

Zum Tragverhalten von Spannbeton-Fertigdecken bei biegeweicher Lagerung

Von der Fakultät für Bauingenieurwesen
der Rheinisch-Westfälischen Technischen Hochschule Aachen
zur Erlangung des akademischen Grades eines
Doktors der Ingenieurwissenschaften
genehmigte Dissertation

vorgelegt von

Thomas Roggendorf

Berichter: Universitätsprofessor Dr.-Ing. Josef Hegger
 Professor dr.ir. Dr.-Ing. E.h. Joost C. Walraven

Tag der mündlichen Prüfung: 25. August 2010

Diese Dissertation ist auf den Internetseiten der Hochschulbibliothek online verfügbar.

Thomas Roggendorf

**Zum Tragverhalten von
Spannbeton-Fertigdecken
bei biegeeweicher Lagerung**

Zusammenfassung

Deckenkonstruktionen beeinflussen im Hochbau nachhaltig die wirtschaftliche Herstellung und die konstruktive Durchbildung von Gebäuden. Das Bauen mit Spannbeton-Fertigdecken (vorgespannte Hohlplatten) wird den Anforderungen moderner Gebäudeplanung in hohem Maße gerecht. Allerdings wird die Querkrafttragfähigkeit von Spannbeton-Fertigdecken bei einer Lagerung auf schlanken Trägern oder Unterzügen anstelle von starren Auflagern wie beispielsweise Wandscheiben deutlich herabgesetzt. Die bei biegeweicher Lagerung auftretenden Beanspruchungen in Querrichtung der Decke können die Traglast nach systematischen Untersuchungen in Finnland um bis zu 60 % reduzieren. Für diese Abminderung sind die Verbundwirkung zwischen Fertigdecke und Träger, die Trägerverformung sowie der Plattenquerschnitt von Bedeutung.

In Europa ist derzeit kein Nachweiskonzept allgemein anerkannt, das eine einheitliche und zielsichere Querkraftbemessung von Spannbeton-Fertigdecken bei biegeweicher Lagerung erlaubt. Zudem ist in vielen Fällen die Abgrenzung zwischen starrer und biegeweicher Lagerung unklar. Durch die Unsicherheiten bei der Bemessung, aber auch durch grundsätzliche offene Fragen zum Tragverhalten bei biegeweicher Lagerung, wird das Bauen mit Spannbeton-Fertigdecken eingeschränkt.

Das Ziel der vorliegenden Arbeit ist die grundlegende Analyse des Tragverhaltens von Spannbeton-Fertigdecken bei biegeweicher Lagerung. Hierzu wird zunächst der Stand der Kenntnisse zusammengefasst. Anschließend werden eigene experimentelle und numerische Untersuchungen zur Überprüfung wichtiger Einflussgrößen auf das Tragverhalten beschrieben. Die experimentellen Untersuchungen umfassen acht Großversuche an zweifeldrigen Deckensystemen mit biegeweicher Lagerung und begleitende Referenzversuche an Einzelplatten mit starrer Lagerung. Weiterführende dreidimensionale nichtlineare FE-Berechnungen liefern vertiefte Erkenntnisse zu den Tragmechanismen und zum Einfluss der Trägersteifigkeit auf das Tragverhalten. Anhand der Ergebnisse der Versuche und der FE-Berechnungen lässt sich zudem die Wirksamkeit verschiedener Maßnahmen zur Steigerung der Tragfähigkeit beurteilen.

Zur Entwicklung eines wirklichkeitsnahen Bemessungsansatzes für Querkraft wird eine Datenbank verfügbarer Großversuche mit Spannbeton-Fertigdecken bei biegeweicher Lagerung erstellt. Nach einer Auswertung der Daten werden zuerst Versuchsnachrechnungen mit einem bestehenden Bemessungsmodell aus Finnland durchgeführt. Im nächsten Schritt folgt die Ableitung eines eigenen Ansatzes, der insbesondere die Erkenntnisse zum Tragverhalten der Platten und zu deren Verbundwirkung mit dem Träger im Bruchzustand berücksichtigt. Der eigene Ansatz wird schließlich anhand der Ergebnisse von 21 Großversuchen mit unterschiedlichen Träger- und Plattentypen sowie einer Parameterstudie validiert. Er erfasst alle wesentlichen Einflüsse auf das Tragverhalten und leistet einen Beitrag zur praxisgerechten und sicheren Berechnung von Spannbeton-Fertigdecken.

Summary

In structural engineering ceilings affect both the building technique and the economic construction. Using precast prestressed hollow core slabs meets the demands of modern design and construction to a high extent. However, the shear resistance of hollow core slabs is considerably reduced if the slabs are bedded on slender beams or girders instead of rigid walls. According to investigations in Finland stresses in transverse direction of the slabs due to flexible supports may lead to a decrease in shear resistance of up to 60 %. The reduction in shear resistance depends on the composite action between the beam and the slabs, the beam deflection and the slabs' cross section.

No generally accepted design model allowing for a standardised and accurate shear design of prestressed hollow core slabs has been established in Europe so far. Furthermore, the differentiation between rigid and flexible supports is often not clear. Uncertainties in the design and open questions regarding the load bearing behaviour on flexible supports in general limit the application of prestressed hollow core slabs.

The aim of the present thesis is a thorough analysis of the load bearing behaviour of prestressed hollow core slabs on flexible supports. At first, the state of the art is summarised. Own experimental and numerical investigations on vital parameters affecting the load bearing behaviour are described in the following. The experimental investigations comprise eight full-scale tests on two-span floor systems with flexible supports and accompanying reference tests on single slabs with rigid supports. Continuitive three-dimensional nonlinear FE-analyses provide deep insight into the failure mechanism and the influence of the beam's bending stiffness on the load bearing behaviour. Based on the experimental and numerical results measures to enhance the shear resistance can be evaluated.

A database of international tests with prestressed hollow core slabs on flexible supports from literature is generated to develop a realistic design model for shear. After evaluating the data an existing design model from Finland is used to recalculate the existing tests. An own design model is derived in the next step, whereas especially findings regarding the slabs' load bearing behaviour and their composite action with the beam at the ultimate limit state are considered. Based on the results of 21 full-scale tests with different types of beams and slabs as well as a parametric study the own model is validated. It accounts for all important factors affecting the load bearing behaviour and hence contributes to an accurate and safe design of prestressed hollow core slabs on flexible supports.

INHALTSVERZEICHNIS

Einheiten und Bezeichnungen

1 EINLEITUNG.....	1
1.1 Veranlassung	1
1.2 Zielsetzung und Inhalt der Arbeit.....	2
2 STAND DER KENNTNISSE	3
2.1 Allgemeines.....	3
2.2 Spannbeton-Fertigdecken	3
2.2.1 Prinzip.....	3
2.2.2 Einleitung der Vorspannung mit sofortigem Verbund	5
2.2.3 Querkrafttragfähigkeit	8
2.3 Biegeeweiche Lagerung	14
2.3.1 Tragverhalten.....	14
2.3.2 Slim-Floor-Konstruktionen	16
2.3.3 Bestehende Untersuchungen	19
2.3.4 Bemessungsmodelle und -ansätze.....	44
2.3.5 Offene Fragen.....	52
3 EXPERIMENTELLE UNTERSUCHUNGEN	53
3.1 Allgemeines.....	53
3.2 Versuchsaufbau	53
3.2.1 Starr gelagerte Einzelplatten.....	53
3.2.2 Biegeweich gelagerte Deckenfelder	54
3.3 Parameter.....	59
3.3.1 Übersicht.....	59
3.3.2 Spannbeton-Fertigdecken.....	60
3.3.3 IFB-Profil.....	61
3.3.4 Auflagerung der Platten am IFB-Profil	63
3.3.5 Horizontale Zwängungen	64
3.3.6 Nachträgliche Füllung der Hohlkammern mit Vergussbeton.....	66
3.3.7 Platten ohne Randkammern	67
3.3.8 Werkseitige Füllung der Hohlkammern mit Vergussbeton.....	68
3.3.9 Verminderung der Verbundtragwirkung	69
3.4 Baustoffuntersuchungen	70
3.5 Messtechnik	72
3.5.1 Allgemeines	72
3.5.2 Prüfkräfte	72
3.5.3 Durchbiegungen.....	73
3.5.4 Litzenschlupf.....	74
3.5.5 Querverformung und Querdehnung der Platten	74
3.5.6 Horizontalverschiebung der Platten	75

3.5.7	Rissbildung der Längsfugen	76
3.5.8	Auflagerverhalten der Platten	76
3.5.9	Längs- und Querdehnung des IFB-Profils	77
3.5.10	Dehnung der Plattenstege	77
3.5.11	Dehnung der Betonstahlbewehrung	78
3.6	Versuchsdurchführung	79
3.6.1	Starr gelagerte Einzelplatten.....	79
3.6.2	Biegeweich gelagerte Deckenfelder	80
3.7	Ergebnisse	82
3.7.1	Allgemeines	82
3.7.2	Tragverhalten und Bruchlasten.....	82
3.7.3	Rissbildung	92
3.7.4	Beanspruchungen der Platten	95
3.7.5	Maßnahmen zur Steigerung der Querkrafttragfähigkeit.....	103
3.8	Zusammenfassung.....	106
4	NUMERISCHE UNTERSUCHUNGEN.....	109
4.1	Allgemeines.....	109
4.2	Grundlagen der Finite-Elemente Modelle	109
4.2.1	Materialmodell für Beton.....	109
4.2.2	Kontaktmodellierung	115
4.3	Starr gelagerte Einzelplatten	116
4.3.1	Modellbeschreibung.....	116
4.3.2	Tragverhalten.....	118
4.3.3	Abbildung der Versuche.....	120
4.4	Biegeweich gelagerte Deckenfelder	121
4.4.1	Modellbeschreibung.....	121
4.4.2	Tragverhalten.....	123
4.4.3	Abbildung der Versuche.....	129
4.5	Maßnahmen zur Steigerung der Querkrafttragfähigkeit	136
4.5.1	Übersicht.....	136
4.5.2	Horizontale Zwängung der Platten.....	136
4.5.3	Schwächung der Vergussfugen in Längsrichtung.....	139
4.5.4	Verringerung der Verbundtragwirkung	140
4.5.5	Verfüllung der Hohlkammern	144
4.5.6	Herstellung ohne Randkammern	146
4.6	Einfluss der Trägersteifigkeit auf das Tragverhalten	147
4.7	Zusammenfassung.....	152
5	QUERKRAFTBEMESSUNG BEI BIEGEWEICHER LAGERUNG	155
5.1	Allgemeines.....	155
5.2	Versuchsdatenbank.....	155
5.2.1	Aufbau und Umfang.....	155
5.2.2	Bewertung der verfügbaren Versuche und Daten.....	159

5.3 Versuchsnachrechnungen mit Pajari's Bemessungsmodell.....	162
5.3.1 Berechnungsübersicht und -grundlagen	162
5.3.2 Bestimmung der Modellparameter	164
5.4 Versuchsnachrechnungen mit einem eigenen Ingenieurmodell	173
5.4.1 Modellbeschreibung.....	173
5.4.2 Bestimmung der Modellparameter	186
5.4.3 Bemessungsansatz.....	188
6 ZUSAMMENFASSUNG UND AUSBLICK.....	197
7 LITERATUR	201
ANHANG	

Einheiten und Bezeichnungen

Nachfolgend sind die wichtigsten in dieser Arbeit verwendeten Einheiten und Formelzeichen aufgeführt. Nicht verzeichnete Symbole werden im Text näher erläutert.

Einheiten:

Kräfte, Lasten:	N, kN, kN/m, kN/m ²
Momente:	kNm
Spannungen:	N/mm ²
Längen:	mm, cm, m
Flächen:	mm ² , cm ²

Bezeichnungen:

Große lateinische Buchstaben

<i>A</i>	Querschnittsfläche, Fläche allgemein
<i>E</i>	Elastizitätsmodul
<i>F</i>	Kraft
<i>G_f</i>	Bruchenergie
<i>I</i>	Trägheitsmoment (Flächenmoment 2. Ordnung)
<i>L</i>	Spannweite
<i>M</i>	Moment
<i>P</i>	Vorspannkraft
<i>S</i>	statisches Moment (Flächenmoment 1. Ordnung)
<i>V</i>	Querkraft
<i>W</i>	Widerstandsmoment

Kleine lateinische Buchstaben

<i>a</i>	Abstand der Lasteinleitung, Kantenlänge Würfelprobekörper
<i>b</i>	Breite
<i>c_{nom}</i>	Betondeckung
<i>d</i>	statische Nutzhöhe
<i>e_p</i>	Exzentrizität der Spannbewehrung
<i>f_c</i>	Betondruckfestigkeit (Zylinder)
<i>f_{c,cube}</i>	Betondruckfestigkeit (Würfel)
<i>f_{ct}</i>	zentrische Betonzugfestigkeit
<i>f_{ctk;0,05}</i>	5%-Quantilwert der Betonzugfestigkeit
<i>f_{ct,fl}</i>	Biegezugfestigkeit von Beton
<i>f_{ct,sp}</i>	Spaltzugfestigkeit von Beton
<i>f_y</i>	Stahlspannung an der Fließgrenze
<i>g</i>	Eigengewicht
<i>h</i>	Höhe, Bauteildicke
<i>k</i>	Faktor allgemein
<i>l</i>	Länge
<i>l_{bp}</i>	Übertragungslänge der Vorspannkraft

m	Anzahl der Stege eines Plattenquerschnitts
n	Anzahl der Hohlkammern eines Plattenquerschnitts
r	Reibkraft, Reibspannung
t	Dicke (Stahlbleche)
u	Durchbiegung, Schubverformung
v	Querkraft je Meter
w	fiktive Rissöffnung

Griechische Buchstaben

α	Verhältniswert allgemein
ε	Dehnung
γ	Teilsicherheitsbeiwert
φ	Winkel, Verdrehung
ν	Schubfluss, Querdehnzahl
ψ	Dilatanzwinkel
ρ	Rohdichte
σ	Normalspannung
σ_I	Hauptzugspannung
σ_{p0}	Spannstahlspannung im Spannbett
τ	Schubspannung
μ	Reibbeiwert, Reibungskoeffizient

Indizes

b	Träger (beam)
bot	Unterseite, unten
bw	biegeweiche Lagerung
c	Beton
cal	rechnerisch
$comp$	Verbund, Verbundwirkung
d	Bemessungswert
eff	effektiv, wirksam
el	elastisch
exp	experimentell
$fill$	Vergussbeton
fl	Flansch, Plattenspiegel
m	Mittelwert
max	Maximum
num	numerisch
R	Widerstand, Tragfähigkeit
E	Einwirkung
s	starre Lagerung, Stahl
sl	Platte (slab)
top	Oberseite, oberen
w	Steg (web)

1 Einleitung

1.1 Veranlassung

Deckenkonstruktionen stellen im Hochbau ein wichtiges Bauelement dar und beeinflussen wesentlich die wirtschaftliche Herstellung sowie die konstruktive Durchbildung von Gebäuden. Möglichst unterzugfreie Decken mit großen Spannweiten für eine flexible Nutzung sind eine wichtige Forderung moderner Gebäudeplanung. Im Hinblick auf die Nachhaltigkeit gewinnen auch der Ressourcenschutz und die Demontierbarkeit zunehmend an Bedeutung. Das Bauen mit Spannbeton-Fertigdecken (vorgespannte Hohlplatten) wird diesen Anforderungen in hohem Maße gerecht. Die Hohlkammern der Fertigdecken führen zu einer Material- und Gewichtsersparnis gegenüber Massivplatten von bis zu 40 %. Neben dem Rohstoffeinsatz für die Deckenkonstruktion wird somit der Aufwand für darunter liegende Stützen und die Gründung vermindert. Mit vorgespannten Deckenelementen sind große Spannweiten bei hoher Schlankheit realisierbar. Durch ihre industrielle Vorfertigung können zudem Kosten reduziert, die Bauzeit verkürzt und die Ausführungsqualität verbessert werden. Die sofortige Begehbarkeit bei der Montage senkt das Unfallrisiko.

Die Querkrafttragfähigkeit von Spannbeton-Fertigdecken wird bei einer Lagerung auf schlanken Trägern oder Unterzügen anstelle von starren Auflagern wie beispielsweise Wandscheiben deutlich herabgesetzt. Systematische Untersuchungen in Finnland ergaben, dass die Traglast in ungünstigen Fällen um bis zu 60 % reduziert wird. Nahezu unabhängig vom Trägertyp geht mit zunehmender Verformung infolge äußerer Belastung die starre Linienlagerung des Ausgangssystems allmählich verloren. Aufgrund der biegeweichen Lagerung kommt es zu Beanspruchungen in Querrichtung der Decke. Daraus resultieren Schubverformungen der als Randplatten bezeichneten Deckenelemente an den Enden des Trägers, die ein frühzeitiges Versagen einleiten. Für das Tragverhalten sind die Verbundwirkung zwischen Fertigdecke und Träger, die Trägerverformung sowie der Plattenquerschnitt von Bedeutung. Zusätzlich werden insbesondere die Platten in Feldmitte infolge der Trägerverkrümmung durch Querbiegung beansprucht, wodurch sich das Risiko einer Längsrissbildung im Einleitungsbereich der Vorspannung mit sofortigem Verbund erhöht.

In der Literatur sind verschiedene Konstruktionsregeln und Empfehlungen zur Querkraftbemessung von Spannbeton-Fertigdecken bei biegeweicher Lagerung gegeben. Auf Grundlage der ersten Versuchsergebnisse entwickelten *Pajari* und *Leskelä* ein Bemessungskonzept, das beispielsweise in Finnland und den Niederlanden angewendet wird. Aufgrund verschiedener Annahmen und Vereinfachungen bei der Herleitung dieses Modells wurde es in Deutschland allerdings nicht eingeführt. In Deutschland ist die Verwendung von Spannbeton-Fertigdecken durch bauaufsichtliche Zulassungen des Deutschen Instituts für Bautechnik geregelt. Diese fordern zur Ausnutzung des vollen Bemessungswertes der Querkrafttragfähigkeit $V_{Rd,ct}$ grundsätzlich eine starre

Auflagerung, bei biegeweicher Lagerung dürfen die Einwirkungen $0,5 V_{Rd,ct}$ nicht überschreiten. Zudem sind die Auflagerverformungen zu begrenzen sowie konstruktive Anforderungen wie spezielle Auflagerdetails und eine teilweise Verfüllung der Hohlkammern mit Ortbeton zu berücksichtigen.

Derzeit ist in Europa kein Nachweiskonzept allgemein anerkannt, das eine einheitliche und zielsichere Querkraftbemessung von Spanneton-Fertigdecken bei biegeweicher Lagerung erlaubt. Die pauschale Abminderung der Tragfähigkeit nach den Zulassungen wirft in der Praxis häufig Fragen auf. In vielen Fällen ist die Abgrenzung zwischen starrer und biegeweicher Lagerung unklar. Insbesondere wird diskutiert, ab wann die Nachgiebigkeit eines Trägers bei der Bemessung zu berücksichtigen ist und wie die Querkrafttragfähigkeit bei einer Lagerung auf relativ steifen Trägern angemessen zu reduzieren ist. Durch die Unsicherheiten bei der Bemessung, aber auch durch grundsätzliche offene Fragen zum Tragverhalten bei biegeweicher Lagerung, wird das Bauen mit Spannbeton-Fertigdecken eingeschränkt.

1.2 Zielsetzung und Inhalt der Arbeit

Die Ziele der vorliegenden Arbeit sind eine grundlegende Analyse des Tragverhaltens von Spannbeton-Fertigdecken bei biegeweicher Lagerung und die Entwicklung eines wirklichkeitsnahen Bemessungsansatzes für Querkraft. Damit soll ein Beitrag zur praxisgerechten und sicheren Berechnung der untersuchten Deckenkonstruktionen geleistet werden. Hierzu wird in Kapitel 2 zunächst der Stand der Kenntnisse zusammengefasst. Anschließend werden eigene experimentelle und numerische Untersuchungen zur Überprüfung wichtiger Einflussgrößen auf das Tragverhalten vorgestellt. Kapitel 3 umfasst die Beschreibung und Auswertung von acht Großversuchen an zweifeldrigen Deckensystemen mit biegeweicher Lagerung und begleitenden Referenzversuchen an Einzelplatten mit starrer Lagerung. In Kapitel 4 werden dreidimensionale nichtlineare FE-Berechnungen vorgestellt, deren Ergebnisse vertiefte Erkenntnisse zu den Tragmechanismen und zum Einfluss der Trägersteifigkeit auf das Tragverhalten liefern. Anhand der Ergebnisse der Versuche und der FE-Berechnungen lässt sich zudem die Wirksamkeit verschiedener Maßnahmen zur Steigerung der Tragfähigkeit beurteilen.

In Kapitel 5 wird eine Datenbank verfügbarer Großversuche mit Spannbeton-Fertigdecken bei biegeweicher Lagerung vorgestellt. Nach einer Auswertung der Daten werden Versuchsnachrechnungen mit dem bestehenden finnischen Bemessungsmodell durchgeführt. Im nächsten Schritt folgt die Entwicklung eines eigenen Ansatzes, der insbesondere die Erkenntnisse zum Tragverhalten der Platten und zu deren Verbundwirkung mit dem Träger im Bruchzustand berücksichtigt. Der eigene Ansatz wird anhand von 21 Großversuchen mit unterschiedlichen Träger- und Plattentypen sowie einer Parameterstudie validiert. Abschließend werden die Untersuchungen zusammengefasst und weiterer Forschungsbedarf aufgezeigt.

