac{341,7 \text{ N/mm} \cdot 485 \text{ mm}}{1,4 \cdot 1000} = 118,4 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c,e} = V_{Rd,1} + V_{Rd,ct,2,2} = 525,1 \text{ kN} + 118,4 \text{ kN} = 643,5 \text{ kN}$$

Außerdem ist der Durchstanzwiderstand zu berechnen:

$$V_{Rd,ct,2,1} = \frac{v_{Rd,ct,2,1} \cdot u_1}{1,4} = \frac{341,7 \text{ N/mm} \cdot 511 \text{ mm}}{1,4 \cdot 1000} = 124,7 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c,a} = V_{Rd,1} + V_{Rd,ct,2,1} = 525,1 \text{ kN} + 124,7 \text{ kN} = 649,8 \text{ kN}$$

Aus den drei ermittelten Widerständen ist der niedrigste Wert maßgebend:

$$V_{Rd,c,o} = \min \left\{ \begin{array}{l} V_{Rd,c,o} = 642,2 \text{ kN} \\ V_{Rd,c,e} = 643,5 \text{ kN} \\ V_{Rd,c,a} = 649,8 \text{ kN} \end{array} \right\} = 642,2 \text{ kN}$$

Mit Hilfe der Steifigkeiten (vgl. Tabelle A–7 und Tabelle A–8) kann der Querkraftanteil im oberen Teilträger berechnet werden:

$$V_{Rd,o} = V_{Rd,c,o} \cdot \frac{EI_{c,o} + EI_{a,o}}{EI_{c,o}} = 642,2 \text{ kN} \cdot \frac{0,427 + 0,008}{0,427} = 654,2 \text{ kN}$$

Die globale plastische Querkrafttragfähigkeit für das kombinierte Versagen (III) im Öffnungsbereich ergibt sich zu:

$$V_{pl,Rd}^{III} = V_{Rd,o} \cdot \frac{EI_o + EI_u}{EI_o} = 654,2 \text{ kN} \cdot \frac{0,534 + 0,008}{0,534} = 657,8 \text{ kN}$$

Für das kombinierte Versagen wird außerdem die plastische Normalkraft benötigt:

$$N_{pl,Rd}^{III} = N_{pl,Rd,o}^{III} = N_{pl,Rd,u}^{III} = A_{a,f,u} \cdot f_{yd} = 18,0 \text{ cm} \cdot 1,35 \text{ cm} \cdot 30,12 \text{ kN/cm}^2 = 731,9 \text{ kN}$$

Die plastische Momententragfähigkeit für den Stahlträger wird dann wie folgt berechnet:

$$M_{pl,Rd}^{III} = N_{pl,Rd}^{III} \cdot z_{0,a} = 731,9 \text{ kN} \cdot \frac{(40 \text{ cm} - 2 \cdot 7,5 \text{ cm} + 2 \cdot 6,2 \text{ cm})}{100} = 273,7 \text{ kNm}$$

Mögliche Fließgelenkketten und Kombinationen (nach Kapitel 7.2.4)

Die möglichen Fließgelenkketten des Beispielträgers entsprechen den in Bild 7–22 gezeigten unabhängigen Ketten und den in Bild 7–24 dargestellten Kombinationen. Da die maßgebende Kette aus Kapitel 7.2.7 bereits bekannt ist, werden aus Gründen der Übersichtlichkeit an dieser Stelle drei Ketten sowie eine Kombination herausgegriffen, berechnet und verglichen. Im Regelfall müssten aber alle möglichen Ketten und Kombinationen untersucht werden. Für diese umfangreiche Berechnung empfiehlt sich die Verwendung eines Tabellenkalkulationsprogramms. Bei den hier untersuchten Ketten handelt es sich um die unabhängigen Fließgelenkketten 2, 3 und 6 sowie die Kettenkombination 2+3, welche in Bild A–7 dargestellt sind.