2 Stand der Kenntnisse

2.1 Allgemeines

Im vorliegenden Kapitel werden zunächst das Prinzip und das Querkrafttragverhalten von Spannbeton-Fertigdecken erläutert. Aufgrund ihres Einflusses auf das Tragverhalten folgt in diesem Zusammenhang eine kurze Beschreibung der Beanspruchungen im Übertragungsbereich der Vorspannung mit sofortigem Verbund. Anschließend wird allgemein die Thematik einer biegeweichen Lagerung von Spannbeton-Fertigdecken eingeführt. Die daraus resultierenden Beanspruchungen wirken sich vor allem auf die Querkrafttragfähigkeit aus und können die Spannkrafteinleitung beeinträchtigen. Als Beispiel einer wirtschaftlichen Deckenkonstruktion, bei deren Bemessung die Auswirkungen der biegeweichen Lagerung zu berücksichtigen sind, werden so genannte Slim-Floor-Konstruktionen näher betrachtet. Eine Zusammenfassung vorangegangener Untersuchungen an biegeweich gelagerten Spannbeton-Fertigdecken und bestehender Bemessungsansätze schließt den Stand der Kenntnisse ab.

2.2 Spannbeton-Fertigdecken

2.2.1 Prinzip

Vor allem in den Beneluxstaaten, den USA und in Skandinavien sind Spannbeton-Fertigdecken weit verbreitet. Aufgrund ihrer Wirtschaftlichkeit wird ihr Einsatzbereich auch in Deutschland stetig erweitert. Bei Spannbeton-Fertigdecken handelt es sich um vorgefertigte, vorgespannte Deckenelemente mit planmäßig einaxialem Lastabtrag. Als Baustoff wird zumeist Beton der Festigkeitsklasse C 45/55 verwendet. Die Bewehrung besteht ausschließlich aus vorgespannten Litzen oder Drähten mit sofortigem Verbund in Längsrichtung. Bild 2.1 zeigt einen typischen Querschnitt mit den wesentlichen Elementen einer Spannbeton-Fertigdecke.

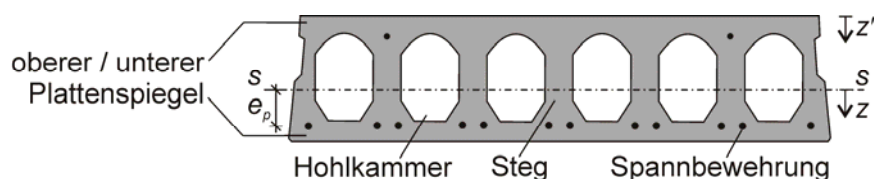


Bild 2.1: Querschnitt und Bezeichnungen einer Spannbeton-Fertigdecke

Spannbeton-Fertigdecken sind üblicherweise 1,20 m breit. Die Deckendicken betragen in der Regel zwischen 15 und 40 cm, so dass Spannweiten bis zu 15 m wirtschaftlich realisierbar sind. Besonders in den skandinavischen Ländern werden bereits bis zu 50 cm dicke Elemente verwendet. Die runden, ovalen oder auch rechteckigen Hohlkammern führen zu einer Material- und Gewichtsersparnis gegenüber Massivplatten

von bis zu 40 % bei vergleichbarer Biegetragfähigkeit. Die Querkrafttragfähigkeit wird insbesondere durch die Summe der vorhandenen Stegbreiten beeinflusst.

Die Herstellung erfolgt auf bis zu 150 m langen Spannbahnen mit Gleitfertigern oder Extrudern. Beim Extruderverfahren wird der gesamte Querschnitt in einem Guss hergestellt, wobei sich der Extruder am soeben gefertigten Strang abdrückt. Mit Gleitfertigern wird der Querschnitt dagegen in zwei bis drei Lagen betoniert und die Maschine fährt selbständig über die Spannbahn. Nach Erreichen einer Betondruckfestigkeit von ca. 25 - 30 N/mm² werden die Deckenelemente auf die erforderliche Länge zugeschnitten. Durch das Trennen der Litzen bzw. Drähte wird die Vorspannung vom Spannbett auf den Plattenquerschnitt übertragen. Die Qualität der Spannkrafteinleitung (Kapitel 2.2.2) lässt sich über den Einzug der Spannbewehrung prüfen. Spannbeton-Fertigdecken mit unzulässig großem Einzug, der Beleg für eine zu geringe aufnehmbare Verbundspannung ist, dürfen nicht verwendet werden. Dies gilt auch für Platten mit Rissen (beispielsweise im Spannkrafteinleitungsbereich), die Einfluss auf die Tragfähigkeit oder die Gebrauchstauglichkeit haben können.

Die Verwendung von Spannbeton-Fertigdecken wird in Deutschland durch allgemeine bauaufsichtliche Zulassungen des Deutschen Instituts für Bautechnik (DIBt) geregelt (z.B. /DIBt07a/, /DIBt09/). Die Zulassungen des DIBt regeln insbesondere Abweichungen von DIN 1045-1 /DIN08/, welche die Grundlage für alle statischen Nachweise bildet. Um z.B. neben der vorgespannten Längsbewehrung auf eine zusätzliche Betonstahlbewehrung zur Sicherstellung eines duktilen Bauteilverhaltens abweichend von DIN 1045-1 zu verzichten, ist die Spannstahlspannung entsprechend den Zulassungen unmittelbar nach Eintragung der Vorspannung auf 1000 N/mm² (für Spannstahlfestigkeitsklassen $\geq$ St 1470/1670) zu begrenzen. Auf die sonst in Stahl- oder Spannbetonbauteilen übliche Schub-, Spaltzug- und Querbewehrung darf ebenfalls verzichtet werden, wenn die Regelungen und Nachweise der Zulassungen eingehalten werden. Dabei wird zur Aufnahme der Beanspruchungen aus Querkraft, Querbiegung und Spaltzug die Betonzugfestigkeit in Ansatz gebracht. Die Grenzwerte der zulässigen Spannungen für die einzelnen Nachweise sind in den Zulassungen festgelegt bzw. DIN 1045-1 zu entnehmen. Die Anforderungen an die Zugfestigkeit der Platten nach Zulassung sind im Rahmen der Eigen- und Fremdüberwachung an zentrischen Zugproben und Biegekörpern aus der laufenden Produktion nachzuweisen. Die Betonzugfestigkeit kann alternativ an vertikal gebohrten Kernen aus dem Steg bestimmt werden.

Spannbeton-Fertigdecken sind für den einachsigen Lastabtrag in Längsrichtung ausgelegt. Aufgrund der fehlenden Querbewehrung ist die Breite der Elemente in fast allen Zulassungen auf 1,20 m begrenzt, wobei für so genannte Passplatten mit geringeren Breiten besondere Regelungen zu beachten sind. Breitere Platten dürfen nach /Heg03a/ nur eingesetzt werden, wenn die Zugspannungen aus einer Querbiegebeanspruchung bei der Montage und im Endzustand mit den zulässigen Werten nachzuweisen sind. Nach den Zulassungen müssen die Spannbeton-Fertigdecken im Endzustand in einem Auflagerbett aus Zementmörtel, Beton oder anderen gleichwertigen ausgleichenden

Zwischenschichten liegen, um nachteilige Auswirkungen auf die Standsicherheit durch Querbiegebeanspruchungen und Verformungen auszuschließen. Grundsätzlich darf der volle Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit nur ausgenutzt werden, wenn eine vollflächige und starre Lagerung der Platten vorliegt /Har00/. Unabhängig von ausgleichenden Zwischenschichten sind bei einer biegeweichen Lagerung auf Trägern mit begrenzter Biegesteifigkeit besondere Regelungen zu beachten (Kapitel 2.3).

Zur räumlichen Stabilisierung eines Tragwerks ist in den meisten Fällen eine Scheibentragwirkung der Decken erforderlich. Um eine Scheibentragwirkung mit Spannbeton-Fertigdecken auszubilden, sind üblicherweise neben einem umlaufenden Ringanker die Fugen zwischen den einzelnen Elementen zu bewehren und auszubetonieren. Alternativ kann eine bewehrte Aufbetonschicht herangezogen werden (Kapitel 2.3.2).

2.2.2 Einleitung der Vorspannung mit sofortigem Verbund

Bei Spannbeton-Fertigdecken wird die Vorspannkraft beim Zuschnitt der Elemente auf den Betonquerschnitt übertragen. Die resultierenden Kräfte bzw. Spannungen im Einleitungsbereich der Vorspannung mit sofortigem Verbund stellt Bild 2.2 dar. Von der Spannbewehrung strahlen Druckspannungen aus. Aus der Umlenkung dieser Spannungen resultieren Spaltzugspannungen (1), deren Resultierende in einem gewissen Abstand vom Bauteilende liegt. Im Unterschied dazu wirken die Stirnzugkräfte (2), häufig auch als Randzugspannungen bezeichnet, unmittelbar am Ende des Bauteils. Ihre Größe hängt von der Ausmitte der angreifenden Vorspannkraft ab. Sie lassen sich anhand des Fachwerkmodells eines Balkens mit exzentrischer Normalkraft demonstrieren. Sprengkräfte (3) treten nur bei sofortigem Verbund auf. Radialdruckspannungen senkrecht zur Spanngliedachse erzeugen aus Gleichgewichtsgründen Ringzugspannungen im Beton, die sich mit den Spaltzugspannungen überlagern.

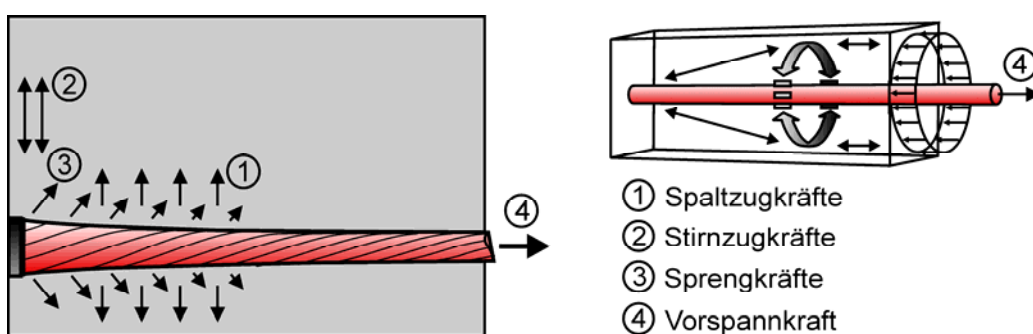


Bild 2.2: Kräfte im Spannkrafteinleitungsbereich nach /Ruh77/

Heutzutage werden bei Spannbeton-Fertigdecken fast ausschließlich Litzen eingesetzt, Drähte spielen eine untergeordnete Rolle. Die Verbundkraftübertragung von Litzen erfolgt aufgrund der glatten Oberfläche zu einem großen Anteil durch Reibung, die durch Querpressungen zwischen Spannstahl und Beton vergrößert wird. Das Fröhschwinden des Betons aufgrund der Volumenreduktion der Zementmatrix während der

Hydratation erzeugt bereits geringe Querpressungen. Ein deutlich größerer Anteil resultiert jedoch aus dem so genannten Hoyerereffekt /Hoy39/ (Bild 2.3). Entsprechend der Querdehnzahl verringert sich der Spannstahldurchmesser infolge der Längsdehnung beim Vorspannen. Bei der Spannkrafteinleitung verkürzt sich der Stahl wieder und dehnt sich in Querrichtung aus. Durch den umgebenden Beton wird die Querdehnung behindert und es entstehen Querpressungen in der Kontaktfläche. Diese erzeugen Reibungsanteile, die der Verschiebung des Spannstahls entgegen wirken.

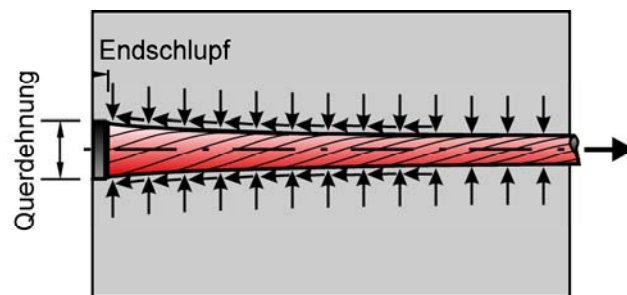


Bild 2.3: Prinzip des Hoyerereffektes

Das Verbundverhalten von Litzen lässt sich allgemein durch drei Traganteile beschreiben. Nach den Ergebnissen systematischer Untersuchungen unter verschiedenen Randbedingungen /Hoy39/, /Uij85/, /Nit01/, /Bül08/, /Heg08a/, /Kom09/ setzen sich die resultierenden Verbundspannungen aus einem konstanten Grundwert, einem spannungsabhängigen Anteil und einem verschiebungs- bzw. schlupfabhängigen Anteil zusammen (Bild 2.4). Ein konstanter Grundwert (1) kann auf Adhäsion und Grundreibung infolge Oberflächenrauigkeit zurückgeführt werden. Der Zementleim füllt die Räume zwischen den einzelnen Drähten einer Litze aus. Aufgrund der leicht unregelmäßigen Geometrie von Litzen kann der Spannstahl bei Schlupf dem Wendelkanal nicht ungehindert folgen, so dass zusätzliche Verbundspannungen entstehen (schlupfabhängiger Anteil (2)). Der spannungsabhängige Anteil (3) ist auf die Reibung infolge der Querpressung (Hoyerereffekt) zurückzuführen.

Die Verbundspannungen sind innerhalb der Übertragungslänge der Vorspannkraft nicht konstant, sondern nehmen mit zunehmendem Abstand vom Bauteilende ab. Die schon übertragene Kraft bzw. die noch zu übertragene Kraft bestimmt die Verbundspannung in verschiedenen Punkten der Übertragungslänge. Sowohl der Schlupf als auch die Querpressungen sind auf den Dehnungsunterschied zwischen Stahl und Beton zurückzuführen. Solange sich die beiden Komponenten nicht im Gleichgewicht befinden, entspannt sich der Stahl, so dass Schlupf und Querpressungen entstehen. *Bülte* /Bül08/ unterscheidet in Bild 2.4 vier Bereiche bei der Spannkrafteinleitung:

- Randbereich (a): Die Spannungs- und Dehnungsdifferenz zwischen Stahl und Beton sowie der Schlupf s sind hier maximal. Als Folge der hohen Querpressungen erreicht die Verbundfestigkeit ihren Höchstwert.

- Mittelbereich (b): Ein Teil der Vorspannung ist schon vom Spannstahl auf den Beton übertragen worden. Dementsprechend treten geringere Querpressungen und ein kleinerer Schlupf auf. Der spannungsabhängige und der schlupfabhängige Anteil der Verbundfestigkeit werden nur noch zum Teil aktiviert.
- Endbereich (c): Am Ende der Übertragungslänge l_{bp} wird nur noch sehr wenig Kraft übertragen. Die Querpressungen und somit der spannungsabhängige Anteil der Verbundfestigkeit sind minimal. Zudem ist nur noch ein kleiner schlupfabhängiger Teil der Verbundfestigkeit wirksam.
- Bereich außerhalb der Übertragungslänge (d): In diesem Bereich liegt ein Gleichgewicht ohne weitere Kraftübertragung zwischen Spannstahl und Beton vor. Die Verbundfestigkeit des Spannstahls wird nicht aktiviert, da ohne eine äußere Belastung keine Relativverschiebung zwischen Spannstahl und Beton (Schlupf) auftritt.

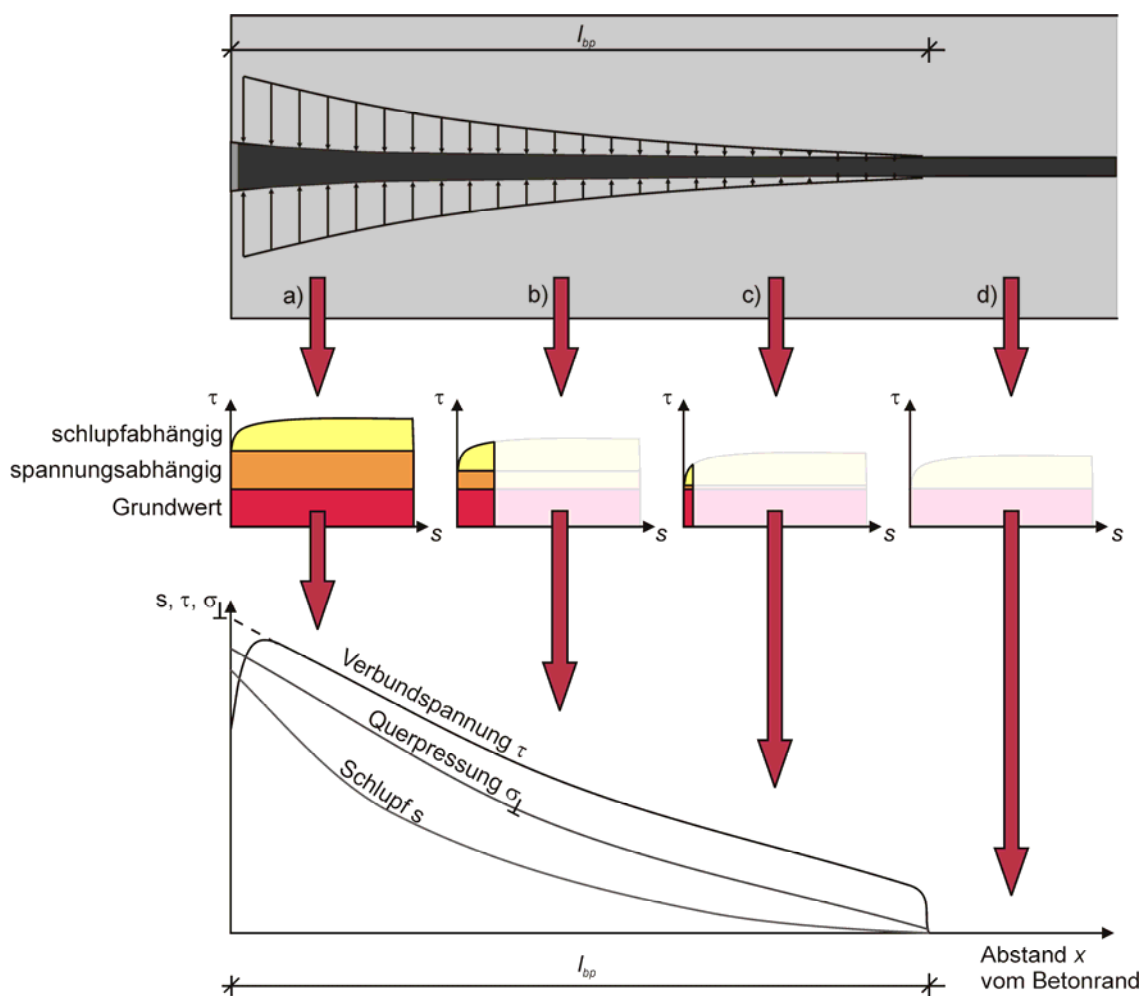


Bild 2.4: Verbundkraftübertragung von Litzen mit sofortigem Verbund /Bül08/

Zur Bestimmung der lokalen Verbundfestigkeit in verschiedenen Bereichen der Spannkrafteinleitungslänge wurden z.B. in /Nit01/, /Bül08/, /Heg08a/ und /Kom09/ spezielle Ausziehversuche in Anlehnung an /RIL83/ durchgeführt. Nach diesen Versuchen trägt der Hoyereffekt entsprechend den auftretenden Querpressungen im Randbereich (a) wesentlich zur Übertragung der Vorspannkraft auf den Betonquerschnitt bei.

In Bild 2.5 ist das Ergebnis numerischer Untersuchungen des Einleitungsbereichs der Vorspannung mit sofortigem Verbund bei Spannbeton-Fertigdecken aus /Heg03a/ dargestellt. Durch die Spannkrafteinleitung nach Erreichen einer Betondruckfestigkeit von ca. 25 N/mm² werden bei Aktivierung des Hoyerreffektes Hauptzugspannungen im Beton erzeugt, die bis an die Zugfestigkeit zu diesem Zeitpunkt heranreichen können.