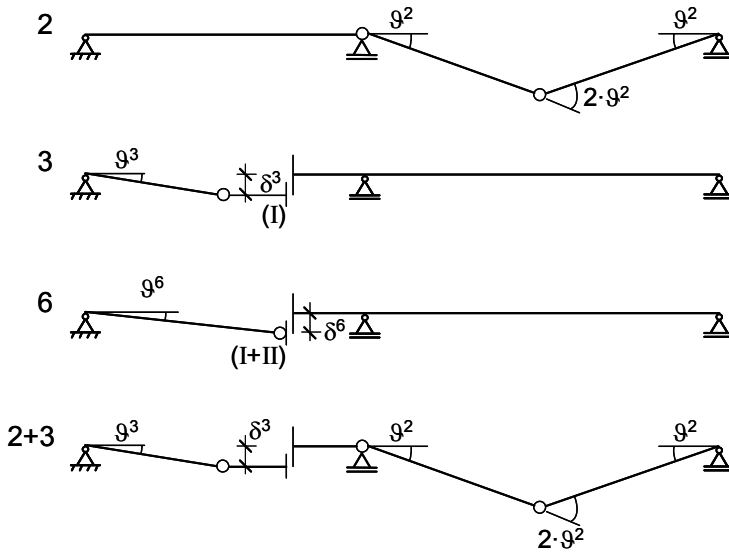


Bild A-7: Im Beispiel untersuchte Fließgelenkketten

Für die Kette 2 wird das plastische Stützmoment und das plastische Feldmoment benötigt, die dann beide entsprechend der Querkraft iterativ zu reduzieren sind. Um diesen Iterationsprozess abzukürzen, wird die Querkraft, die sich aus den beiden Momenten ergibt, gleich mit dem richtigen Wert festgelegt:

$$V_{Rd,red} = 537,9 \text{ kN}$$

Die Berechnung des plastischen Feldmomentes wird wie folgt durchgeführt:

Maximale Zugkraft im Stahlträger:

$$A_a = 84,5 \text{ cm}^2 \quad (\text{aus Tabelle A-5})$$

$$Z_a = A_a \cdot f_{yd} = 84,5 \text{ cm}^2 \cdot 30,12 \text{ kN/cm}^2 = 2545,1 \text{ kN}$$

Plastische Nulllinie:

$$\beta_R = 0,85 \cdot f_{cd} = 0,85 \cdot 5,15 \text{ kN/cm}^2 = 4,38 \text{ kN/cm}^2$$

$$x_{pl} = \frac{Z_a}{b_{\text{eff,Feld}} \cdot \beta_R} = \frac{2545,1 \text{ kN}}{85 \text{ cm} \cdot 4,38 \text{ kN/cm}^2} = 6,84 \text{ cm} \leq 14 \text{ cm} = h_c$$

Die plastische Nulllinie liegt im Betongurt. Die Druckkraft im Betongurt beträgt dann:

$$D_c = Z_a = 2545,1 \text{ kN}$$

Lage der Druckkraft:

$$x_c = \frac{x_{pl}}{2} = \frac{6,84}{2} = 3,42 \text{ cm}$$

Das plastische Moment ohne Reduktion für den Feldquerschnitt lässt sich dann ermitteln:

$$M_{pl,Rd,Feld2} = Z_a \left(\frac{h_a}{2} + h_c - x_c \right) = 2545,1 \text{ kN} \left(\frac{0,40 \text{ m}}{2} + 0,14 \text{ m} - 0,0342 \text{ m} \right) = 778,3 \text{ kNm}$$

Die Öffnung liegt nicht im Wirkungsbereich eines Momentenfließgelenks. Die Grenzkraft für den ungeschwächten Träger wird dann wie folgt ausgerechnet:

$$A_v = 1,04 \cdot h_a \cdot t_w = 1,04 \cdot 40 \text{ cm} \cdot 0,86 \text{ cm} = 35,8 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yd}}{\sqrt{3}} = \frac{35,8 \text{ cm}^2 \cdot 30,12 \text{ kN/cm}^2}{\sqrt{3}} = 622,6 \text{ kN}$$

Für die Interaktion von Querkraft und Moment muss Gleichung (7.21) überprüft werden:

$$V_{Rd,red} = 537,3 \text{ kN} \geq 311,3 \text{ kN} = 0,5 \cdot V_{pl,Rd}$$

Demnach muss das plastische Moment für den Feld- und den Stützquerschnitt reduziert werden. Um die Reduktion durchzuführen, wird das plastische Moment ohne die wirksame Schubfläche berechnet. Für den Feldbereich ergibt sich:

Maximale Zugkraft im Stahlträger:

$$A_{a,red} = A_a - A_v = 84,5 \text{ cm}^2 - 35,8 \text{ cm}^2 = 48,7 \text{ cm}^2$$

$$Z_{a,red} = A_{a,red} \cdot f_{yd} = 48,7 \text{ cm}^2 \cdot 30,12 \text{ kN/cm}^2 = 1466,8 \text{ kN}$$

Plastische Nulllinie:

$$x_{pl} = \frac{Z_{a,red}}{b_{eff,Feld} \cdot f_{ck}} = \frac{1466,8 \text{ kN}}{85 \text{ cm} \cdot 4,38 \text{ kN/cm}^2} = 3,94 \text{ cm} \leq 14 \text{ cm} = h_c$$

Die plastische Nulllinie liegt im Betongurt. Die Druckkraft im Betongurt beträgt dann:

$$D_c = Z_{a,red} = 1466,8 \text{ kN}$$

Lage der Druckkraft:

$$x_c = \frac{x_{pl}}{2} = \frac{3,94}{2} = 1,97 \text{ cm}$$

Das plastische Moment ohne die wirksame Schubfläche für den Feldquerschnitt ergibt:

$$M_{f,Rd,Feld2} = Z_{a,red} \left(\frac{h_a}{2} + h_c - x_c \right) \\ = 1466,8 \text{ kN} \left(\frac{0,40 \text{ m}}{2} + 0,14 \text{ m} - 0,0197 \text{ m} \right) = 469,8 \text{ kNm}$$

Das plastische reduzierte Moment, das für den Nachweis benötigt wird, lässt sich dann nach Gleichung (7.22) ermitteln:

$$\begin{aligned}
 M_{pl,Rd,red,Feld2}^2 &= M_{f,Rd,Feld2} + (M_{pl,Rd,Feld2} - M_{f,Rd,Feld2}) \cdot \left[1 - \left(\frac{2 \cdot V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2 \right] \\
 &= 469,8 \text{ kNm} + (778,3 \text{ kNm} - 469,8 \text{ kNm}) \cdot \left[1 - \left(\frac{2 \cdot 537,9 \text{ kN}}{622,6 \text{ kN}} - 1 \right)^2 \right] = 614,8 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Für den Stützbereich ergibt sich folgender Berechnungsablauf:

Maximale Zugkraft in der Bewehrung:

$$A_s = 20,9 \text{ cm}^2 \quad (\text{aus Tabelle A-6})$$

$$Z_s = A_s \cdot f_{sd} = 20,9 \text{ cm}^2 \cdot 57,06 \text{ kN/cm}^2 = 1192,6 \text{ kN}$$

Maximale Zugkraft im Stahlträger:

$$Z_a = 2545,1 \text{ kN} \geq Z_s$$

Die plastische Nulllinie liegt im Stahlträger. Für diesen Fall wird die Berechnung folgendermaßen fortgesetzt:

$$h'_a = \frac{Z_s}{t_w \cdot f_{yd}} = \frac{1192,6 \text{ kN}}{0,86 \text{ cm} \cdot 30,12 \text{ kN/cm}^2} = 46,0 \text{ cm} \geq h_w = 33,1 \text{ cm}$$