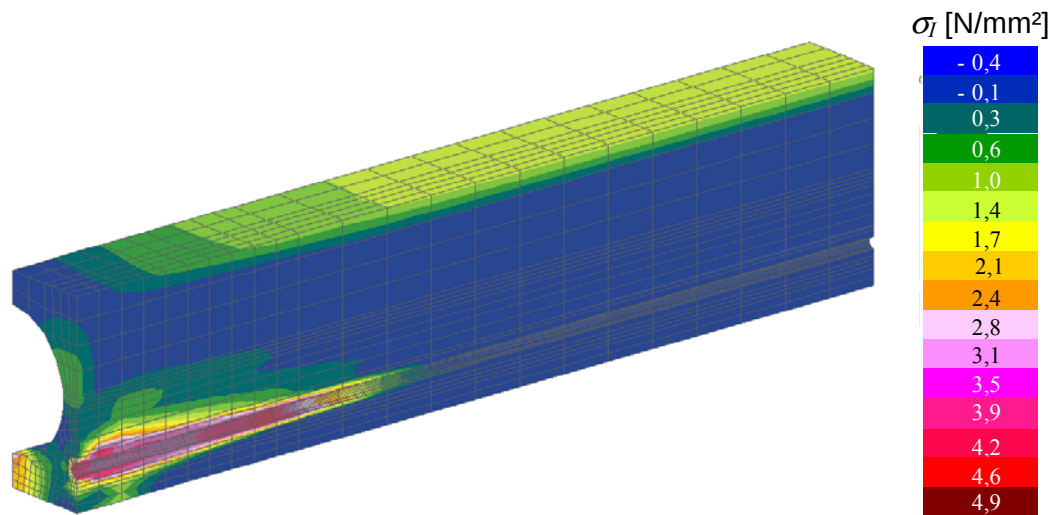


Bild 2.5: Hauptzugspannungen im Spannkrafteinleitungsbereich /Heg03a/, /Heg05/

Die großen Hauptzugspannungen verdeutlichen zum einen, dass die Beanspruchungen durch die Übertragung der Vorspannkraft bei der Bemessung von Spannbeton-Fertigdecken im Auflagerbereich nicht zu vernachlässigen sind. Daher werden bei der Ermittlung des Querkraftwiderstands die Schubspannungen infolge Spannkrafteinleitung berücksichtigt (Kapitel 2.2.3). Weiterhin ist erkennbar, dass abhängig vom Ausnutzungsgrad der Zugfestigkeit bei der Spannkrafteinleitung ein geringer Bauteilwiderstand zur Aufnahme zusätzlicher Querkraftzugspannungen zur Verfügung steht. Diese resultieren insbesondere aus einer biegeweichen Auflagerung (Kapitel 2.3.1). Wenn infolge der (Quer-)Zugspannungen aus Spannkrafteinleitung und biegeweicher Lagerung Längsrisse in den Platten auftreten, wird die Verbundfestigkeit der Spannlitzen deutlich herabgesetzt. Die Radialdruckspannungen aus der Querdehnung der Litze und deren günstige Wirkung auf den Hoyerreffekt nehmen durch die geringere Umschnüpfungswirkung des gerissenen Betons ab, was zu einer unkontrollierten Verlängerung der Übertragungslänge der Vorspannkraft führen kann. Dies vermindert die Zugkraftdeckung im Bauteil und kann ein frühzeitiges Verankerungsversagen zur Folge haben.

2.2.3 Querkrafttragfähigkeit

2.2.3.1 Vorbemerkungen

Das Tragverhalten und die möglichen Versagensarten von Spannbeton-Fertigdecken bei starrer Lagerung waren Gegenstand zahlreicher Untersuchungen in den 80er und

90er Jahren (z.B. /Wal83/, /Bec85/, /Jon88/, /Paj89/, /Meh90/, /Gir92/, /Pis92/ und /Yan94/). Die Schubkraftübertragung zwischen einzelnen Elementen durch die ausbetonierten Längsfugen wurde in /Uij90/ betrachtet. Grundlegende Erkenntnisse dieser Untersuchungen, insbesondere zum Querkrafttragverhalten, sind in aktuelle Bemessungskonzepte von bauaufsichtlichen Zulassungen des DIBt (z.B. /DIBt07a/, /DIBt09/) oder DIN EN 1168 /DIN09/ eingeflossen.

Die Querkrafttragfähigkeit von Spannbeton-Fertigdecken bei starrer Lagerung wird bis heute von verschiedenen Wissenschaftlern untersucht (z.B. /Heg03b/, /Wal04/, /Fel05/, /Paj05a/, /Tap05/, /Haw06/, /Pal07/, /Gir08/, /Ber09/ und /Paj09/). Die aktuelleren Veröffentlichungen behandeln unter anderem spezielle Fragestellungen zur Querkraftbemessung dicker Platten /Haw06/, unter Brandbeanspruchung /Fel05/ und von Platten mit einer Aufbetonschicht /Gir08/ oder ausgeklinkten Auflagern /Tap05/. Verschiedene Bemessungskonzepte werden in /Heg03b/, /Paj05a/, /Pal07/, /Ber09/ und /Paj09/ anhand von Versuchsnachrechnungen überprüft bzw. (weiter)entwickelt oder diskutiert. In /Wal04/ sind Bemessungsansätze für zyklische Beanspruchungen vorgestellt.

Die vorliegende Arbeit behandelt das Tragverhalten von Spannbeton-Fertigdecken bei biegeweicher Lagerung, wobei insbesondere das Querkraftversagen der Stege untersucht wird. Zum Verständnis der Zusammenhänge bei biegeweicher Lagerung werden auf Grundlage der o.g. Untersuchungen zunächst die mechanischen Grundlagen bei starrer Lagerung erläutert und zwei Bemessungskonzepte für Querkraft eingeführt.

2.2.3.2 Mechanische Grundlagen

Wie in Kapitel 2.2.1 beschrieben besitzen Spannbeton-Fertigdecken keine Schubbewehrung und ihre Querkrafttragfähigkeit wird wesentlich durch die Summe der Stegbreiten im Querschnitt bestimmt. Grundsätzlich ist zwischen der Querkrafttragfähigkeit in ungerissenen (Schubzugtragfähigkeit) und gerissenen (Biegeschubtragfähigkeit) Bauteilbereichen zu unterscheiden. Allgemein ist bei der Bemessung der Querkraftwiderstand abhängig vom Querschnitt, vom Spannkraftverlauf und von der Rissbildung über die Plattenlängsachse zu bestimmen und den einwirkenden Schnittgrößen gegenüberzustellen (Schubkraftdeckungslinie). Im Auflagerbereich ist zusätzlich die Endverankerung der Spannbewehrung nachzuweisen.

Für gerissene Querschnitte gilt in Deutschland DIN 1045-1, Gleichung 70 /DIN08/. Sinngemäß enthält Eurocode 2 (Deutsche Fassung DIN EN 1992-1-1 /DIN05/) die Gleichung 6.2 a. In den für die Querkraftbemessung zumeist maßgebenden Auflagerbereichen liegt jedoch eine geringe Biegebeanspruchung vor, so dass der vorgespannte Querschnitt dort auch unter Berücksichtigung der Übertragungslänge und zeitabhängiger Spannkraftverluste üblicherweise ungerissen bleibt. Das typische Querkraftversagen von Spannbeton-Fertigdecken wird durch einen Schubzugriss in den Stegen innerhalb der Übertragungslänge der Vorspannkraft eingeleitet. Daher werden nachfolgend die Zusammenhänge für ungerissene Bereiche zusammengestellt.

Beim Querkraftabtrag der unbewehrten, ungerissenen Plattenstege wird die Betonzugfestigkeit in Ansatz gebracht. Da im Bruchbereich verglichen mit der Druckfestigkeit geringe Druckspannungen vorliegen, wird z.B. in /Wal83/, /Paj89/, /Gir92/ oder /Yan94/ als Kriterium für ein Schubzugversagen das Erreichen der zentrischen Zugfestigkeit f_{ct} als Hauptzugspannung σ_I verwendet:

$$\sigma_I \leq f_{ct} \quad (2.1)$$

Die Spannungskomponenten im Steg einer Spannbeton-Fertigdecke bei einaxialem Lastabtrag sind in Bild 2.6 dargestellt. Nach /Wal83/, /FIP88/ und /Yan94/ bildet sich der Schubzugriss üblicherweise außerhalb des Bereichs mit nennenswerten vertikalen Druckspannungen σ_z aus der Auflagerpressung. Zudem wurde durch FE-Berechnungen unterschiedlicher Querschnitte in /Heg03b/ gezeigt, dass die Spannungskomponente σ_z im Bereich der maßgebenden Nachweispunkte vernachlässigbar klein ist und auf der sicheren Seite liegend zu Null gesetzt werden kann. Die Hauptzugspannung σ_I ist dann vereinfacht aus der Normalspannung σ_x und der Schubspannung τ_{xz} zu berechnen:

$$\sigma_I = \frac{\sigma_x}{2} + \sqrt{\frac{\sigma_x^2}{4} + \tau_{xz}^2} \quad (2.2)$$

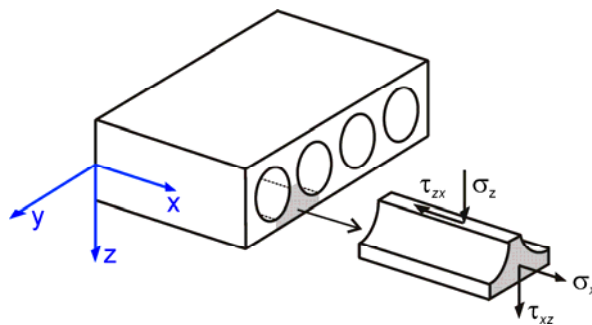


Bild 2.6: Spannungskomponenten im Steg bei einaxialem Lastabtrag

Die Normalspannung σ_x infolge Vorspannung, Eigengewicht und äußerer Lasten lässt sich unter der Annahme einer linearen Dehnungsverteilung im Querschnitt ermitteln:

$$\sigma_x = -\frac{P_x}{A} + \frac{-P_x \cdot e_p + M_y}{I_y} \cdot z \quad (2.3)$$

- mit: P_x Vorspannkraft
 M_y Moment infolge Eigengewicht und äußerer Lasten
 e_p Exzentrizität der Spannbewehrung (Bild 2.1)
 z Abstand der betrachteten Querschnittsfaser vom Schwerpunkt (Bild 2.1)
 A Querschnittsfläche
 I_y Flächenträgheitsmoment

Die Schubspannung τ_{xz} ist ebenfalls nach der Balkentheorie zu bestimmen. Der Anteil infolge Eigengewicht und äußerer Lasten $\tau_{xz,V}$ berechnet sich zu:

$$\tau_{xz,V} = \frac{V_z \cdot S_y}{I_y \cdot b_w} \quad (2.4)$$

mit: V_z Querkraft infolge Eigengewicht und äußerer Lasten
 S_y statisches Moment der Fläche oberhalb der betrachteten Faser
 b_w Querschnittsbreite (Summe der Stegbreiten) in der betrachteten Faser

Die bisher eingeführten Spannungskomponenten werden z.B. in DIN 1045-1, Gleichung 72 und analog in DIN EN 1992-1-1, Gleichung 6.4 zur Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit ungerissener Querschnitte verwendet. Allerdings wurden diese für Vollplatten hergeleitet und berücksichtigen nicht den spezifischen Spannungszustand im Auflagerbereich von Spannbeton-Fertigdecken. Maßgebliche Spannungen resultieren dort neben der äußeren Belastung aus der Spannkrafteinleitung. Versuchsnachrechnungen in /Paj05a/ und /Pal07/ ergaben, dass daher die Traglast in vielen Fällen überschätzt wird. *Bertagnoli* und *Mancini* /Ber09/ kommen dagegen zu dem Schluss, dass eine Bemessung des Auflagerbereichs nach DIN EN 1992-1-1 (ohne Berücksichtigung der Beanspruchungen infolge Spannkrafteinleitung) sicher ist. Dabei ziehen sie allerdings zur Auswertung von Versuchen aus der Literatur das Minimum der rechnerischen Querkrafttragfähigkeit für gerissene Querschnitte (Biegeschubversagen, Gleichung 6.2) und ungerissene Querschnitte (Schubzugversagen, Gleichung 6.4) heran, wenn unterhalb der Lasteinleitungssachse rechnerisch die Betonzugfestigkeit erreicht wurde. Dabei wird die Traglast gerissener Querschnitte zumeist maßgebend.

In /Ber09/ deuten die Autoren an, dass möglicherweise in vielen Versuchen anstelle des ursprünglich angenommenen Schubzugversagens tatsächlich ein schlagartiges Biegeschubversagen aufgetreten ist, nachdem es zur Biegerissbildung kam. Ein derartiges Tragverhalten wird durch die eigenen Versuche an starr gelagerten Einzelplatten jedoch nicht bestätigt (Kapitel 3.7.2.1). In einigen Fällen traten Biegerisse auf, doch die Traglast ließ sich weiter steigern, bis es letztendlich zum Schubzugversagen kam. Eine Biegerissbildung unterhalb der Lasteinleitung und ein Biegeschubversagen zwischen Auflager und Lasteinleitung sind klar zu trennen. *Pajari* /Paj09/ stellt fest, dass das Ergebnis aus /Ber09/ im Wesentlichen auf die Anwendung der Bemessungsgleichung für gerissene Querschnitte nach DIN EN 1992-1-1 zurückzuführen sei. Diese Gleichung liefere für den zumeist ungerissenen Auflagerbereich zu konservative Ergebnisse. Die Bemessung für eine bestimmte Versagensart dürfe nicht von dieser getrennt werden und es sei offensichtlich, dass die Ermittlung der Schubzugtraglast nach DIN EN 1992-1-1 zu überarbeiten ist.

Die Schubspannungen infolge Spannkrafteinleitung wurden in /Heg03b/ numerisch bestimmt. Aus den in Bild 2.7 dargestellten Berechnungsergebnissen wird zusätzlich deutlich, dass die Beanspruchungen infolge Spannkrafteinleitung bei der Ermittlung des Widerstands gegen Schubzugversagen nicht zu vernachlässigen sind.

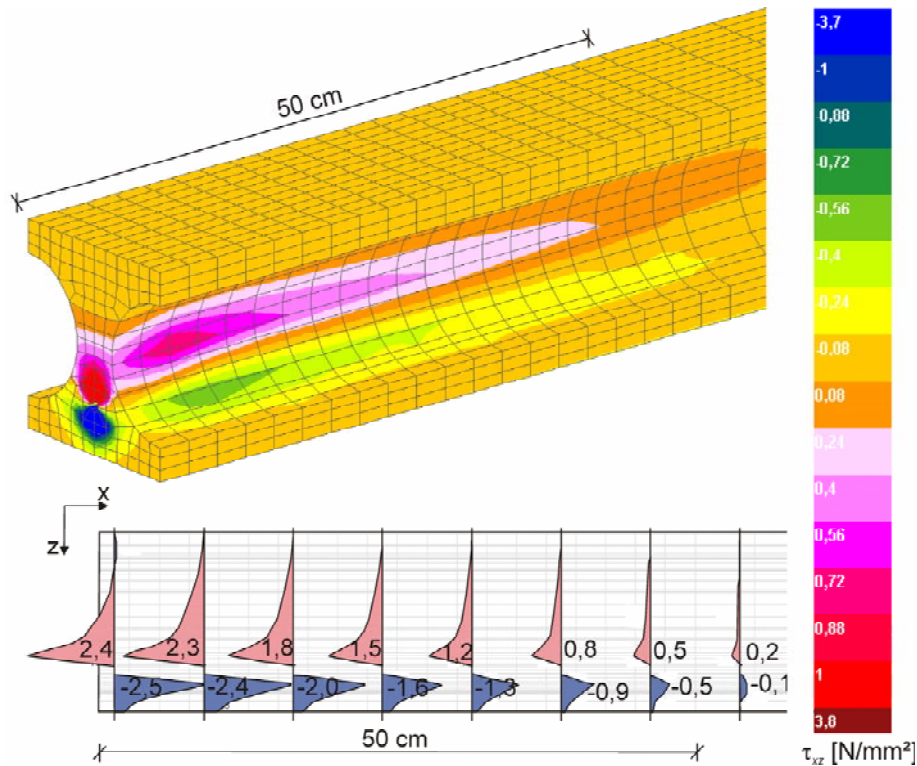


Bild 2.7: Schubspannungen τ_{xz} infolge Spannkrafteinleitung im Steg einer Spannbeton-Fertigdecke mit $h_{sl} = 150$ mm und einer 3/8“ Litze /Heg03b/

Da eine genaue analytische Bestimmung des räumlichen Spannungszustands im Übertragungsbereich kaum möglich ist, wird hierfür ein Näherungsverfahren eingesetzt. In /Yan94/ werden die Schubspannungen $\tau_{xz,P}$ anhand der Spannkraftänderung über die Längsachse berechnet (Bild 2.8):

$$\tau_{xz,P} = \frac{dP_x}{dx} \cdot \frac{1}{b_w} \cdot \int_{A_o} \left(\frac{1}{A} - \frac{e_p}{I_y} \cdot z \right) dA = \frac{dP_x}{dx} \cdot \frac{1}{b_w} \cdot \left(\frac{A_o}{A} - \frac{S_y \cdot e_p}{I_y} \right) \quad (2.5)$$

mit: dP_x/dx Spannkraftänderung über die Längsachse
 A_o Betonquerschnittsfläche oberhalb der betrachteten Faser

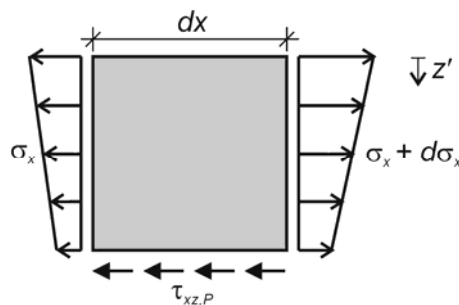


Bild 2.8: Schubspannung $\tau_{xz,P}$ infolge der Spannkraftänderung über die Längsachse

Gleichung 2.5 gilt für den Fall, dass entsprechend Bild 2.8 keine Spannlitzen oberhalb der betrachteten Faser liegen. In /Paj05a/ werden für den allgemeinen Fall mehrsträngiger Vorspannung die Schubspannungen infolge aller Spannkräfte P_{xi} aufsummiert.

Für oberhalb der betrachteten Faser liegende Spannglieder j wird gleichzeitig der Korrekturterm $\sum dP_{x,j}/(dx \cdot b_w)$ zur Bestimmung von $\tau_{xz,P}$ eingeführt. Zur besseren Übersicht werden im Folgenden weiter einlagig vorgespannte Querschnitte betrachtet.

Durch Einsetzen des Versagenskriteriums (Gleichung 2.1) und der einzelnen Spannungskomponenten (Gleichungen 2.3 - 2.5) in die Hauptspannungsgleichung 2.2 und Auflösen nach der Querkrafttragfähigkeit $V_{z,R} = V_z$ ergibt sich im Bruchzustand:

$$V_{z,R} = \frac{I_y \cdot b_w}{S_y} \left(\sqrt{f_{ct}^2 - f_{ct} \cdot \sigma_x} - \tau_{xz,P} \right) \\ = \frac{I_y \cdot b_w}{S_y} \left[\sqrt{f_{ct}^2 - f_{ct} \cdot \left(-\frac{P_x}{A} + \frac{-P_x \cdot e_p + M_y}{I_y} \cdot z \right)} - \frac{dP_x}{dx} \cdot \frac{1}{b_w} \cdot \left(\frac{A_o}{A} - \frac{S_y \cdot e_p}{I_y} \right) \right] \quad (2.6)$$

Entsprechend der Form der Hohlkammern variiert die Stegbreite über die Querschnittshöhe. Um die Stelle mit der geringsten Querkrafttragfähigkeit zu ermitteln, ist Gleichung 2.6 allgemein in jeder Querschnittsfaser und über die Plattenlängsachse auszuwerten. Die maßgebende Position ist von der Querschnittsform und -höhe, der Anordnung der Spannbewehrung, dem Spannkraftverlauf und der äußeren Belastung abhängig. Untersuchungen an Spannbeton-Fertigdecken mit runden Öffnungen in /Wal83/ ergaben, dass der für das Versagen maßgebende Punkt im Abstand der halben Plattendicke h_{sl} von der Auflagervorderkante und vom unteren Plattenrand entfernt liegt. In /Paj94/ sind zweidimensionale FE-Analysen verschiedener Querschnitte beschrieben, wonach sich der kritische Punkt in guter Näherung im Abstand von $0,25 h_{sl}$ bis $0,5 h_{sl}$ befindet. Berechnungen in /Yan94/ führten zu dem Ergebnis, dass der Schnittpunkt einer vom Auflagerschwerpunkt um 35° geneigten Gerade und der (untersten) Querschnittsfaser mit der geringsten Stegbreite maßgebend ist. Zwei Bemessungskonzepte für Querkraft auf Grundlage der vorgestellten Zusammenhänge werden im folgenden Kapitel kurz dargestellt und sind im Anhang ausführlich beschrieben.

2.2.3.3 Bemessungskonzepte in Deutschland und Europa

In Europa existiert für Spannbeton-Fertigdecken die Produktnorm EN 1168, deren aktuelle deutsche Fassung als DIN EN 1168 im Juli 2009 erschienen ist /DIN09/. In Deutschland ist eine Bemessung tragender Bauteile nach DIN EN 1168 allerdings nicht zulässig. Die Verwendung von Spannbeton-Fertigdecken ist wie in Kapitel 2.2.1 beschrieben durch Zulassungen des DIBt geregelt, wobei DIN 1045-1 die Grundlage aller statischen Nachweise bildet. Sowohl DIN EN 1168 als auch die Zulassungen des DIBt verweisen zur Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit in gerissenen Bereichen auf die allgemeinen Bemessungsgleichungen in DIN EN 1992-1-1 (Gleichung 6.2a) bzw. DIN 1045-1 (Gleichung 70). Für ungerissene Querschnitte enthalten dagegen beide Konzepte spezielle Bemessungsgleichungen, die insbesondere die Beanspruchungen infolge Spannkrafteinleitung bei Spannbeton-Fertigdecken berücksichtigen.

In DIN EN 1168 und den Zulassungen sind unter anderem verschiedene Nachweisschnitte festgelegt (Bild 2.9). Während nach den Zulassungen ein vertikaler Schnitt im Abstand $h_{sl}/2$ von der Auflagervorderkante untersucht wird, sind nach DIN EN 1168 die Punkte entlang einer um 35° geneigten Geraden nachzuweisen. Weiterhin unterscheiden sich z.B. die Regelungen zur Ermittlung einzelner Spannungskomponenten.

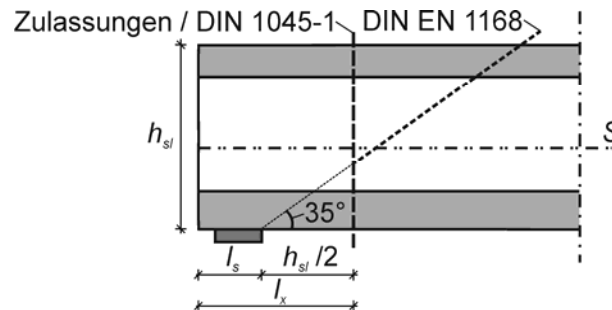


Bild 2.9: Nachweisschnitte verschiedener Regelwerke für den Querkraftnachweis

Die Vereinheitlichung europäischer Bemessungskonzepte schreitet stetig voran. Daher werden im Anhang die Bemessungsregeln bei starrer Lagerung für ungerissene Querschnitte nach den Zulassungen bzw. DIN 1045-1 in Deutschland auf der einen und dem europäischen Normenkonzept DIN EN 1168 auf der anderen Seite gegenübergestellt. In allen Fällen gilt ein Querschnitt als ungerissen, wenn die auftretenden Biege- und Zugspannungen kleiner sind als der Bemessungswert der Betonzugfestigkeit.

2.3 Biegeeweiche Lagerung

2.3.1 Tragverhalten

Im Unterschied zu Wandscheiben erfahren Stahlbeton-, Spannbeton-, Stahl- oder Verbundträger mit einer begrenzten Biegesteifigkeit als Auflager für Spannbeton-Fertigdecken nennenswerte Verformungen. Mit zunehmender Durchbiegung und Verkrümmung der Auflager geht eine starre und vollflächige Lagerung der Deckenelemente allmählich verloren (Bild 2.10). Man spricht aufgrund der Trägerverformungen von einer biegeweichen Lagerung der Spannbeton-Fertigdecken.

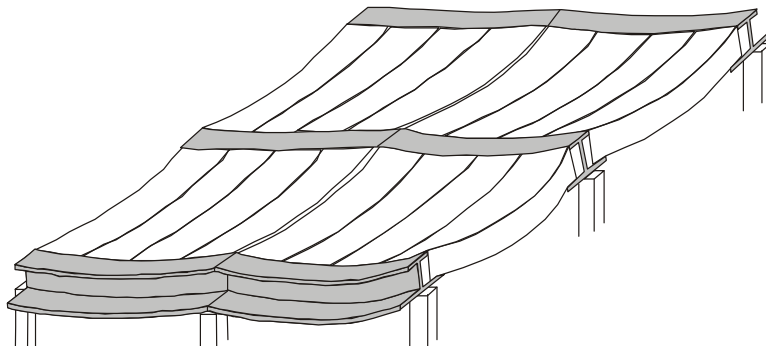


Bild 2.10: Biegeweich gelagerte Spannbeton-Fertigdecken nach /Paj95/

Der Einfluss der Auflagerung auf die Tragfähigkeit von Spannbeton-Fertigdecken wurde erstmals von *Pajari* systematisch untersucht /Paj95/, /Paj98a/, /Paj98b/. In Großversuchen variierte er die Ausführung der Lagerung (Stahlbeton- und Spannbetonunterzüge sowie deckengleiche Stahl- und Verbundträger) und bestimmte die Querkrafttragfähigkeit der Platten. Nach den Versuchen kann eine biegeeweiche Lagerung nahezu unabhängig von der Art des Unterzugs bzw. Trägers eine Reduzierung der Traglast von bis zu 60% bewirken. Gleichzeitig wurden im Auflagerbereich der Platten einzelne Längsrisse unterhalb der Stege festgestellt, die lokal zu einer verminderten Verbundfestigkeit der Spannbewehrung führen können.

Bild 2.11 verdeutlicht die Beanspruchungen der Spannbeton-Fertigdecken bei der Auflagerung auf einem biegeweichen, deckengleichen Stahlträger. Die Platten tendieren mit zunehmender Durchbiegung des Trägers dazu, sich in Querrichtung über dessen Auflager hinaus nach außen zu verschieben. Eine Verbundtragwirkung zwischen dem Träger und den Platten ruft einen horizontalen Schubfluss in Querrichtung der Platten hervor. Den Platten, die an den Enden des Trägers aufgelagert sind, wird dadurch vor allem eine Schubverformung aufgezwungen. Von diesen so genannten Randplatten eines Deckenfeldes geht bei üblichen Systemen das Querkraftversagen aus. Aufgrund der Versuchsbeobachtungen und der gemessenen Verformungen sind nach /Paj95/ in erster Linie die Schubverformungen der Randplatten für die verminderte Tragfähigkeit verantwortlich. Dabei lassen sich die Schubverformungen der Platten nicht allein mit den Verformungen des Trägers erklären, da auch geringe bezogene Durchbiegungen von etwa $L/1000$ - $L/200$ im Bruchzustand zu einer deutlichen Verringerung der Querkrafttragfähigkeit führen. Neben der Trägerverformung sind zum einen die Verbundwirkung zwischen Fertigdecke und Träger und zum anderen der Plattenquerschnitt von entscheidender Bedeutung /Paj98a/.

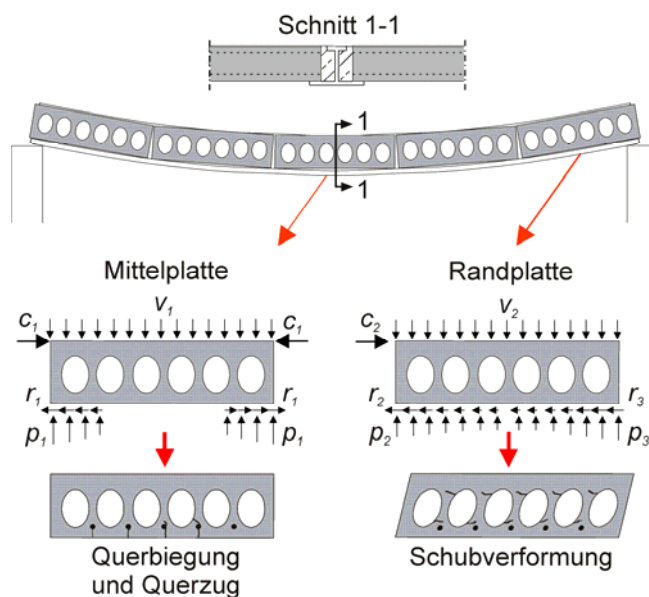


Bild 2.11: Beanspruchungen von Spannbeton-Fertigdecken bei der Auflagerung auf deckengleichen Stahlträgern

Die Platten, die in der Mitte des Trägers aufgelagert sind, werden vorrangig durch Querbiegung beansprucht. Sie lagern infolge der Trägerverkrümmung im Grenzfall nur im Bereich der Randstege auf. Bei deckengleichen Stahlträgern werden zudem aufgrund der Längsdehnung des Untergurts über Reibung Querkzugspannungen in die Platten eingeleitet. Da sich die Querkzugspannungen aus der Verformung des Trägers mit den Ringzugspannungen infolge der Spannkrafteinleitung mit sofortigem Verbund überlagern, wird die Wahrscheinlichkeit einer Längsrissbildung erhöht. Wie in Kapitel 2.2.2 beschrieben kann eine Rissbildung im Spannkrafteinleitungsbereich zu einer unkontrollierten Vergrößerung der Übertragungslänge führen. Dadurch wird die Querkrafttragfähigkeit beeinflusst und insbesondere bei mehreren betroffenen Litzen kann die Endverankerung der Spannbeton-Fertigdecken beeinträchtigt werden. Bestehende Untersuchungen und weitere Überlegungen zum Tragverhalten von Spannbeton-Fertigdecken bei biegeweicher Lagerung sind in Kapitel 2.3.3 zusammengestellt.

2.3.2 Slim-Floor-Konstruktionen

Ein typisches Beispiel der biegeweichen Lagerung von Spannbeton-Fertigdecken sind Slim-Floor-Konstruktionen, bei denen die Platten auf dem verbreiterten unteren Flansch deckengleicher Stahlträger entsprechend Bild 2.12 aufgelagert sind.

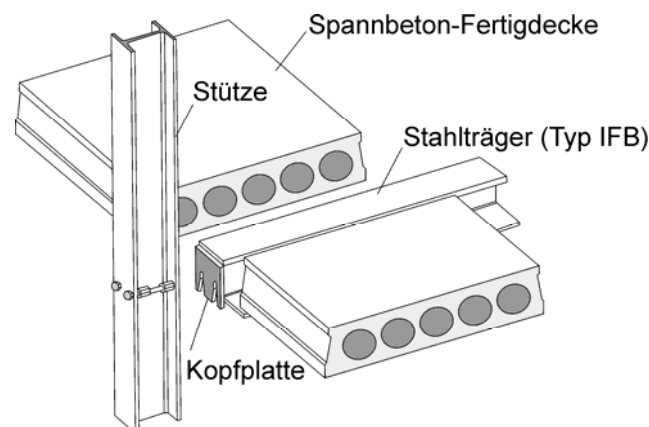


Bild 2.12: Prinzip der Slim-Floor Bauweise mit Spannbeton-Fertigdecken

Spannbeton-Fertigdecken erlauben große Stützweiten und schlanke Konstruktionen mit geringem Eigengewicht sowie von hoher Qualität bei schnellem Baufortschritt. Durch die Slim-Floor Bauweise mit deckengleichen Querträgern wird die Konstruktionshöhe weiter vermindert und der Wegfall von Unterzügen bietet günstige Voraussetzungen für die Installation der Gebäudetechnik. Nachweise zum Durchstanzen wie bei Flachdecken entfallen. Verbreitete Anwendungsbereiche sind Skelettbauten mit vergleichsweise regelmäßigem Stützenraster wie Bürogebäude, Park- und Warenhäuser oder Schulen. Die Deckenspannweiten liegen üblicherweise zwischen 7 und 12 m. Um die Verformungen der deckengleichen Träger bei geringem Stahlverbrauch zu begrenzen, sind in Querrichtung der Platten kürzere Spannweiten bis etwa 6 m besonders

wirtschaftlich. Unter Berücksichtigung der Kosten für die Stützen und deren Anschlüsse wird in /Bod96/ zwischen den Spannweiten der Fertigdecken und der Träger ein Verhältnis von 1,0 - 1,5 empfohlen.

Zunächst wird das Stahlskelett errichtet, wobei für den Stahlbau typische Schraubverbindungen verwendet werden. Spezielle Montageplatten ermöglichen das Einheben und eine einfache Justierung der Träger vor dem endgültigen Verschrauben. Zumeist werden deckengleiche Träger aus Stahl- oder Stahlverbundprofilen verwendet. Häufig kommen IFB-, SFB- oder WQ-Profile zum Einsatz (Bild 2.13).

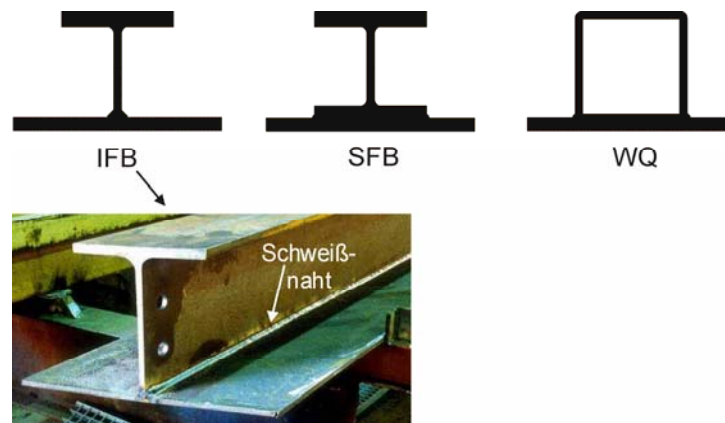


Bild 2.13: Gängige Stahlprofile der deckengleichen Träger

Das so genannte IFB-Profil (Integrated Floor Beam) setzt sich aus einem halbierten Walzprofil und einem angeschweißten, verbreiterten Zugflansch zusammen. Bei SFB-Profilen wird der Zugflansch eines vollständigen Walzprofils durch ein Stahlblech verstärkt und verbreitert. WQ-Profile (Hutprofile) bestehen aus einem breiten Blech in der Zugzone mit aufgeschweißtem U-Profil oder Hohlkastenquerschnitt.

Besonders im Hinblick auf die Brandschutzanforderungen kann die Verwendung eines so genannten DELTA-Beams /DIBt07b/ entsprechend Bild 2.14 vorteilhaft sein. Beim Verfüllen des Profils mit Ortbeton ergibt sich aufgrund der großen Stegöffnungen ein robuster Verbundträger. Durch die gezielte Anordnung von Bewehrungsstäben (Brand-eisen) im Innern des Profils ist ein hoher Feuerwiderstand möglich. In Finnland wurden weitere Verbundquerschnitte wie der A-Beam, MEK-Beam, LB(L)-Beam oder der Superbeam zum Einsatz in Slim-Floor-Konstruktionen untersucht (Kapitel 5.2).

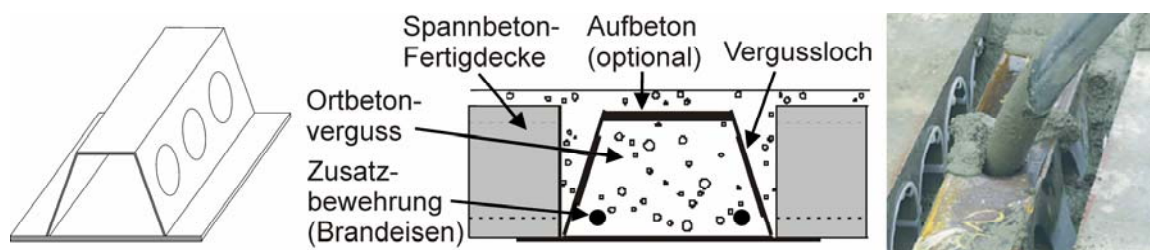


Bild 2.14: DELTA-Beam nach /Pei07/

Nach dem Verlegen der Platten in der Stahlkonstruktion werden die Fugen der Decke zur Ausbildung einer Scheibenwirkung sowie zur Querverteilung von Lasten bewehrt und mit Beton vergossen (Bild 2.15). Um durch den Fugenverguss eine ausreichende Verbindung zur Übertragung vertikaler und horizontaler Druckkräfte zwischen den Elementen zu erreichen, werden die Plattenränder profiliert hergestellt.



Bild 2.15: Stahlskelettkonstruktion mit Ergänzung durch Spannbeton-Fertigdecken

Die Scheibentragwirkung lässt sich unabhängig von der Slim-Floor Bauweise wie bei anderen Konstruktionen mit Spannbeton-Fertigdecken zumeist in der Ebene der Elemente durch Zuganker in den Fugen und einen umlaufenden Ringanker realisieren (Bild 2.16, links). In /fib08/ sind Berechnungsbeispiele zur räumlichen Stabilisierung von Fertigteiltragwerken und zahlreiche Konstruktionsdetails zur Ausbildung der Scheibentragwirkung mit Spannbeton-Fertigdecken enthalten. Insbesondere die Ausführung der Ringanker und die Übertragung der Stabilisierungskräfte in aussteifende Bauteile sind sorgfältig zu planen. Nach dem Betonieren des Ringankers und der Fugen kann das Deckenfeld als monolithisch betrachtet werden. Besonders in den skandinavischen Ländern wird die Scheibentragwirkung alternativ durch eine ergänzende, bewehrte Aufbetonschicht sichergestellt (Bild 2.16, rechts).

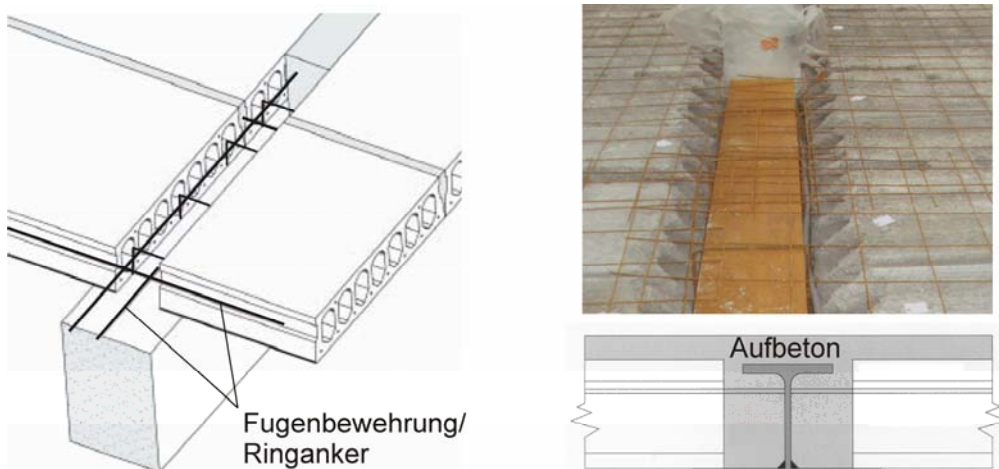


Bild 2.16: Scheibenausbildung in der Ebene der Spannbeton-Fertigdecken (links) und durch eine bewehrte Aufbetonschicht (rechts, /Arc07/)

Slim-Floor-Konstruktionen sind vor allem in den Beneluxländern und in Skandinavien weit verbreitet. Ihr Einsatz in Deutschland wird unter anderem durch offene Fragen zum Tragverhalten und zur Bemessung von Spannbeton-Fertigdecken bei biegeweicher Lagerung erschwert. Bestehende Untersuchungen zur biegeweichen Lagerung werden im folgenden Kapitel zusammengefasst.

2.3.3 Bestehende Untersuchungen

2.3.3.1 Skandinavien

Pajari et al.

Am Technical Research Centre of Finland (VTT) begannen erste Untersuchungen zur Querkrafttragfähigkeit von Spannbeton-Fertigdecken bei starrer Lagerung im Jahr 1979 /Sar82/. *Pajari* führte die Arbeiten fort und analysierte in /Paj89/ insgesamt 348 Versuche an Einzelplatten. Neben dem in der vorliegenden Arbeit betrachteten Schubzugversagen wurden Biegeversagen, Biegeschubversagen, Verankerungsversagen und das Versagen der Verbundfuge zwischen den Platten und einer Aufbetonschicht betrachtet. Die in /Paj89/ verwendeten Rechenmodelle flossen in den Jahren 1980 - 1983 in Computerprogramme des VTT zur Bemessung von Spannbeton-Fertigdecken ein.

Die umfangreichen Untersuchungen zur biegeweichen Lagerung von *Pajari et al.* am VTT wurden ursprünglich durch den Biegeversuch an einem Träger mit kurzen Sägeschnitten von Spannbeton-Fertigdecken zu beiden Seiten im Jahr 1988 angeregt. In dem Versuch traten Längsrisse unterhalb der Spannlitzen der Plattenstücke auf, welche die Verbundfestigkeit der Litzen beeinträchtigen können /Paj98a/. Bei deckengleichen Trägern wurden infolge der Auflagerung auf dem Zuggurt und entsprechend großen Querkzugspannungen besonders viele Risse in den Spannbeton-Fertigdecken erwartet.

In den 80er Jahren wurden international keine Unterschiede zwischen der Lagerung von Spannbeton-Fertigdecken auf starren Wandscheiben und biegeweichen Trägern berücksichtigt. Nach einer Studie Finnischer Bauwerke fanden 1990 drei Großversuche an zweifeldrigen Deckensystemen mit biegeweichen Trägern als Auflager statt. Ziel war die Untersuchung einer möglichen Reduzierung der Querkrafttragfähigkeit aufgrund der Längsrissbildung. In den Versuchen war stets ein Schubzugversagen der Platten maßgebend, wobei nur 40 - 70 % der jeweiligen Referenztraglast aus begleitenden Querkraftversuchen an Einzelplatten bei starrer Lagerung erreicht wurden. Daraufhin wurden bis 1994 sieben weitere Großversuche, Versuche an Einzelplatten sowie analytische und numerische Untersuchungen durchgeführt.

Neben den zehn zuvor genannten Großversuchen, die u.a. in /Paj95/ und /Paj98a/ veröffentlicht sind, fanden in Finnland bis zum Jahr 2006 im Auftrag der Industrie acht weitere Versuche am VTT und zwei Versuche an der Tampere University of Technology statt. Im Rahmen des AiF-Forschungsvorhabens „Querkrafttragfähigkeit von

Spannbeton-Fertigdecken bei biegeweicher Lagerung“ (AiF Nr. 15644 N/1) holte *Pajari* von den Auftraggebern der Versuche Genehmigungen zur Veröffentlichung der Ergebnisse ein. Er verfasste daraufhin kompakte Berichte in englischer Sprache zu den insgesamt 20 Großversuchen aus Finnland und stellte diese dem IMB zu Verfügung.