Daraus folgt:

$$h'_a = h_w = 33,1 \text{ cm}$$

Außerdem wird für die Ermittlung benötigt:

$$a = \frac{h_c}{2} + \frac{h_a}{2} = \frac{14 \text{ cm}}{2} + \frac{40 \text{ cm}}{2} = 27,0 \text{ cm}$$

$$Z_s = 1192,6 > 0,1 \cdot Z_a = 0,1 \cdot 2545,1 \text{ kN} = 254,5 \text{ kN}$$

$$S_{y,a} = 654 \text{ cm}^3 \quad (\text{Statisches Moment für IPE 400})$$

Plastisches Moment im Stahlträger:

$$M_{pl,Rd,a} = f_{yd} \cdot 2 \cdot S_{y,a} = \frac{30,12 \text{ kN/cm}^2 \cdot 2 \cdot 654 \text{ cm}^3}{100} = 394,0 \text{ kNm}$$

Das plastische Moment für den Stützquerschnitt lässt sich dann ermitteln:

$$\begin{aligned}
 M_{pl,Rd,Stütze} &= -Z_s \cdot a - 1,1 \cdot M_{pl,Rd,a} \left(1 - \frac{Z_s}{Z_a} \right) \\
 &= -1192,6 \text{ kN} \cdot 0,27 \text{ m} - 1,1 \cdot 394,0 \text{ kNm} \left(1 - \frac{1192,6 \text{ kN}}{2545,1 \text{ kN}} \right) = -552,3 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Für die Reduktion des plastischen Stützmomentes ergibt sich folgende Berechnung:

$$Z_{a,red} = 1466,8 \text{ kN} \geq 1192,6 \text{ kN} = Z_s$$

$$Z_s = 1192,6 > 0,1 \cdot Z_{a,red} = 0,1 \cdot 1466,8 \text{ kN} = 146,68 \text{ kN}$$

Plastisches Moment im Stahlträger ohne wirksame Schubfläche:

$$\begin{aligned} M_{pl,Rd,a,red} &= f_{yd} \cdot A_{a,f} \cdot (h_a - t_f) = \\ &= \frac{30,12 \text{ kN/cm}^2 \cdot 18 \text{ cm} \cdot 1,35 \text{ cm} \cdot (40 \text{ cm} - 1,35 \text{ cm})}{100} = 282,9 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Das plastische Moment ohne die wirksame Schubfläche für den Stützquerschnitt ergibt:

$$\begin{aligned} M_{f,Rd,Stütze} &= -Z_s \cdot a - 1,1 \cdot M_{pl,Rd,a,red} \left(1 - \frac{Z_s}{Z_{a,red}} \right) = \\ &= -1192,6 \text{ kN} \cdot 0,27 \text{ m} - 1,1 \cdot 282,9 \text{ kNm} \left(1 - \frac{1192,6 \text{ kN}}{1466,8 \text{ kN}} \right) = -380,2 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Das reduzierte plastische Moment für den Stützquerschnitt lässt sich dann ermitteln:

$$\begin{aligned} M_{pl,Rd,red,Stütze}^2 &= M_{f,Rd,Stütze}^2 + (M_{pl,Rd,Stütze} - M_{f,Rd,Stütze})^2 \cdot \left[1 - \left(\frac{2 \cdot V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2 \right] \\ &= -(380,2 \text{ kNm} + (552,3 \text{ kNm} - 380,2 \text{ kNm}) \cdot \left[1 - \left(\frac{2 \cdot 537,9 \text{ kN}}{622,6 \text{ kN}} - 1 \right)^2 \right])^2 = -461,1 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Mit dem plastischen Feld- und Stützmomenten ergibt sich dazwischen folgender Querkraftverlauf:

$$V_{Rd,red}^2 = \frac{|M_{pl,Rd,red,Feld2}| + |M_{pl,Rd,red,Stütze}|}{L_2/2} = \frac{614,8 \text{ kNm} + 461,1 \text{ kNm}}{2,0 \text{ m}} = 537,95 \text{ kN}$$

Mit dem Eingangswert abgeglichen, ist die Iteration beendet:

$$537,9 \text{ kN} \approx 537,95 \text{ kN}$$

Als nächsten Schritt werden die plastischen Gelenke für Kette 3 berechnet. Dazu wird erneut das plastische Feldmoment benötigt. Da es sich um ein symmetrisches System handelt, kann der Wert ohne Reduktion von Kette 2 übernommen werden:

$$M_{pl,Rd,Feld1} = M_{pl,Rd,Feld2} = 778,3 \text{ kNm}$$

Die maßgebende Querkraft zur Reduktion dieses Feldmomentes entspricht der plastischen Querkrafttragfähigkeit des Querkraftgelenks in der Kette 3. Dabei handelt es sich um ein reines Querkraftfließgelenk (I), welches oben schon berechnet wurde:

$$V_{pl,Rd}^I = 483,6 \text{ kN}$$

Die reduzierte Momententragfähigkeit lässt sich dann wie folgt ermitteln:

$$\begin{aligned}
 M_{pl,Rd,red,Feld1}^3 &= M_{f,Rd,Feld1} + (M_{pl,Rd,Feld1} - M_{f,Rd,Feld1}) \cdot \left[1 - \left(\frac{2 \cdot V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2 \right] \\
 &= 469,8 \text{ kNm} + (778,3 \text{ kNm} - 469,8 \text{ kNm}) \cdot \left[1 - \left(\frac{2 \cdot 483,6 \text{ kN}}{622,6 \text{ kN}} - 1 \right)^2 \right] = 683,8 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Bei der Fließgelenkkette 6 bildet sich eine Kombination aus reinem Querkraft- und Momentenfließgelenk im Öffnungsbereich (I+II). Beide plastischen Tragfähigkeiten wurden bereits ermittelt:

$$V_{pl,Rd}^I = 483,6 \text{ kN}$$

$$M_{pl,Rd}^{II} = 396,8 \text{ kNm}$$

Maßgebende Fließgelenkkette und Traglastnachweis (nach Kapitel 7.2.5)

Nachdem die plastischen Tragfähigkeiten ermittelt sind, kann die Traglast berechnet werden. Hierfür werden äußere und innere Arbeit für jede Kette benötigt. Für Kette 2 ist die äußere Arbeit:

$$W^{a,2} = Q_{Rd,2} \cdot \vartheta^2 \cdot \frac{L_2}{2} = Q_{Rd,2} \cdot \vartheta^2 \cdot 2,0 \text{ m}$$

Die innere Arbeit:

$$\begin{aligned}
 W^{i,2} &= -M_{pl,Rd,red,Feld2}^2 \cdot 2 \cdot \vartheta^2 - M_{pl,Rd,red,Stütze}^2 \cdot \vartheta^2 \\
 &= -614,8 \text{ kNm} \cdot 2 \cdot \vartheta^2 - 461,1 \text{ kNm} \cdot \vartheta^2 = -1690,7 \text{ kNm} \cdot \vartheta^2
 \end{aligned}$$

Wendet man den Arbeitssatz an, ergibt sich die Traglast:

$$W^{a,2} + W^{i,2} = 0$$

$$W^{a,2} = -W^{i,2}$$

$$Q_{Rd,2}^2 \cdot \vartheta^2 \cdot 2,0 \text{ m} = 1690,7 \text{ kNm} \cdot \vartheta^2$$

$$Q_{Rd,2}^2 = 845,4 \text{ kN}$$

Der gleiche Rechenablauf für Kette 3:

$$W^{a,3} = Q_{Rd,1}^3 \cdot \delta^3$$

$$W^{i,3} = -M_{pl,Rd,red,Feld1}^3 \cdot \vartheta^3 - V_{pl,Rd}^I \cdot \delta^3$$

$$\vartheta^3 = \frac{\delta^3}{L_1/2}$$

$$\begin{aligned}
 W^{i,3} &= -M_{pl,Rd,red,Feld1}^3 \cdot \frac{\delta^3}{L_1/2} - V_{pl,Rd}^I \cdot \delta^3 = -683,8 \text{ kNm} \cdot \frac{\delta^3}{2,0 \text{ m}} - 483,6 \text{ kN} \cdot \delta^3 \\
 &= -825,5 \text{ kN} \cdot \delta^3
 \end{aligned}$$