Den schematischen Standardaufbau der Großversuche stellt Bild 2.17 dar. In der Mitte der zweifeldrigen Systeme lagerten die 6 - 10 m langen Platten auf Stahlbeton-, Spannbeton-, Stahl- oder Verbundträgern. Die Endauflager waren zumeist gewöhnliche Stahlprofile, deren Biegesteifigkeit in Abhängigkeit der Laststellung an die der Mittelaufleger angepasst war, um gleich große Durchbiegungen zu erhalten. Am Mittelaufleger lag in Längsrichtung des Versuchsaufbaus keine nennenswerte Einspannung vor, so dass die Platten als Einfeldträger wirkten. Bei den kleinsten getesteten Plattendicken h_{sl} von 265 mm befanden sich mindestens vier und bei den größten Dicken von 500 mm bis zu sechs Platten in jedem Deckenfeld. Die Träger in Querrichtung besaßen dementsprechend Spannweiten von 4,8 - 7,2 m, sie wirkten ebenfalls als Einfeldträger. Im Abstand von $2,8 h_{sl}$ bis $4,0 h_{sl}$ von der Auflagerachse der Platten am Mittelträger wurde eine durchgängige Linienlast aufgebracht. Vor der Bruchbelastung erfolgten jeweils drei bis zwölf Lastzyklen, wobei das Oberlastniveau in verschiedenen Versuchen unterschiedlich groß war. Zur Bestimmung von Referenzwerten der Traglast fanden begleitende Querkraftversuche mit vergleichbaren Schubslankheiten und Auflagertiefen wie in den Großversuchen an Einzelplatten bei starrer Lagerung statt.

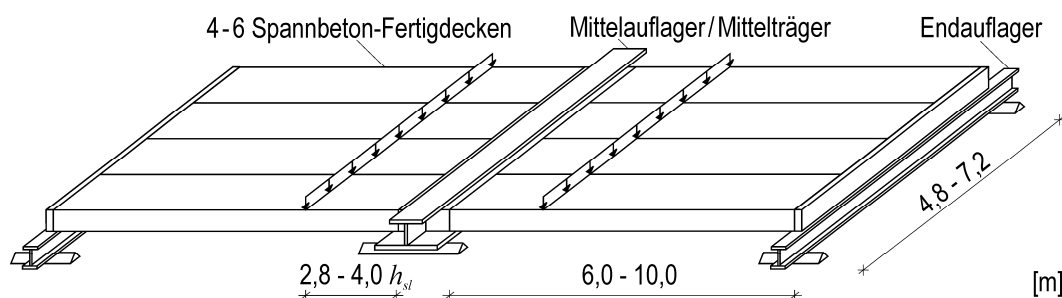


Bild 2.17: Schematischer Aufbau der Großversuche am VTT in Finnland

Durch die Variationen des Trägertyps am Mittelaufleger wurden unterschiedliche Verbundeigenschaften mit den Platten und Biegesteifigkeiten untersucht. Wesentliche Versuchsparameter waren weiterhin die Dicke und die Querschnittsform der Platten. Die Hohlkammern der Platten waren zur Steigerung der Tragfähigkeit in einigen Fällen am Mittelaufleger bis in eine maximale Tiefe entsprechend der Kammerhöhe mit Ortbeton verfüllt. In drei Versuchen wurden zudem Auswirkungen auf das Tragverhalten infolge einer Durchlaufwirkung des Trägers, einer flächigen Belastung und einer Aufbetonschicht untersucht. Bei Stahl- und Verbundträgern wurden die Platten direkt auf dem Zuggurt der Querschnitte aufgelegt. In den übrigen Fällen befanden sich in der Lagerfuge Elastomerstreifen. Die einzelnen Parameter und Traglasten der Versuche sind in Kapitel 5.2 in einer Datenbank zusammengestellt. Darüber hinaus befinden sich im Anhang vierseitige Zusammenfassungen jedes Versuchs, die auf Grundlage der von *Pajari* zur Verfügung gestellten Berichte verfasst wurden.

Die grundlegenden Schlussfolgerungen aus den Untersuchungen von *Pajari* zum Tragverhalten bei biegeweicher Lagerung wurden bereits in Kapitel 2.3.1 angeführt. Weitere wichtige Erkenntnisse lassen sich wie folgt zusammenfassen:

- In allen Großversuchen war ein Schubzugversagen der Platten zwischen der Last-einleitung und dem Mittelaufleger maßgebend, wobei in zwei Fällen zuvor größere plastische Verformungen des Trägers aufgetreten waren. Das Verhältnis v_{bw}/v_s der Querkrafttragfähigkeiten bei biegeweicher und starrer Lagerung lag zwischen 0,40 - 0,86. Die Traglast der Platten wurde bei allen untersuchten Trägertypen nennenswert reduziert. Lediglich in einem Versuch mit Durchlaufwirkung der Träger in Querrichtung der Decke wurde $v_{bw}/v_s = 0,98$ erreicht.
- Bei Versuchen mit Einfeldsystemen der Träger leitete stets ein Versagen der Randplatten den Bruch der Deckenfelder ein. Dabei war nach der Bildung von Schubris-sen in den äußersten Stegen an den Deckenrändern anders als bei starrer Lagerung teilweise noch eine gewisse Laststeigerung bei kontinuierlichem Rissfortschritt möglich /Paj98a/. Im Versuch mit einer Durchlaufwirkung der Träger in Querrich-tung versagten dagegen alle Platten eines Feldes schlagartig und gleichzeitig.
- Die bezogene Mittendurchbiegung der Träger betrug beim Versagen der Platten etwa $L/1000$ - $L/200$ und lag damit in vielen Fällen unterhalb üblicher zulässiger Verformungen im Gebrauchszustand. Nach /Paj98a/ lässt sich die Reduzierung der Querkrafttragfähigkeit nicht alleine mit der Trägerverformung erklären oder durch deren Begrenzung kontrollieren. Auch geringe Durchbiegungen im Bruchzustand führen zu einer deutlichen Traglastminderung und umgekehrt. Neben der Träger-verformung sind die Verbundeigenschaften zwischen Träger und Fertigdecke sowie der Plattenquerschnitt von Bedeutung.
- Abgesehen von zwei Versuchen mit größeren plastischen Trägerdurchbiegungen flachten die Last-Verformungs-Beziehungen in Feldmitte der Träger bis zum Bruch nur mäßig ab. *Pajari* führt die Steifigkeitsverluste u.a. auf eine zunehmende Schwächung der Verbundwirkung zwischen Träger und Platten zurück. Während der Belastung wurde eine Rissbildung der Vergussfugen am Mittelaufleger beo-bachtet und die Platten verschoben sich entlang der Träger in Querrichtung. Weite-re Steifigkeitsverluste resultierten aus der Biegerissbildung der Betonträger bzw. des Vergussbetons der Verbundquerschnitte. In einem Versuch mit Aufbeton-schicht verschob sich diese ab etwa 85 % der Bruchlast entlang des Trägers.
- Mit zunehmender Durchbiegung des Trägers bewegten sich die Platten über dessen Auflager nach außen. Die horizontalen Relativverschiebungen zwischen dem Trä-ger und den Randplatten wurden auf Höhe des oberen und des unteren Plattenspie-gels erfasst. Eine freie Verschiebung der Platten wird durch die Verbundwirkung mit dem Träger behindert. Als Folge traten in den Versuchen (ohne Durchlaufwir-kung der Träger) messbare horizontale Schubverformungen der Randplatten in der Größenordnung von 0,4 - 0,8 mm bis zum Bruch auf (Bild 2.11). Vergleichbare Schubverformungen wurden in Versuchen an starr gelagerten Einzelplatten mit kombinierter Schubbeanspruchung in Längs- und Querrichtung gemessen /Paj95/. Die Schubverformungen haben großen Einfluss auf das Querkraftversagen der Plat-

ten und treten nach den Versuchsbeobachtungen unabhängig vom Trägertyp und von den Auflagerdetails auf. Die Überlagerung der Schubbeanspruchungen in Längsrichtung aus dem Querkraftabtrag und in Querrichtung infolge der Auflagerverformung am Plattenende bezeichnet *Pajari* als „shear interaction effect“.

- Die Schubverformungen ließen sich durch eine Verfüllung der Hohlkammern mit Ortbeton nicht vollständig verhindern. Während eine Verfüllung der Kammern in den Versuchen an Einzelplatten mit kombinierter Schubbeanspruchung hohe Traglaststeigerungen bewirkte /Paj95/, war ihre Wirksamkeit im Großversuch deutlich geringer. Als Ursache wird ein nachträgliches Schwinden des Vergussbetons oder die Einleitung des Versagens außerhalb des verfüllten Bereichs vermutet.
- Eine Längsrissbildung der Platten wurde in einigen Versuchen mittels DMS unterhalb der Stege und in allen Fällen visuell überprüft. Besonders an Stegen mit mehreren Litzen und hoher Vorspannkraft traten Längsrisse auf, soweit erkennbar jedoch stets nur ein Riss pro Steg. Aus den Messwerten der DMS schließt *Pajari*, dass die meisten Längsrisse (sichtbar oder unsichtbar) schon bei der Spannkrafteinleitung aufgetreten sein müssen. Bereits zu Beginn der Belastung vergrößerte sich die Breite vieler Risse kontinuierlich durch die Querkzugspannungen infolge biege-weicher Lagerung. In den durchgeführten Versuchen trug eine Längsrissbildung jedoch nicht zur Reduzierung der Querkrafttragfähigkeit bei. Nach *Pajari* besteht in den maßgebenden Randplatten nahe dem Auflager der Träger kein größeres Risiko einer (zusätzlichen) Längsrissbildung als bei starrer Lagerung.
- In einzelnen Versuchen, besonders bei größeren plastischen Verformungen des Trägers am Mittelaufleger, wurden die Platten infolge geringerer Durchbiegungen an den Endauflagern auf Torsion beansprucht. Die Torsionsbeanspruchung trug nach /Paj98a/ nennenswert zum Versagen bei. Zur Vermeidung einer Torsion im Bauwerk empfiehlt *Pajari* keine plastische Bemessung der Träger auszunutzen.

In /Paj98a/ sind basierend auf den vorgenannten Schlussfolgerungen folgende Randbedingungen zur Verringerung der Schubverformung bzw. zur Steigerung der Querkrafttragfähigkeit bei biegeweicher Lagerung genannt:

- Reduzierung der Verbundwirkung zwischen Träger und Platten im unteren und Erhöhung der Verbundwirkung im oberen Bereich der Plattenquerschnitte
- Plattenquerschnitte mit kleinen Hohlkammern und dicken Stegen
- Aussteifung des Plattenquerschnitts durch eine Verfüllung der Hohlkammern
- Ausbildung der Träger als Durchlaufsystem in Querrichtung
- Anordnung einer bewehrten Aufbetonschicht

Anhand eines linearen, dreidimensionalen FE-Modells analysierte *Pajari* ein typisches mehrfeldriges Deckensystem /Paj95/. Dabei wurde unter Ausnutzung von Symmetriebedingungen in Längs- und Querrichtung ein Viertel eines Feldes simuliert (Bild 2.18). Das vereinfachte Modell berücksichtigte keine Vergussfugen zwischen den Platten und entlang des Trägers. Eine Rissbildung, Verschiebungen oder die unvollständige Auflagerung der Platten konnten daher nicht abgebildet werden. Weiterhin lieferte das

lineare Modell keine realistischen Betonspannungen. Dennoch ließen sich anhand der Verformungen und Spannungen infolge einer Flächenlast wichtige Schlussfolgerungen ableiten, insbesondere für die Verhältnisse vor einer Rissbildung der Vergussfugen oder der Platten. *Pajari* stellte fest, dass die Plattenquerschnitte infolge der Trägerverformung zu dessen Auflager hin stärker verzerrt werden. Dementsprechend waren in den Stegen am Rand der Decke die Schubspannungen in Querrichtung der Platten und die Hauptzugspannungen maximal. Das Modell bestätigte somit die Versuchsbeobachtung, dass bei biegeweich gelagerten Deckenfeldern ein Versagen der Randplatten maßgebend ist. Nach den Analysen sind in den Plattenstegen vor allem die Normalspannungen infolge Vorspannung und äußerer Belastung sowie die Schubspannungen infolge Querkraft und Auflagerverformung von Bedeutung.

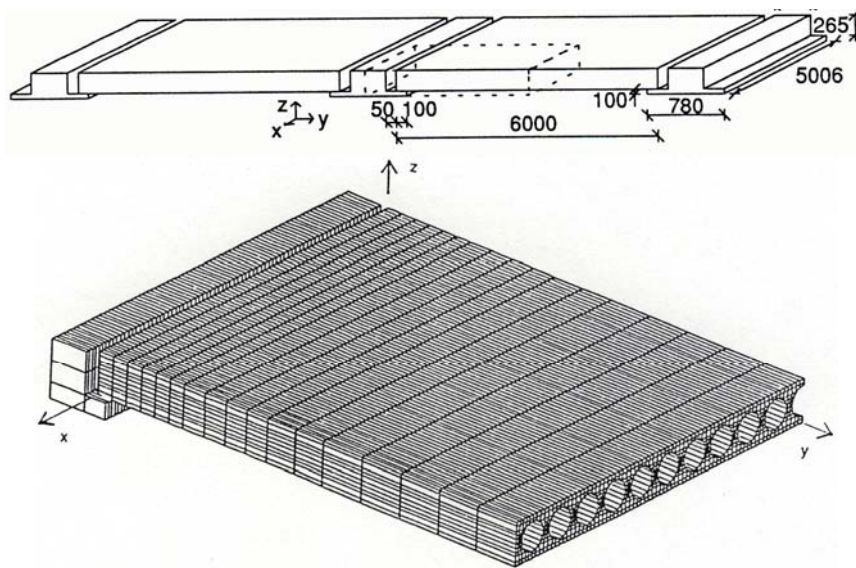


Bild 2.18: Linear-elastisches FE-Modell eines (Teil-)Deckenfeldes /Paj95/

In /Paj94/ sind weitere lineare FE-Modelle (Faltwerke) beschrieben, mit denen die Beanspruchung der Platten auf einem biegeweichen Träger untersucht wurde. Die Modelle lieferten trotz starker Vereinfachungen des Materialverhaltens und der Interaktion zwischen Träger und Platten zumindest qualitativ zwei wichtige Ergebnisse, die durch die eigenen numerischen Untersuchungen (Kapitel 4) bestätigt werden. Die Schubbeanspruchungen in Querrichtung der Platten steigen zum Rand der Decke hin an und rufen eine wechselseitige Biegebeanspruchung der Plattenstege hervor.

Aus den numerischen und experimentellen Untersuchungsergebnissen leitete *Pajari* ein Bemessungsmodell für Querkraft bei biegeweicher Lagerung ab. Das Modell basiert auf einem elastischen Verbundquerschnitt aus dem Träger, dem Vergussbeton und den Platten. Es bildet u.a. die Grundlage normativer Regelungen in Finnland /CCD07/ und in den Niederlanden /CUR05/ und ist nahezu unverändert in Empfehlungen zur Bemessung von Spannbeton-Fertigdecken der fib /fib00/ und in /Kle01/ eingeflossen. Das Modell wird in Kapitel 2.3.4 beschrieben. Eine ausführliche Erläuterung der Herleitung befindet sich z.B. in /Paj95/ und /Paj98b/.

Nach den ersten Großversuchen am VTT im Jahr 1990 führte *Leskelä* theoretische und numerische Untersuchungen zur Traglastabminderung infolge biegeweicher Lagerung durch /Les91a/, /Les91b/, /Les93/. Ähnlich zu dem in Kapitel 2.3.4 beschriebenen Bemessungsmodell von *Pajari* betrachtete er einen Verbundquerschnitt aus den Platten, dem Vergussbeton und dem Träger und führte die Beanspruchungen der Platten auf das Zusammenwirken der Bauteile zurück. In /Les99/ wird die Verbundtragwirkung zwischen Träger und Platten anstelle der Trägerverformung als maßgebende Einflussgröße auf das Tragverhalten bei biegeweicher Lagerung genannt. Dabei könne eine Längsrissbildung unterhalb der Stege die Tragfähigkeit zusätzlich beeinträchtigen und sollte durch einer Begrenzung der Querdehnung an der Plattenunterseite im Gebrauchszustand auf 0,1 ‰ vermieden werden.

In verschiedenen Veröffentlichungen diskutiert *Leskelä* die Auswirkungen einer Rissbildung entlang des Trägers auf das Verbundverhalten mit den Platten. Die unterschiedlich starke Verbundwirkung vor der Rissbildung der Vergussfugen im Gebrauchszustand und nach der Rissbildung im Bruchzustand ist z.B. in /Les01/ beschrieben. Die Vergussfugen stellen keine duktilen Verbundmittel dar, da die Verbundfestigkeit und die Verbundsteifigkeit nach der Rissbildung deutlich abfallen. Verbundkräfte können daher allein durch ungerissene Fugen ohne nennenswerte Verschiebungen übertragen werden. Anhand der Darstellung in Bild 2.19, links mit verschiedenen Grenzflächen i (Interfaces) zwischen den vorhandenen Tragelementen verdeutlicht *Leskelä* die Umverteilung der Verbundkräfte, wenn es ausgehend von der Deckenoberseite zur Rissbildung kommt. Die zwischen den oberen Plattenspiegeln auftretende horizontale Druck- bzw. Schubkraft F_{cf} wird anstatt direkt über die Grenzfläche i_1 zunächst durch die Stege der Platten (i_2) zwischen dem oberen und unteren Plattenspiegel übertragen und erst dort (i_3) in den Träger abgeleitet.

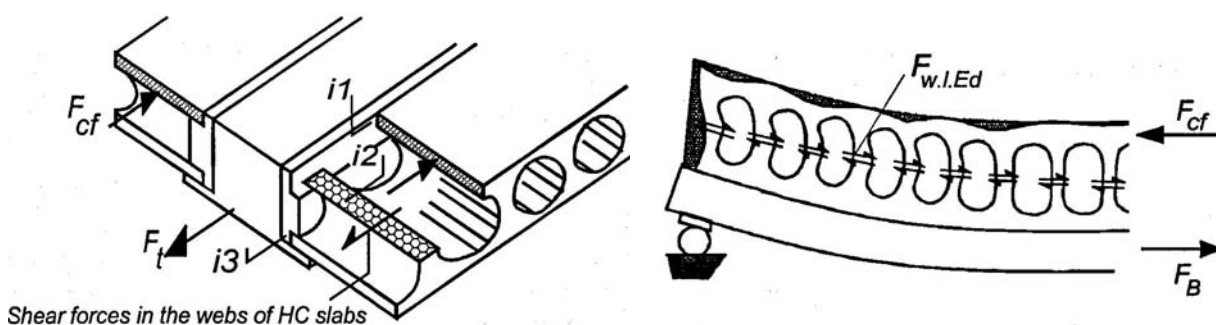


Bild 2.19: Grenzflächen zur Übertragung von Verbundkräften zwischen Platten und Träger in Slim-Floor-Konstruktionen /Les01/

Anhand des Lastabtrags durch die Plattenstege nach der Rissbildung sind die Schubverformungen der Randplatten und die Traglastabminderung infolge biegeweicher Lagerung zu erklären (Bild 2.19, rechts). Dabei weist *Leskelä* darauf hin, dass insbe-

sondere die Eigenschaften der unteren Grenzfläche i_3 von Bedeutung sind und dass die Platten auf Trägern mit geringer Verbundwirkung die größten Traglasten erreichen /Les01/. In der unteren Querschnittshälfte sind durch die Auflagerpressung und die Druckspannungen an der Stirnfläche der Platten aus der Auflagerendverdrehung entsprechende Reibspannungen aufnehmbar.

In /Les04/ wird analog zu Bild 2.19, links ein allgemeiner Verbundquerschnitt mit verschiedenen Bauteilen und Grenzflächen zur Übertragung von Verbundkräften betrachtet. Daran beschreibt *Leskelä* die unterschiedlichen Auswirkungen des Verbundtragverhaltens bei Deckensystemen mit Spannbeton-Fertigdecken und Vollplattenquerschnitten. Die Rissbildung zwischen dem Träger und den Platten beginnt am Auflager des Trägers, wo infolge des Lastabtrags in Querrichtung der Decke die maximale Querkraft- und Verbundbeanspruchung vorliegt. Nach /Les04/ kommt es durch die fehlende Duktilität der Vergussfugen als Verbundmittel nach Einsetzen der Rissbildung zu einem Reissverschlusseffekt entlang des gesamten Trägers. Dadurch reduziert sich insbesondere die Steifigkeit und in Abhängigkeit der Biegetragfähigkeit des Trägers auch die Gesamttragfähigkeit des Verbundquerschnitts. Allerdings empfiehlt *Leskelä* bei Konstruktionen mit Spannbeton-Fertigdecken im Gegensatz zu üblichen Verbunddeckensystemen mit Vollplattenquerschnitten keine speziellen Verbundmittel anzuordnen. Durch die abnehmende Verbundwirkung sinkt die horizontale Schubkraft in Querrichtung der Decke, die bei Spannbeton-Fertigdecken nur durch die schlanken Stege zwischen dem oberen und unteren Plattenspiegel übertragen werden kann (Bild 2.19, links). In der Folge steigt die Querkrafttragfähigkeit der Platten, die nach /Les04/ zumeist vor der (plastischen) Biegetragfähigkeit der Träger maßgebend wird.