$$W^{a,3} + W^{i,3} = 0$$

$$W^{a,3} = -W^{i,3}$$

$$Q_{Rd,1}^3 \cdot \delta^3 = 825,5 \text{ kN} \cdot \delta^3$$

$$Q_{Rd,1}^3 = 825,5 \text{ kN}$$

Und für Kette 6:

$$W^{a,6} = Q_{Rd,1}^6 \cdot \delta^6 \cdot \frac{L_1/2}{m+a} = Q_{Rd,1}^6 \cdot \delta^6 \cdot \frac{4,0 \text{ m}/2}{3,103 \text{ m}} = Q_{Rd,1}^6 \cdot 0,645 \cdot \delta^6$$

$$W^{i,6} = -M_{pl,Rd}^I \cdot \vartheta^6 - V_{pl,Rd}^I \cdot \delta^6$$

$$\vartheta^6 = \frac{\delta^6}{a+m}$$

$$\begin{aligned} W^{i,6} &= -M_{pl,Rd}^I \cdot \frac{\delta^6}{a+m} - V_{pl,Rd}^I \cdot \delta^6 = -396,8 \text{ kNm} \cdot \frac{\delta^6}{3,103} - 483,6 \text{ kN} \cdot \delta^6 \\ &= -611,5 \text{ kN} \cdot \delta^6 \end{aligned}$$

$$W^{a,6} + W^{i,6} = 0$$

$$W^{a,6} = -W^{i,6}$$

$$Q_{Rd,1}^6 \cdot 0,645 \cdot \delta^6 = 611,5 \text{ kN} \cdot \delta^6$$

$$Q_{Rd,1}^6 = 948,1 \text{ kN}$$

Für die Kombination 2+3 ergibt sich folgender Ablauf:

$$W^{a,2+3} = Q_{Rd,1}^{2+3} \cdot \delta^3 + Q_{Rd,2}^{2+3} \cdot \vartheta^2 \cdot \frac{L_2}{2}$$

$$Q_{Rd,1}^{2+3} = Q_{Rd,2}^{2+3} ; \delta^{2+3} = \delta^2 = \delta^3 \text{ und } \vartheta^2 = \frac{\delta^{2+3}}{L_2/2}$$

$$W^{a,2+3} = Q_{Rd,1}^{2+3} \cdot \delta^{2+3} + Q_{Rd,1}^{2+3} \cdot \frac{\delta^{2+3}}{L_2/2} \cdot \frac{1}{2} = Q_{Rd,1}^{2+3} \cdot 2 \cdot \delta^{2+3}$$

$$\begin{aligned} W^{i,2+3} &= -825,5 \text{ kN} \cdot \delta^3 - 1690,7 \text{ kNm} \cdot \vartheta^2 = -825,5 \text{ kN} \cdot \delta^{2+3} - 1690,7 \text{ kNm} \cdot \frac{\delta^{2+3}}{4,0 \text{ m}/2} \\ &= -1670,9 \cdot \delta^{2+3} \end{aligned}$$

$$W^{a,2+3} + W^{i,2+3} = 0$$

$$W^{a,2+3} = -W^{i,2+3}$$

$$Q_{Rd,1}^{2+3} \cdot 2 \cdot \delta^{2+3} = 1670,9 \text{ kN} \cdot \delta^{2+3}$$

$$Q_{Rd,1}^{2+3} = 835,4 \text{ kN}$$

Von den betrachteten Fließgelenkketten ist die kleinste Traglast maßgebend:

$$Q_{Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} Q_{Rd,2}^2 = 845,4 \text{ kN} \\ Q_{Rd,1}^3 = 825,5 \text{ kN} \\ Q_{Rd,1}^6 = 948,1 \text{ kN} \\ Q_{Rd,1}^{2+3} = 835,4 \text{ kN} \end{array} \right\} = 825,5 \text{ kN}$$

Die Fließgelenkkette 3 ergibt die maßgebende Traglast.

Nun können die Schnittgrößen berechnet werden. Das Feldmoment und die Querkraft zwischen Feldmitte und Stütze sind durch die plastischen Schnittgrößen vorgegeben. Die Querkraft zum Endauflager hin ergibt sich zu:

$$V_A = V_C = -V_{pl,Rd}^I + Q_{Rd} = -483,6 \text{ kN} + 825,5 \text{ kN} = 341,9 \text{ kN}$$

Das Stützmoment wird folgendermaßen berechnet:

$$M_{Stütze} = M_{pl,Rd,red,Feld1}^3 - V_{pl,Rd}^I \cdot \frac{L_1}{2} = 683,8 \text{ kNm} - 483,6 \text{ kN} \cdot \frac{4,0 \text{ m}}{2} = -283,4 \text{ kNm}$$

Die Schnittgrößenverläufe sind in Bild A-8 gezeigt.

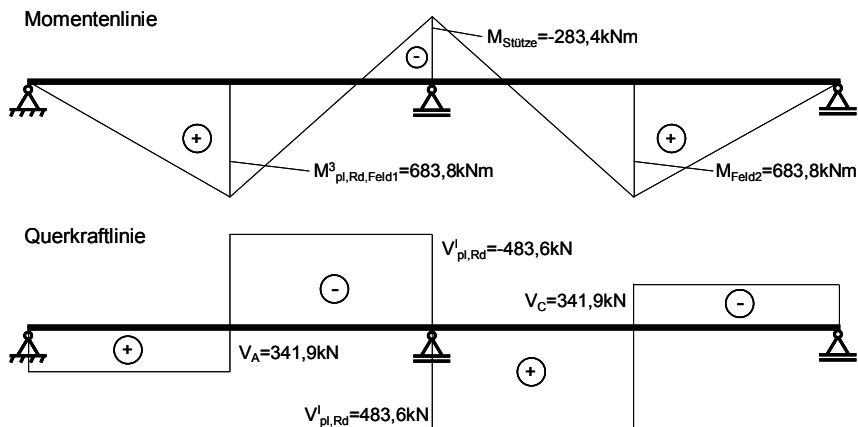


Bild A-8: Endgültige Schnittgrößenverläufe des Beispiels

Lebenslauf

Persönliche Daten

Name: Torsten Weil
Geboren: am 28. Juni 1976 in Kaiserslautern
Familienstand: verheiratet
Staatsangehörigkeit: deutsch

Berufliche Laufbahn

seit 5/2007 Vorstandsassistent und Projektingenieur
bei der Ed. Züblin AG in Stuttgart

1/2001 – 4/2007 Wissenschaftlicher Mitarbeiter mit Promotionsziel
im Fachgebiet Massivbau und Baukonstruktion
bei Herrn Prof. Dr.-Ing. Wieland Ramm (bis 9/2002)
und Herrn Prof. Dr.-Ing. Jürgen Schnell (seit 10/2002)
an der Technischen Universität Kaiserslautern

Hochschulausbildung

10/1995 – 12/2000 Bauingenieurstudium an der Technischen Universität
Kaiserslautern:

Auszeichnung für hervorragende Leistungen im Studium
Diplomarbeit im Fach Massivbau,
Thema: "Statische und konstruktive Bearbeitung einer
Spann betonbrücke"

Gewinner beim Schinkelwettbewerb 1999/2000 des
Architekten- und Ingenieurvereins zu Berlin in der
Fachsparte Konstruktiver Ingenieurbau (im Team
zusammen mit zwei Kommilitonen)

Während des Studiums von 4/1998 – 12/2000
Studentische Hilfskraft im Fachgebiet Massivbau und
Baukonstruktion bei Herrn Prof. Dr.-Ing. Wieland Ramm

Schul Ausbildung

6/1995 Abitur am Gymnasium Landstuhl:
Für besondere Leistungen im Fach Chemie ausgezeichnet