Eine Tragwirkung der Platten bei biegeweicher Lagerung als Vierendeelträger wird u.a. in /Les95/, /Les99/ und /Les01/ beschrieben (Bild 2.19, rechts). *Leskelä* führt an, dass auch bei einer Reduzierung der Verbundwirkung zwischen Träger und Platten durch die Verkrümmung der Auflagerfläche Schubspannungen in Querrichtung der Plattenstege hervorgerufen werden. Die Platten besitzen eine nennenswerte Biegesteifigkeit in Querrichtung aber folgen aufgrund der Belastung der Trägerverkrümmung. Die resultierenden Beanspruchungen überlagern sich mit denen aus der Übertragung der horizontalen Schubkraft F_{cf} durch die Stege. In /Les99/ wird die Vierendeeltragwirkung der Platten analog zur Ableitung der Schubkraft in Querrichtung als Verbundtragwirkung zwischen Träger und Platten aufgefasst. Nach *Leskelä* ist dabei unabhängig von der Rissbildung der Vergussfugen die Anwendung von *Pajari's* Modell auf Grundlage eines elastischen Verbundquerschnitts (Kapitel 2.3.4) gerechtfertigt. Wichtig ist demzufolge zur Bemessung bei biegeweicher Lagerung lediglich die grundsätzliche Berücksichtigung des Zusammenwirkens zwischen Träger und Platten. Die detaillierten Verbundmechanismen seien durch entsprechende Kalibrierung der Modellparameter anhand von Versuchsergebnissen zu erfassen. Die Beanspruchungen der Platten durch eine Vierendeeltragwirkung werden bei den eigenen numerischen Simulationen des Tragverhaltens und bei der Ableitung eines Bemessungsansatzes weiter untersucht (Bild 4.26 und Bild 5.5).

In Schweden wurden acht Versuche an Einzelplatten durchgeführt /Fer02/. Die Platten waren im Standardfall starr gelagert. In sechs Versuchen wurde durch unterschiedlich dicke Auflagerplatten unterhalb der Stege die Verkrümmung eines biegeweichen Trägers simuliert (Bild 2.20). Bis zum Aufliegen der inneren Stege war eine Mittendurchbiegung der Platten infolge Querbiegung von 3 mm erforderlich. An den Auflagern wurden Ringbalken angeordnet, die Belastung erfolgte durch zwei Linienlasten.

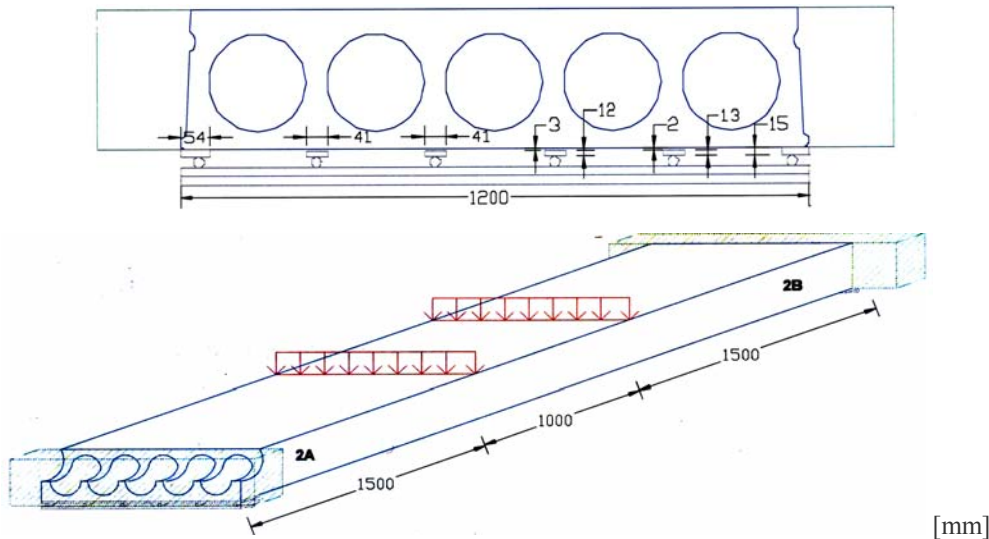


Bild 2.20: Detail der Auflagerkonstruktion und gesamter Versuchsaufbau in /Fer02/

Ziel der Versuche war die Bestimmung der Traglastabminderung infolge Querbiegung und einer konzentrierten Auflagerung in den Randbereichen der Platten. *Ferreira* und *Bajic* führen die Querbiegung neben der Beanspruchung durch eine horizontale Schubkraft in Querrichtung der Platten als maßgeblichen Effekt der biegeweichen Lagerung an. In den ersten Versuchen mit Querbiegung stellte sich wie erwartet heraus, dass die Tragfähigkeit der verstärkt beanspruchten Randstege maßgebend ist. Gegenüber einer vollflächigen starren Lagerung nahm die Gesamttraglast der Platte um 15 - 24 % ab.

Als Maßnahmen zur Traglaststeigerung wurden eine Verfüllung der äußeren Hohlkammern mit Ortbeton und eine Vergrößerung der Breite der Randstege untersucht. Letzteres wurde erreicht, indem der Durchmesser der beiden äußeren Hohlkammern von 185 mm auf 140 mm reduziert wurde. Die Hohlkammervfüllung führte zu einem duktileren Versagen aber zu keiner Traglaststeigerung. Der modifizierte Plattenquerschnitt mit dickeren Randstegen erzielte dagegen mit vollflächiger und gekrümmter Auflagerfläche praktisch die gleiche Traglast. Diese war um einige Prozentpunkte höher als die des Standardquerschnitts bei vollflächiger Auflagerung. Nach /Fer02/ wurden die Auswirkungen einer Schubbeanspruchung in Querrichtung der Platten in den Versuchen nicht berücksichtigt. Die Erkenntnisse zum Einfluss einer relativ starken Querbiegung und zur Wirksamkeit von Maßnahmen zur Verbesserung des Tragverhaltens sind allerdings qualitativ auf reale Deckenfelder übertragbar.

Von Anfang 2002 bis Ende 2004 wurde im Rahmen eines von der Europäischen Kommission geförderten Projektes namens *Holcotors* das Tragverhalten von Spannbeton-Fertigdecken unter kombinierter Beanspruchung infolge Querkraft und Torsion untersucht. Veranlassung des Projektes war, dass die in der Praxis häufig vorkommenden Torsionsbeanspruchungen durch große Aussparungen, eine dreiseitige Lagerung oder schräge Enden der Platten zumeist nur vereinfacht erfasst werden. Die Effekte bei einer biegeweichen Lagerung sind von den zuvor genannten Beanspruchungen klar zu trennen. Allerdings führen die in Bild 2.11 dargestellten horizontalen Druckkräfte zwischen den oberen Plattenspiegeln und die in /Bod96/ angeführten Drillmomente aufgrund einer unvollständigen Auflagerung (Kapitel 2.3.3.2) auch zu einer gewissen Torsionsbeanspruchung der Randplatten. Die Ergebnisse des *Holcotors*-Projektes verdeutlichen allgemein die Abnahme der Querkrafttragfähigkeit infolge einer Interaktion mit anderen Beanspruchungen.

Zum einen wurden die Auswirkungen einer kombinierten Beanspruchung in Versuchen an Einzelplatten und Deckenfeldern bestehend aus vier Platten untersucht. Die Versuche wurden von *Pajari* am VTT in Finnland durchgeführt (/Paj04a/ - /Paj04d/). Versuchsparameter waren der Plattentyp, die Auflagerung der Platten, die Laststellung und die Anordnung einer Aussparung in den Deckenfeldern. Zur Steigerung der Traglast waren die Kammern einiger Platten an den Enden ausbetoniert. Nach einer rechnerischen Auswertung der Versuche stellte *Pajari* fest, dass sich die Interaktion von Querkraft und Torsion durch Handrechenverfahren in vielen Fällen nur grob erfassen lässt. Seine Versuchsergebnisse dienten daraufhin als Grundlage zur Kalibrierung von FE-Modellen, mit denen an der Chalmers University of Technology in Schweden weitergehende numerische Untersuchungen statt fanden /Lun04/, /Bro05/, /Bro07/.

Nach /Bro07/ sind zur numerischen Analyse kombinierter Querkraft- und Torsionsbeanspruchungen dreidimensionale Modelle erforderlich. Dabei ergaben Parameterstudien und Vergleichsrechnungen, dass in weniger stark beanspruchten Bereichen gekoppelte Balkenelemente zur Simulation des Plattenquerschnitts eingesetzt werden können (Bild 2.21). In den kritischen Bauteilbereichen liefern offenbar selbst relativ grobe Netze aus Volumenelementen bei vertretbarem Rechenaufwand ausreichend genaue Bemessungsergebnisse für die Praxis. Besonderer Wert wurde auf eine genaue Abbildung der Auflagerdetails und die Berücksichtigung einer Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung zwischen Spannstahl und Beton gelegt, um ein mögliches Verankerungsversagen abbilden zu können. Eine Querbiegung der Platten bzw. Stege ließ sich mit der gewählten Elementierung (ein Element mit linearer Ansatzfunktion über die Stegbreite und die Plattenspiegeldicke) allerdings nicht zutreffend abbilden. Die Modellentwicklung und die Nachrechnung der Versuche an Einzelplatten sind ausführlich in /Bro07/ beschrieben. Unterstützt durch die Berechnungsergebnisse kommen *Broo* et al. zu dem Schluss, dass in einigen Versuchen das Ausbetonieren von Hohlkammern die Verankerung der Spannbewehrung nach der Rissbildung sicherstellte und damit zur Traglaststeigerung beitrug.

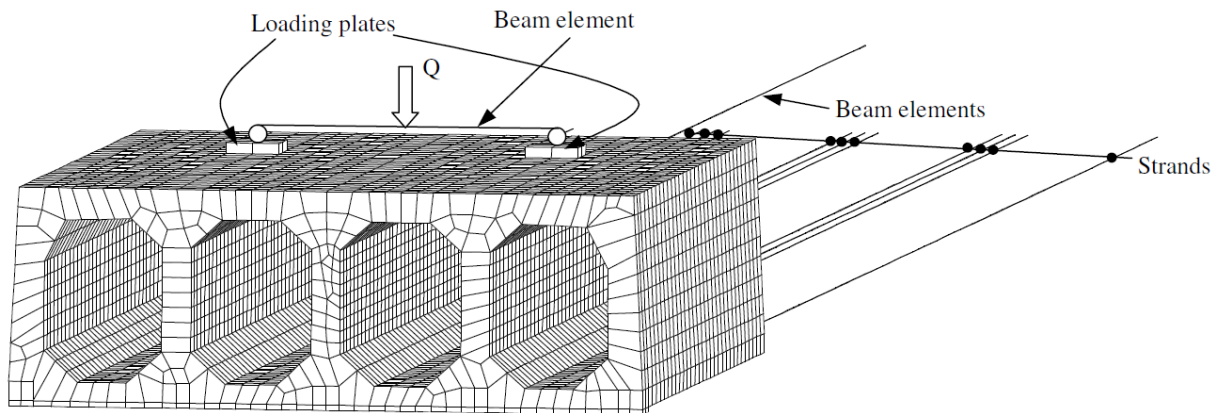


Bild 2.21: FE-Modell einer Einzelplatte unter Querkraft- und Torsionsbeanspruchung mit gekoppelten Volumen- und Balkenelementen /Bro07/

In /Lun04/ ist die Modellierung ganzer Deckenfelder beschrieben, in denen einzelne Platten gleichzeitig durch Querkraft und Torsion beansprucht werden. Zur Reduzierung des Berechnungsaufwands wurden die Plattenquerschnitte zunächst nur mit Balkenelementen simuliert (Bild 2.22). Das Zusammenwirken der Einzelelemente über die ausbetonierten Längsfugen wurde durch exzentrische Koppellungen der Balkenelemente erfasst. Zur Berücksichtigung einer Rissbildung der Fugen konnten diese nur sehr geringe Zugspannungen übertragen. Das Verhalten der Modelle wurde durch Parameterstudien und Vergleichsrechnungen mit Schalenelementen untersucht. Anschließend wurden Versuche an Deckenfeldern von *Pajari* sowie drei Versuche mit jeweils zwei Platten unter dreiseitiger Auflagerung aus /Wal92/ nachgerechnet. Unter Berücksichtigung der Vereinfachungen bei der Modellierung stimmten die Verformungen und Auflagerreaktionen in den Simulationen mit den Versuchsergebnissen gut überein. Durch die Einbindung eines Volumenmodells entsprechend Bild 2.21 in hoch beanspruchten Bereichen konnten darüber hinaus das Rissbild und die Versagensart (Schubzugversagen) zutreffend erfasst werden.

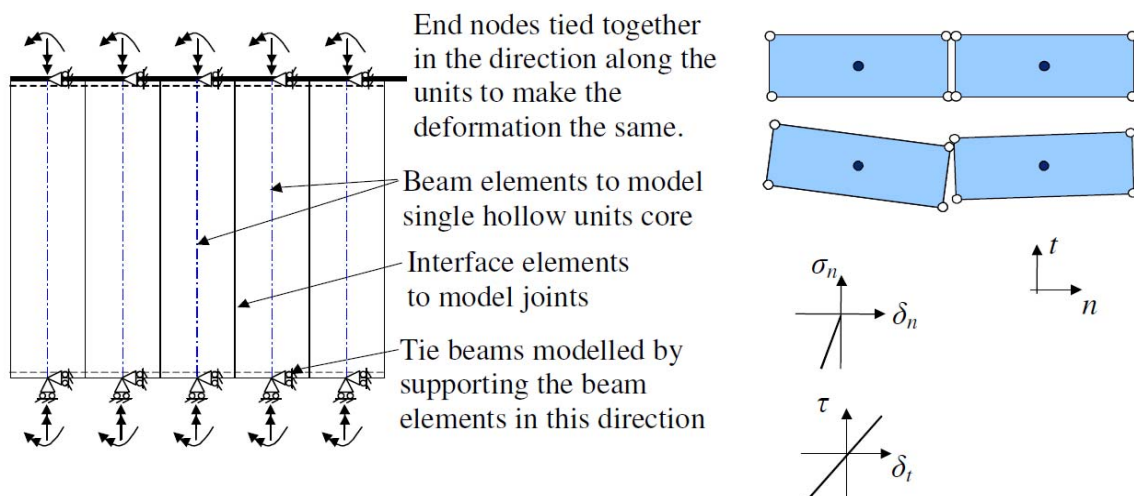


Bild 2.22: Modell eines Deckenfeldes mit Balkenelementen (links) und exzentrische Koppelung der Balkenelemente im Querschnitt (rechts) /Lun04/

Lundgren et al. merken an, dass Spannbeton-Fertigdecken nach den Berechnungsergebnissen in einem Deckenfeld gegenüber Einzelplatten höhere kombinierte Beanspruchungen infolge Querkraft und Torsion aufnehmen können. Dies wird nicht nur auf die Lastumverteilung auf benachbarte Platten über die ausbetonierten Fugen einer Decke zurückgeführt. Die Autoren vermuten, dass durch die Querverformungsbehinderung zwischen zwei benachbarten Platten bei gleicher Beanspruchung günstigere Spannungszustände oder bessere Möglichkeiten zur Spannungsumlagerung innerhalb eines Deckenelementes vorherrschen.

In /Bro05/ sind Berechnungen mit verschiedenen Kombinationen von Querkraft und Torsion an Modellen entsprechend Bild 2.21 beschrieben. Neben der Interaktion der Beanspruchungen wurden Einflüsse der Schubslankheit und der Spannkrafteinleitungslänge auf das Tragverhalten der Platten untersucht. Nach einer Kalibrierung der Modellparameter anhand der finnischen Versuche an Einzelplatten /Paj04a/ fanden Parameterstudien mit den dort untersuchten Querschnitten statt. Bild 2.23 stellt exemplarisch die Berechnungsergebnisse für eine 400 mm dicke Platte dar. Zu erkennen ist ein kontinuierlicher Übergang des Versagensbildes zwischen reiner Torsions- und reiner Querkraftbeanspruchung. Im mittleren Diagramm sind die rechnerischen Schnittgrößen im Bruchzustand (volle Linie) und bei einer zu erwartenden sichtbaren Rissbildung (gestrichelte Linie) dargestellt. Der Verlauf der Interaktionskurve hängt neben den Beanspruchungen insbesondere davon ab, ob die Vorspannkraft im Versagenspunkt bereits voll eingeleitet ist oder nicht. Weiterhin ist die Plattengeometrie von Bedeutung, da der maßgebende Punkt bei gegebenen Einwirkungen im Steg oder im Flansch liegen kann. Eine ausführliche Diskussion befindet sich in /Bro05/.

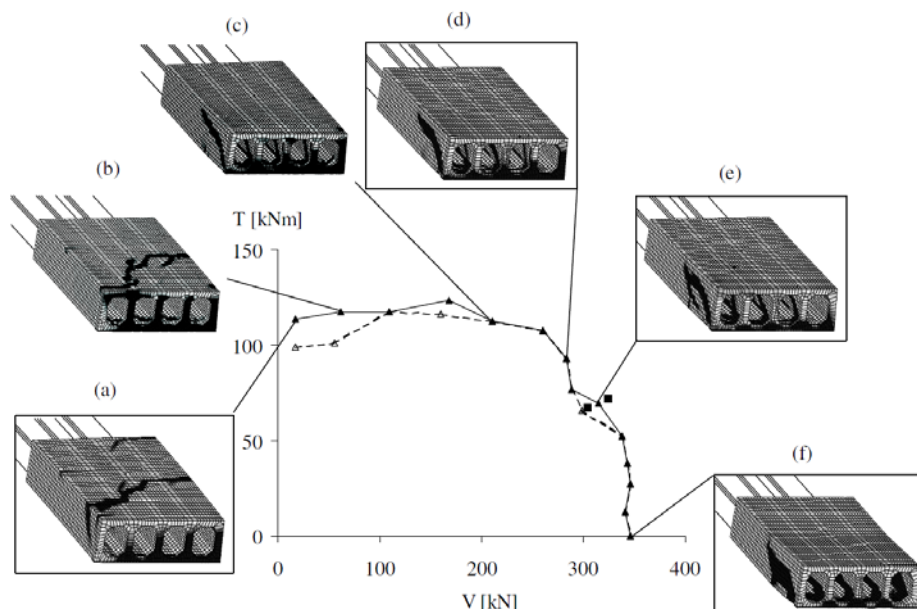


Bild 2.23: Interaktionsdiagramm für Querkraft und Torsion /Bro05/

Die numerisch bestimmten Zusammenhänge wurden von Broo et al. mit Handrechnungsverfahren verglichen. Bei letzteren, z.B. nach DIN EN 1168 /DIN09/, wird eine lineare

Interaktion zwischen Querkraft und Torsion angenommen. Dabei erfolgt eine Umrechnung der Torsionsbeanspruchung in eine zusätzliche Querkraftbeanspruchung der Randstege einer Platte (einzelliger Hohlkasten). Nach DIN EN 1168 ist der Widerstand der Plattenspiegel nicht nachzuweisen, was nach /Bro05/ im Bereich reiner Torsionsbeanspruchungen zu unsicheren Bemessungsergebnissen führen kann. Bei kombinierten Beanspruchungen offenbaren die annähernd quadratischen Interaktionskurven aus den numerischen Analysen gegenüber den Handrechenverfahren Traglastreserven von 30 - 55 %. Dies wird auf die Möglichkeit von Lastumlagerungen nach Einsetzen der Rissbildung zurückgeführt, was analytisch nicht erfasst wird. Grundsätzlich sind die numerischen und die analytischen Ergebnisse stark davon abhängig, ob das Versagen innerhalb oder außerhalb der Spannkrafteinleitungslänge auftritt.

2.3.3.2 Deutschland

Bode, Stengel, Sedlacek, Feldmann und Müller

Erste Untersuchungen mit Spannbeton-Fertigdecken auf biegeweichen Stahlträgern in Deutschland fanden 1996 statt /Bod96/. Eine Zusammenfassung der wichtigsten Ergebnisse, insbesondere zum Tragverhalten der Träger, befindet sich in /Fel98/. Nachfolgend sind vorrangig Erkenntnisse zur Beanspruchung der Platten beschrieben.

Zunächst wurden anhand von Vierpunkt-Biegeversuchen unterschiedliche deckengleiche Stahlträger für den Einsatz in Slim-Floor-Konstruktionen getestet. Ziel war die Untersuchung der Interaktion zwischen Längskraft und Querbiegung im Zugflansch der Träger. Trotz Querbiegung und unabhängig von der Querschnittsklasse wurde in vielen Versuchen die plastische Biegetragfähigkeit erreicht. Auswirkungen einer Querbiegung sind nach Berechnungen in /Bod96/ nur zu berücksichtigen, wenn sich infolge der reduzierten Tragfähigkeit des Zugflanschs die Lage der plastischen Nulllinie stark verändert. Anhand der Versuchsergebnisse wurde ein Bemessungsvorschlag erarbeitet, der die Ausnutzung der plastischen Biegetragfähigkeit abhängig vom Verhältnis der Querschnittsflächen des oberen und unteren Flansches begrenzt. Die maximale Abminderung beträgt dabei 10 %, d.h. die Tragfähigkeit wird nur geringfügig beeinträchtigt.

Weiterhin analysierten *Bode et al.* die Bestimmung der Querbiegebeanspruchung des Flansches an sich. Neben der Auflagerkraft der Deckenelemente ist dazu die Größe des rechnerischen Hebelarms e zum Trägersteg entsprechend Bild 2.24 von Bedeutung. Als Grenzfälle der Auflagerung werden eine „weiche“ und eine „starre“ Lagerung mit relativ steifer Fertigdecke und weichem Zugflansch bzw. umgekehrt unterschieden. Im ersten Fall verformt die Fertigdecke den Flansch und liegt nur in ihrem Endbereich mit entsprechend kleinem Hebelarm auf. Der andere Grenzfall ist eine Rotation der Platte um die Vorderkante des Flansches mit großem Hebelarm. In den o.g. Versuchen verschob sich der Auflagerpunkt mit steigender Beanspruchung in Richtung des Trägerstegs, somit war die Auflagerung zunehmend „weich“ /Bod96/.

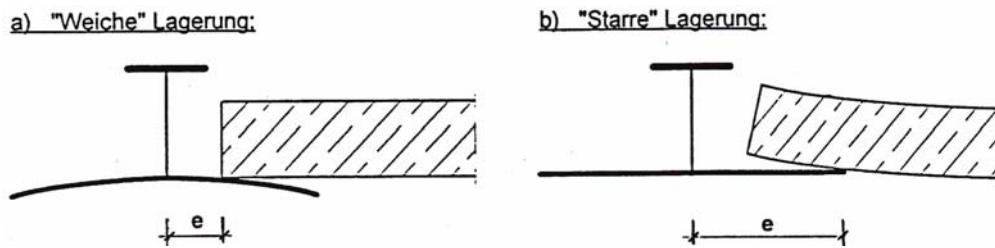


Bild 2.24: Grenzfälle bei der Auflagerung einer Spannbeton-Fertigdecke auf dem Zugflansch deckengleicher Stahlträger /Bod96/

Zur weiteren Untersuchung des Auflagerverhaltens der Platten auf dem Trägerflansch wurden FE-Berechnungen durchgeführt. Ein lineares dreidimensionales Modell, bestehend aus dem Träger und einer Platte in Feldmitte, lieferte Ergebnisse zur Verteilung der Pressungen in der Lagerfuge. Zwischen der Plattenunterseite und dem Trägerflansch befanden sich so genannte Interface-Elemente, die lediglich Druckspannungen übertrugen und eine Trennung der Bauteile zuließen. Nach den Berechnungsergebnissen konzentrieren sich die Pressungen ohne ausgleichende Zwischenschicht aufgrund der Trägerverkrümmung sehr stark an den Rändern der Platte. In Abhängigkeit der Querbiegesteifigkeit des Flansches treten sie gemäß Bild 2.24 vor allem an dessen Vorderkante oder näher am Steg auf. Zur Bestimmung des Hebelarms e wird daher ein Handrechenverfahren vorgeschlagen, bei dem die Verdrehwinkel der Platten und des Flansches in den beiden Grenzfällen „weiche“ und „starre“ Lagerung eingehen. Weiterhin sind nach /Bod96/ die konzentrierten Auflagerpressungen der Platten als Punktlasten nachzuweisen. Im Hinblick auf das Tragverhalten der Platten ist anzumerken, dass die Ausbildung der Lagerung die Endverankerung der Spannbewehrung beeinflusst (Kapitel 2.2.2). Im Fall der „starken“ Lagerung ist hinter dem Auflagerpunkt an der Vorderkante des Flansches bereits ein größerer Teil der Vorspannkraft verankert.

Neben den reinen Trägerversuchen wurden fünf Versuche an drei Versuchskörpern mit Spannbeton-Fertigdecken auf deckengleichen Stahlträgern vom Typ IFB durchgeführt. Wie bei den finnischen Großversuchen (Bild 2.17) wurden zweifeldrige Deckensysteme getestet. Dabei sollten das Zusammenwirken zwischen Träger und Platten, die Steifigkeiten und Verformungen im Gebrauchs- und Bruchzustand sowie die Beanspruchungen der Platten im Auflagerbereich untersucht werden. Die ersten drei Versuche fanden an einem 10,80 m langen (Durchlauf-)Träger mit nur etwa 1,30 m kurzen Spannbeton-Fertigdecken zu beiden Seiten statt. In insgesamt drei Teilversuchen lagen unterschiedliche Last- und Auflagerstellungen vor. Dabei wurden allerdings nur einzelne Platten punktuell belastet, so dass im Auflagerbereich der Platten keine gleichmäßige Querkraftbeanspruchung über die Plattenbreite vorlag und das Versagen mit einem Durchstanzen der Lasteinleitungskonstruktion eingeleitet wurde (z.T. gleichzeitig Fließen des Stahlträgers). Diese (Teil-)Versuche werden im Hinblick auf den Schwerpunkt der vorliegenden Arbeit daher nicht weiter beschrieben.

In zwei weiteren Versuchen befanden sich jeweils drei Platten mit 150 mm Dicke und 4,20 m Länge in beiden Feldern (Bild 2.25). Im Abstand von 650 mm bzw. 750 mm

von der Mittelachse des Aufbaus wurden die Platten mit Einzellasten beaufschlagt. Um ein Durchstanzen der Lasteinleitungsstruktur zu verhindern, wurden jedoch abweichend zu den vorangegangenen Untersuchungen etwa 40 cm breite Stahlträger zur Lastverteilung an jedem Belastungspunkt angeordnet. Aufgrund des relativ großen Abstands der Lasteinleitung vom Mittelaufleger (ca. $3,5 - 4,0 h_{sl}$) ist dort von einer gleichmäßigen Querkraftbeanspruchung über die gesamte Plattenbreite auszugehen.

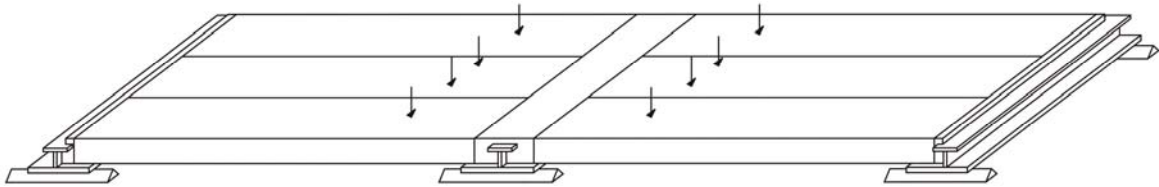


Bild 2.25: Schematischer Aufbau von zwei Großversuchen in /Bod96/

In einem der beiden Versuche wurde eine 4 cm dicke bewehrte Aufbetonschicht untersucht. Die Parameter und Traglasten der Versuche gemäß Bild 2.25 sind in Kapitel 5.2 und im Anhang weiter beschrieben bzw. angegeben. Die wichtigsten Versuchsbobachtungen und Schlussfolgerungen lassen sich wie folgt zusammenfassen:

- Während der 20 Lastzyklen traten jeweils zwei Längsrisse an den Unterseiten der inneren Platten auf. Das Versagen der Deckenfelder wurde wie in den finnischen Versuchen durch die Randplatten eingeleitet. Zwischen der Lasteinleitungsstruktur und dem Mittelaufleger bildete sich jeweils ein flacher Schubriss.
- Bei hohen Lasten wurden aufgrund der Auflagerendverdrehung der Platten ohne Aufbetonschicht breite, bis zum Untergurt durchgehende Risse im Vergussbeton entlang des Trägers am Mittelaufleger beobachtet. Daher wird im Bruchzustand ein nennenswertes Zusammenwirken zwischen Träger und Platten ausgeschlossen.
- Eine bewehrte Aufbetonschicht begrenzte die Rissbildung entlang des Trägers und verstärkte die Verbundtragwirkung zwischen Träger und Platten auch bei hohen Beanspruchungen. Neben der Biegesteifigkeit und -tragfähigkeit in Spannrichtung des Trägers wurde die Querkrafttragfähigkeit der Platten erhöht, da die Aufbetonschicht nach /Bod96/ einen Teil der Last direkt auf den Träger überträgt.
- Das frühzeitige Querkraftversagen im Vergleich zu starrer Lagerung wird auf eine konzentrierte Lagerung der Plattenränder auf dem Träger zurückgeführt. *Bode et al.* führen an, dass infolge der resultierenden Längsrissbildung der günstige Einfluss der Vorspannkraft verloren gehe. Zudem entziehe sich mit zunehmender Trägerverkrümmung ein Teil der Stege dem Querkraftabtrag. Die Tragfähigkeit werde aufgrund einer Querbiegung der hoch beanspruchten Stege weiter abgemindert.
- Zur Bestimmung der Biegesteifigkeit des Trägers kann nach /Bod96/ im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit eine Verbundwirkung mit den Platten angesetzt werden. Beim Ansatz einer mitwirkenden Plattenbreite nach Eurocode 4 (aktuelle deutsche Fassung DIN EN 1994-1-1 /DIN06/) und unter Berücksichtigung der Rissbildung des Betons in der Zugzone ließen sich die Versuche gut nachrechnen.

- Aufgrund der beobachteten Rissbildung entlang des Trägers und einer kontinuierlichen Abnahme der Verbundwirkung mit steigender Belastung sollte im Grenzzustand der Tragfähigkeit keine mitwirkende Plattenbreite angesetzt werden. In den Versuchen mit 1,30 m kurzen Platten wurde maximal die rechnerische Biegetragfähigkeit eines Verbundquerschnitts aus dem Profil zzgl. Vergussbeton erreicht. Dabei wird der Vergussbeton offenbar durch Klemmwirkungen zwischen den Trägerflanschen, Reibung in den Kontaktflächen und eine gewisse Dübelwirkung der Bewehrung quer zum Träger aktiviert (vgl. auch Trägerversuche in /Gor06/).
- In den Versuchen verformte sich der Träger am Mittelaufleger stärker als die an den Endauflagern, so dass eine gewisse Torsionsbeanspruchung der Platten vorlag. Nach außen verlaufende Diagonalrisse an den Ecken der Randplatten am Mittelträger werden auf die resultierenden Drillmomente zurückgeführt.
- Für die Bemessung der Platten wird empfohlen die Querkrafttragfähigkeit wegen einer möglichen Abnahme der Verbundfestigkeit der Spannlitzen ohne Berücksichtigung der Vorspannung zu bestimmen. Auf der sicheren Seite sollte die Bemessungsgleichung aus Eurocode 2 (akt. deutsche Fassung DIN EN 1992-1-1 /DIN05/) für ein Biegeschubversagen herangezogen werden. Als Möglichkeiten zur Traglaststeigerung werden eine bewehrte Aufbetonschicht, die Ausbildung der Träger als Durchlaufsystem und gleichmäßige Durchbiegungen aller Träger angeführt.

Die Querkrafttragfähigkeit der eingesetzten Spannbeton-Fertigdecken bei starrer Lagerung wurde nicht experimentell bestimmt. Ein Verhältnis der Traglasten bei biegeweicher und starrer Auflagerung kann dementsprechend nicht angegeben werden. Die Versuche konnten im Rahmen der Datenbank (Kapitel 5.2) daher nur eingeschränkt zur rechnerischen Auswertung herangezogen werden.

Bode, Heppes und Feldmann

In /Bod00/ und /Hep04/ sind zwei weitere Großversuche an Deckensystemen mit jeweils vier Spannbeton-Fertigdecken pro Feld auf einem deckengleichen Stahlträger vom Typ IFB beschrieben. Die Platten waren 2,70 m lang und 150 bzw. 270 mm dick. Im Abstand von 400 bzw. 520 mm vom Plattenende am Mittelaufleger wurde eine linienförmige Belastung aufgebracht. Auf einer Seite des Mittelträgers lagerten die Platten direkt auf dem Flansch und auf der anderen Seite auf einem Elastomer. Im Unterschied zu den bisher beschriebenen Versuchen wurde eine horizontale Verschiebung der Platten entlang des Trägers mittels kräftiger Kopfplatten behindert (Bild 2.26). Die Kopfplatten an den Trägerenden sollten einen üblichen Stützenanschluss simulieren, um die Auswirkungen der dadurch verursachten Zwängung der Platten im Bauwerk zu untersuchen. Entgegen der Praxis (vgl. z.B. Bild 3.10) waren die Kopfplatten jedoch deutlich breiter als der Druckflansch der Träger und ragten seitlich über die Enden der Spannbeton-Fertigdecken hinaus, so dass eine ungewöhnlich starke Zwängung der Platten vorlag.

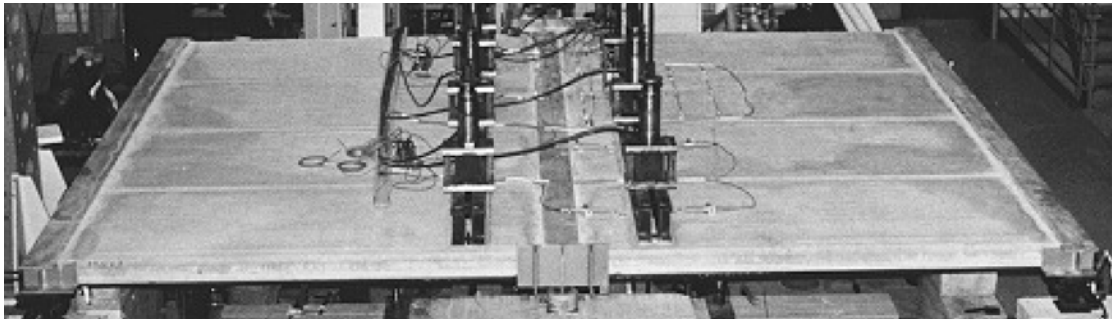


Bild 2.26: Großversuch mit steifen Kopfplatten an den Trägerenden in /Bod00/

In Kapitel 5.2 und im Anhang sind die Versuche weiter dokumentiert. Die wesentlichen Ergebnisse lassen sich wie folgt zusammenfassen:

- Durch die breiten Kopfplatten wurden hohe Kräfte in Querrichtung der Platten eingeleitet. *Bode* et al. vergleichen die Kopfplatten mit kräftigen Enddübeln bei einem Verbundträger. Ausgehend von den Kopfplatten breiteten sich an der Oberseite der Randplatten in einem Winkel von etwa 35° diagonale Risse aus (Bild 2.27). Die Risse wuchsen mit zunehmender Beanspruchung an den seitlichen Rändern der Platten weiter und leiteten ein Schubversagen der Deckenfelder ein.
- Zwischen den Plattenenden und dem Vergussbeton entlang des Trägers wurden mit steigender Belastung klaffende Risse beobachtet. Nennenswerte Beanspruchungen in Querrichtung der Platten durch ein Zusammenwirken der Träger, des Vergussbetons und der Platten werden nach /Bod00/ im Bruchzustand daher ausgeschlossen.
- Als maßgebliche Beanspruchung der Platten wird ihre Querbiegung mit zunehmender Trägerverkrümmung angeführt. Dabei wird angenommen, dass die Platten durch ein Einfließen von Zementleim in der Lagerfuge auch bei direkter Lagerung auf dem Zugflansch ohne ausgleichendes Elastomer im Ausgangszustand vollflächig aufliegen. Zur Steigerung der Querkrafttragfähigkeit wird empfohlen die Träger steif auszubilden und sie entsprechend der geplanten Nutzlasten zu überhöhen.



Bild 2.27: Diagonalrisse an der Oberseite der Randplatten /Bod00/

Der Forschungsbericht /Bod00/ enthält keine Beschreibung des Ablaufs und der Versagensart oder Messergebnisse des Großversuchs mit 270 mm dicken Platten. Versuche an Einzelplatten zur Bestimmung der Tragfähigkeit bei starrer Lagerung sind für diese Platten ebenfalls nicht dokumentiert und für keinen Plattentyp sind Material-

eigenschaften oder die tatsächlichen Abmessungen angegeben. Außerdem waren für das Tragverhalten im Großversuch die ungewöhnlich großen und steifen Kopfplatten maßgeblich, so dass die Ergebnisse nur auf ganz bestimmte Randbedingungen in der Praxis übertragbar sind. Aus diesen Gründen wurden die Versuche für eine erneute rechnerische Auswertung im Rahmen der Datenbank (Kapitel 5.2) nicht verwendet.

Mit der Modellvorstellung eines kräftigen Enddübels wird in /Bod00/ ein Ansatz zur Ermittlung der Beanspruchungen in Querrichtung der Platten bei biegeweicher Lagerung entwickelt. Eine Zusammenfassung ist Kapitel 2.3.4 zu entnehmen. Überlegungen zur Auswirkung von Kopfplatten bzw. Zwängungen der Platten an den Trägerenden auf das Tragverhalten werden in /Hep04/ erneut aufgegriffen. Danach kommt es ohne Kopfplatten zu einer Verschiebung s der Platten entlang des Trägers (Bild 2.28, oben). Die Platten folgen mit zunehmender Belastung nicht der Verkrümmung des Trägers, so dass es zu einer konzentrierten Lagerung an den Rändern mit entsprechender Querbiegung und dem Risiko einer Längsrissbildung kommt. Durch die Kopfplatten wird der Schlupf zwischen Platten und Träger verhindert und die Bauteile wirken gemeinsam als Verbundquerschnitt (Bild 2.28, unten). Infolge der Auflagerendverdrehung des Trägers wird erwartet, dass in Querrichtung der Platten am oberen Spiegel größere Druckspannungen als am unteren eingeleitet werden. Nach /Hep04/ wird durch die Druckspannungen eine Längsrissbildung verhindert, jedoch wie in Bild 2.27 dargestellt eine andere Versagensform eingeleitet.

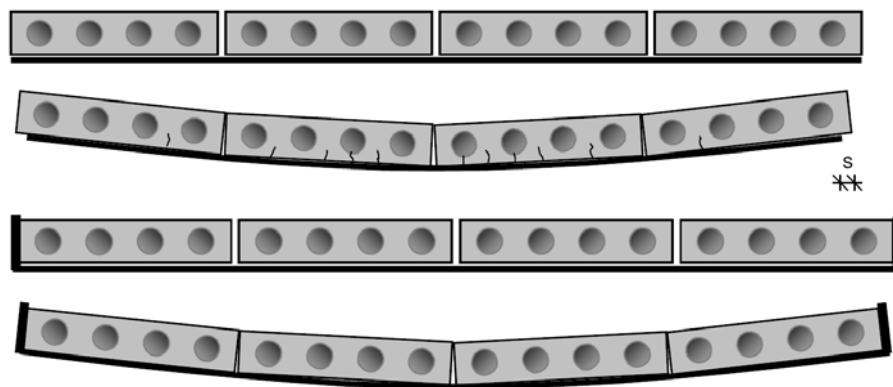


Bild 2.28: Tragverhalten einer Slim-Floor-Decke ohne (oben) und mit (unten) Kopfplatten an den Enden des Trägers /Hep04/

In /Hep04/ sind weiterhin FE-Berechnungen aus /Bod00/ zusammengefasst. Als eine Art Trägerrost wurde ein Deckensystem aus vier Platten und Querträgern an den Enden analysiert (Bild 2.29, links). Die Platten wurden als starre Festkörper und die Träger mit Balkenelementen abgebildet. Zwischen den Platten, in den Lagerfugen und an den Trägerenden (Kopfplatten) befanden sich nichtlineare Federelemente, um das Zusammenwirken der Bauteile ohne die Übertragung von Zugspannungen in den Fugen zu simulieren. Infolge der seitlichen Zwängung durch die Kopfplatten traten besonders im Auflagerbereich der Platten am Mittelträger horizontale Kräfte in Querrichtung auf.

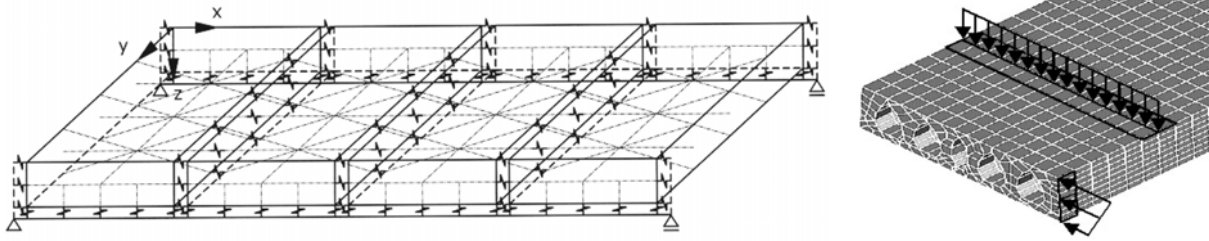


Bild 2.29: FE-Modell eines Deckenfeldes (links) und einer Einzelplatten (rechts) in /Bod00/ (aus /Hep04/)

Nach /Hep04/ wurden die ermittelten Zwangkräfte in Querrichtung durch die Kopfplatten auf das dreidimensionale Modell einer Einzelplatte aufgebracht (Bild 2.29, rechts). Die Simulationen verdeutlichen, dass eine Interaktion der Beanspruchungen in Quer- und in Längsrichtung das Versagen der Stege bestimmt. Nach /Hep04/ wurden die Parameter der FE-Modelle anhand der Versuchsergebnisse aus /Bod00/ kalibriert und Parameterstudien durchgeführt. Als Ergebnis werden Bemessungsdiagramme präsentiert, die in Abhängigkeit der Trägersteifigkeit, der Spannweiten der Träger und der Platten sowie der Belastung die erforderliche Abminderung der Querkrafttragfähigkeit liefern sollen. Die FE-Modelle und insbesondere deren Kalibrierung sowie die Durchführung der Parameterstudie sind jedoch nicht weiter erläutert.

Lange, Kleinschmitt und Feith

Drei Großversuche mit vier nebeneinander liegenden Platten je Feld und IFB-Profilen als Mittelaufleger sind in /Lan01/ beschrieben. Die Spannweite der IFB-Profile betrug 6,5 m und die der Träger an den Endauflagern 8,5 m, so dass alle seitlich über das Feld der Fertigdecken mit 4,8 m Breite herausragten (Bild 2.30). Die Platten waren rund 2,9 m lang und 200 mm dick. Ziel war wie bei *Pajari* die Untersuchung der Querkrafttragfähigkeit der Platten. Abweichend von den finnischen Versuchen wurde jedoch keine Linienlast auf dem gesamten Deckenfeld aufgebracht, sondern jede Platte auf einer Breite von 50 - 85 cm belastet. Es gab zwei Belastungsachsen pro Feld, die jeweils 600 mm von den Mittelachsen der Querträger entfernt lagen. Der Abstand der jeweils ersten Belastungsachse von der Auflagerachse der Platten am Mittelträger war mit $1,9 h_{sl}$ deutlich kleiner als in /Paj95/.

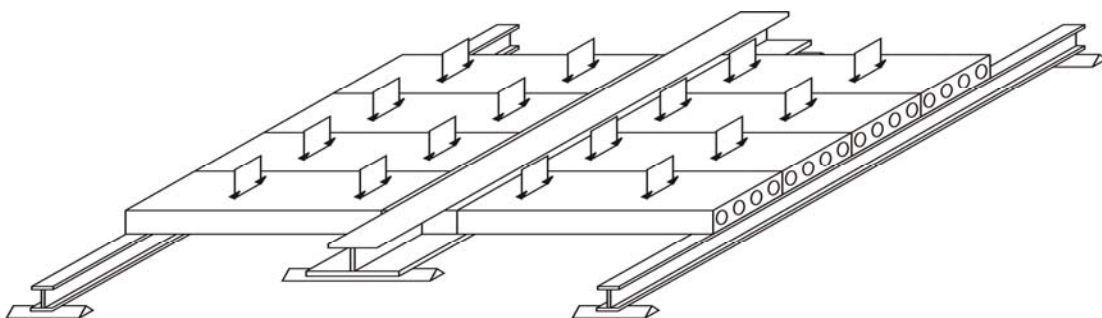


Bild 2.30: Schematischer Aufbau der Großversuche in /Lan01/

Bei /Lan01/ handelt es sich um einen reinen Versuchsbericht ohne weitergehende Analyse und Interpretation der Messergebnisse. Aus den Messwerten ist zu schließen, dass das Tragverhalten zunächst mit dem der Großversuche in /Paj95/ oder /Bod96/ übereinstimmte. Die Last-Verformungs-Beziehungen der Mittelträger verliefen bis zum Bruch annähernd linear. Mit zunehmender Belastung verschoben sich die Platten entlang der Träger nach außen. Weiterhin wurde in der Mitte der Platten eine Öffnung der Lagerfuge an der Vorderkante des Trägerflansches gemessen, was auf die Querbiegung des Flansches (vgl. Bild 2.24) oder der Platten (konzentrierte Auflagerung an den Rändern) zurückzuführen ist. Die Versagensart der Großversuche ist jedoch nicht genau beschrieben. Rissbildern des zweiten Versuchs ist zu entnehmen, dass eine Randplatte neben der 50 cm breiten Lasteinleitungskonstruktion in Längsrichtung gespalten wurde. Offenbar kam es in dem Plattensteg am Rand der Lasteinleitungskonstruktion zum Durchstanzversagen. Zumindest zwischen der Belastungsachse und dem Mittelträger ist auch beim Bruchbild des dritten Versuchs ein vergleichbarer Längsriss zu erkennen, obwohl die Lasteinleitungskonstruktion mit 85 cm etwas breiter war. Der Bruch des ersten Versuchs ist nicht dokumentiert, eine Beeinflussung des Versagens durch die Art der Lasteinleitung ist daher nicht auszuschließen. Aufgrund der besonderen bzw. unklaren Versagensart und der sehr auflagnahen Belastung wurden die Versuche aus /Lan01/ zur erneuten Auswertung nicht herangezogen. Eine vertiefte Analyse ist außerdem nicht möglich, da keine Referenzversuche zur Bestimmung der Traglast bei starrer Lagerung durchgeführt wurden und keine Materialeigenschaften oder Abmessungen der getesteten Platten angegeben sind.

Schnell, Ackermann und Nitsch

Ein Großversuch mit fünf Platten je Feld und einem Spannbetonträger als Mittelauflager ist in /Sch06/ und /Sch07a/ beschrieben. Die Platten waren 4,5 m lang und 270 mm dick. In jedem Feld wurde eine Linienlast im Abstand $2,5 h_{sl}$ vom Auflagerschwerpunkt der Platten am Mittelträger aufgebracht. Die Abmessungen und die Belastungsart sind vergleichbar mit den finnischen Untersuchungen aus Bild 2.17. Dabei wurden allerdings in einem Versuchsaufbau mehrere wesentliche Parameter gleichzeitig untersucht (Bild 2.31). Während die horizontalen Verformungen und Verschiebungen der Platten in Querrichtung an einem Rand der Decke in beiden Feldern durch einen seitlichen Stahlträger behindert wurden, war der andere Deckenrand zwängungsfrei. Der seitliche Stahlträger sollte die Zwängung durch ein benachbartes Deckenfeld simulieren. Als weiterer Parameter waren die Hohlkammern der Platten in einem Feld mit dem Spannbetonträger verbügelt. Auf einer Seite des Trägerstegs ragten horizontale Bügel heraus, die nach dem Verlegen der Platten bis in die Hohlkammern reichten. Nach dem Fugenverguss bis in 8 cm Tiefe der Kammern sollte durch die Verbügelung eine besonders hohe Verbundwirkung zwischen Träger und Platten erzielt werden. Im gegenüberliegenden Deckenfeld wurden keine weiteren besonderen Maßnahmen getroffen. Zur Bestimmung einer Referenztraglast fanden begleitende Querkraftversuche an Einzelplatten bei starrer Lagerung statt.

- Durch die Verbügelung der Hohlkammern am Plattenende wurden die Schubverformungen zunächst reduziert. Im Bruchzustand ließen sie sich jedoch nicht verhindern, wobei im Vergleich zur unverbügelten Seite ein spröderes Versagen ohne Steigerung der Querkrafttragfähigkeit beobachtet wurde. Die Verbügelung reduzierte deutlich die Rissbildung des Vergussbetons zwischen Träger und Platten.
- In /Sch07a/ wird auf Grundlage der Versuchsergebnisse empfohlen bei biegeweicher Lagerung 60 % des Bemessungswertes der Querkrafttragfähigkeit bei starrer Lagerung auszunutzen. Als erforderliche Randbedingungen werden eine Durchbiegungsbegrenzung der Träger im Gebrauchszustand auf $L/500$, bewehrte Längsfugen zwischen den Platten und die Auflagerung der Platten auf Elastomerstreifen genannt. Bei der Anordnung eines umlaufenden Ringankers der Mindestfestigkeitsklasse C20/25 mit einer hiermit kraftschlüssig verbundenen Fugenbewehrung wird erwartet, dass 70 % der Querkrafttragfähigkeit ausgenutzt werden können.

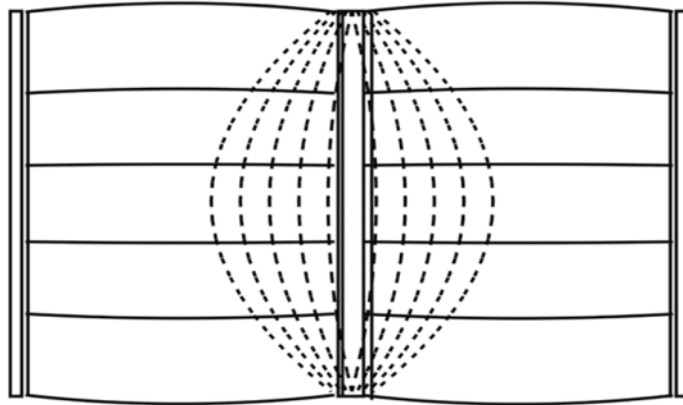


Bild 2.32: Druckspannungstrajektorien durch die Lastausbreitung in den Bereich der mitwirkenden Plattenbreite /Sch07a/

Schnell et al. greifen die Überlegungen zum Verbundverhalten zwischen Träger und Platten in Abhängigkeit der Zwängung der Randplatten aus /Hep04/ auf. Neben den in Bild 2.28 dargestellten Fällen führen sie die Zwängung durch beispielsweise ein benachbartes Deckenfeld ein, die eine Verschiebung der Randplatten lediglich in der unteren Querschnittshälfte behindert (Bild 2.31, unten links). Für diesen Fall werden große Schubverformungen und eine geringe Traglast erwartet. Nach /Sch07a/ resultiert in dem gewählten Versuchsaufbau aus dem seitlichen Stahlträger eine Zwängung in der unteren Querschnittshälfte und aus der Verbügelung der Hohlkammern ein vollständiger Formschluss zwischen Träger und Platten über die gesamte Höhe. Eine völlig freie Verschiebung der Platten sei auch ohne äußere Zwängungen (freier Rand) infolge des Fugenvergusses und der damit verbundenen Reibung ausgeschlossen.

Zu den Randbedingungen des Versuchs ist anzumerken, dass der seitliche Stahlträger im unteren und oberen Bereich der Decke an eine kräftige Längsbewehrung in der Vergussfuge am Mittelträger angeschweißt war (Anhang). Demzufolge würde er bei zunehmender Trägerdurchbiegung dessen Endverdrehung am Auflager folgen und die

Randplatten auf der gesamten Höhe zwängen. *Schnell* et al. gehen dennoch von einer verstärkten Zwängung im unteren Teil der Platten aus, da der Flansch des seitlichen Trägers weich sei und sich durch kleinere Durchbiegungen an den Endauflagern als am Mittelauger eine Verdrehung des Trägers an der Oberseite einstelle (Torsion). Die resultierende Zwängung im Versuch war offenbar von den Steifigkeitsverhältnissen des seitlichen Trägers und der Auflagerträger abhängig und möglicherweise sehr stark. Im Zusammenhang mit den Schlussfolgerungen aus /Sch07a/ sollte daher überprüft werden, ob die Verformungsbehinderung eines umlaufenden Ringankers eine ähnlich traglaststeigernde Wirkung hat wie der Träger im Versuch.

Hegger, Kerkeni, Doser und Bülte

Hegger et al. haben die Einleitung und die Verankerung der Vorspannung mit sofortigem Verbund sowie das Tragverhalten bei starrer und biegeweicher Lagerung von Spannbeton-Fertigdecken untersucht. Im vorliegenden Abschnitt werden die wesentlichen Ergebnisse zu den Auswirkungen der biegeweichen Lagerung zusammengefasst.

In /Heg01/ wurden anhand von FE-Modellen mit Schalenelementen die Querkzugspannungen im unteren Plattenspiegel durch eine Trägerverkrümmung bestimmt (Bild 2.33, links). Es wurden unterschiedliche Plattentypen und Trägersteifigkeiten sowie verschiedene Reibbeiwerte in der Lagerfuge zwischen den Platten und den Trägern untersucht. Besonders der Reibbeiwert beeinflusste die Höhe der Spannungen, die Biegesteifigkeit der Träger hatte demgegenüber einen geringeren Einfluss. Die maximalen Querkzugspannungen ergaben sich im Abstand von ca. 15 cm vom Bauteilrand, also etwa im Bereich der größten Ringzugspannungen infolge Spannkrafteinleitung (Kapitel 2.2.2). Da die Querkzugspannungen durch die Trägerverformung sich mit den Ringzugspannungen infolge Spannkrafteinleitung überlagern, wird das Risiko einer Längsrissebildung und damit des Verlustes bzw. der Herabsetzung des Hoyereffektes erhöht.

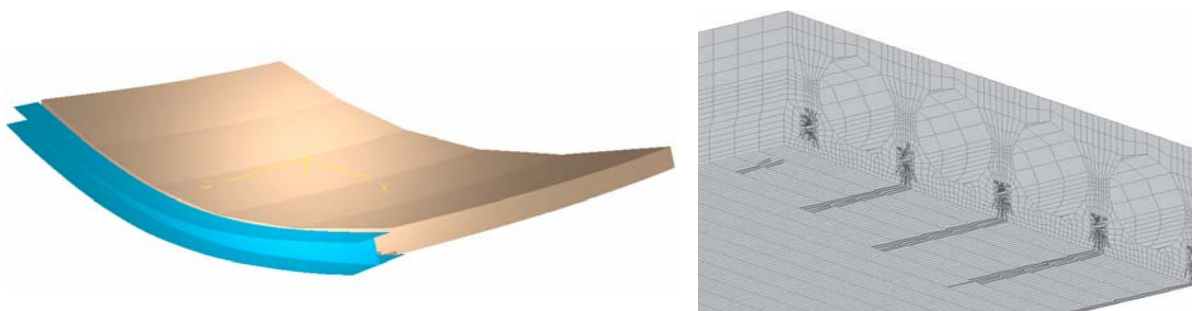


Bild 2.33: Schalenmodell zur Bestimmung der Querkzugspannungen (links) und Volumenmodell zur Untersuchung der Spannkrafteinleitung (rechts) /Heg01/

In detaillierten Volumenmodellen einzelner Stege und Platten (Bild 2.33, rechts) wurden von *Kerkeni* zur Abbildung der querpressungsabhängigen Verbundeigenschaften zwischen den Litzen- und den Betonelementen so genannte Interface-Elemente eingesetzt. Deren Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen in Abhängigkeit der

Querpressung waren zuvor anhand der Ergebnisse von Spannkrafteinleitungsversuchen kalibriert worden. Mit ähnlichen Modellen wurden bei Untersuchungen zur Querkraftbemessung bei starrer Lagerung die Hauptzugspannungen (Bild 2.5, /Heg03a/, /Heg05/) und die Schubspannungen (Bild 2.7, /Heg03b/) infolge Spannkrafteinleitung analysiert. Nach den Berechnungsergebnissen zur Spannkrafteinleitung in /Heg01/ können gewisse Querzugspannungen aus der Auflagerverformung ohne nennenswerte Beeinträchtigung der Verbundfestigkeit der Litzen aufgenommen werden. Aus den Ergebnissen der Schalenmodelle erstellte *Kerkeni* daraufhin Nomogramme zur Ableitung der rechnerischen Querzugspannung für verschiedene Belastungen und Verbundwirkungen zwischen Träger und Platten. Die Spannungen sind auf den maximal aufnehmbaren Wert nach den Ergebnissen der Volumenmodelle zu begrenzen.

In Deutschland war unter Berücksichtigung der Versuchsergebnisse aus Finnland /Paj95/ zunächst unklar, wie Spannbeton-Fertigdecken bei biegeweicher Lagerung zu bemessen sind. *Hartz* fasste schließlich in /Har00/ die Diskussion zur biegeweichen Lagerung im Sachverständigenausschuss „Spannbeton-Hohlplatten“ des DIBt zusammen. Die Regelungen der Zulassungen erforderten bis auf Weiteres eine starre Lagerung der Platten, das heißt die Auflagerung auf biegeweichen Trägern war zunächst ausgeschlossen. Dennoch sei eine Abweichung von der starren Lagerung möglich, wenn die Querkrafttragfähigkeit der Platten angemessen reduziert werde. Hierzu war jedoch stets eine Zustimmung im Einzelfall erforderlich. In /Heg03a/ wurden in diesem Zusammenhang folgende Bemessungs- und Konstruktionsempfehlungen gegeben:

- Bei Auflagerung auf Unterzügen sollte die Querkrafttragfähigkeit der Platten nach Zulassung grundsätzlich nicht voll ausgenutzt werden. Ausnahmen bilden sehr biegesteife Stahlbeton- und Spannbetonträger mit Schlankheiten $L/d < 10$.
- Für Unterzüge, die schon im Gebrauchszustand Verformungen von $L/300$ erfahren, sollte die Querkrafttragfähigkeit nach Zulassung auf 50 % reduziert werden.
- Um die Endverankerung der Spannbewehrung am Auflager zu verbessern, sollte die Auflagertiefe vergrößert und die Fugenbewehrung verstärkt werden. Außerdem empfiehlt es sich, je Platte ein bis zwei Hohlkammern am Auflager auszubetonieren und mit einer Stabstahlzulage zu bewehren.

Zur weiteren Untersuchung des Tragverhaltens wurde ein nichtlineares, dreidimensionales FE-Modell von Spannbeton-Fertigdecken auf einem deckengleichen Stahlträger entwickelt /Ker05/. Dabei wurden die Symmetriebedingungen eines Deckenfeldes mit fünf Platten in Längs- und Querrichtung ausgenutzt. Im Abstand von 1 m vom Träger wurde eine linienförmige Belastung aufgebracht. Das Zusammenwirken zwischen den Platten und dem Träger sowie den Platten untereinander wurde durch Interface-Elemente abgebildet, denen Kontaktbedingungen für die Spannungsübertragung zwischen den angrenzenden Bauteiloberflächen zugewiesen wurden. In /Ker05/ ist eine kurze Beschreibung zum grundsätzlichen Aufbau des Modells gegeben. Bild 2.34 stellt Berechnungsergebnisse dar, die *Kerkeni* in einem Vortrag bei den Ulmer Beton- und Fertigteil-Tagen präsentierte.

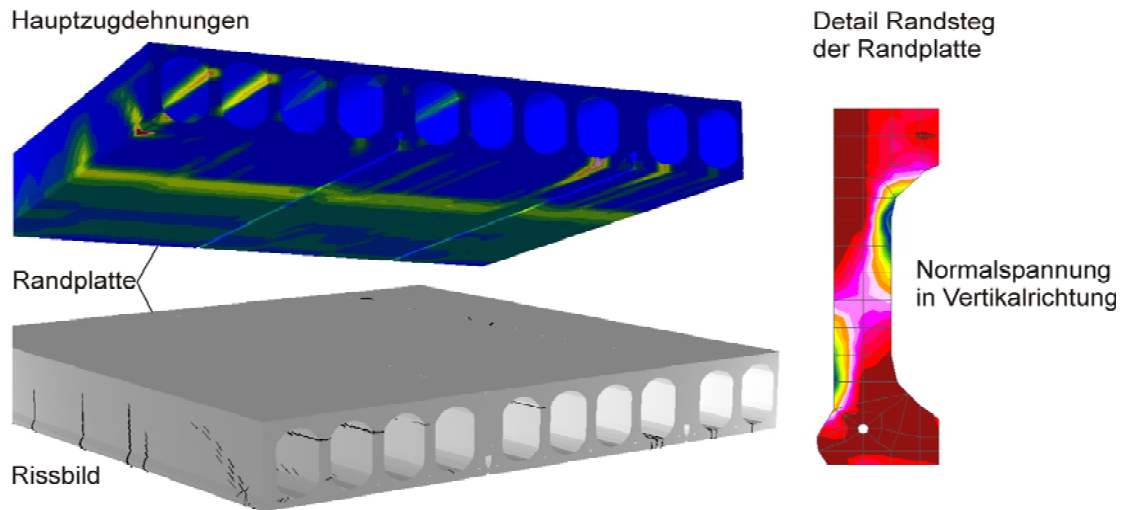


Bild 2.34: Berechnungsergebnisse eines Volumenmodells von biegeweich gelagerten Spannbeton-Fertigdecken /Ker05/

Die Hauptzugdehnungen und das zugehörige Rissbild verdeutlichen, dass die größten Beanspruchungen in der Randplatte des Deckenfeldes auftreten. Besonders die oberen Enden der äußeren Stege werden am Rand infolge Biegung (Torsion) auf Zug beansprucht. Das Detail des Randstegs der Randplatte verdeutlicht die resultierenden Normalspannungen in Vertikalrichtung mit wechselnden Vorzeichen am unteren und oberen Übergang zum Plattenspiegel. Neben der Biegebeanspruchung ist in der Darstellung des gesamten Modells eine Schubrissbildung des Randstegs zu erkennen. Das Versagen tritt wie in den Versuchen in der Randplatte auf. Nach den Berechnungsergebnissen liegen dabei an den Stegenden die maximalen Zugbeanspruchungen vor. Weiterhin ist die Querkraftbeanspruchung der Randplatte um mehr als 50 % gegenüber der bei einaxialem Lastabtrag erhöht. Offenbar werden nennenswerte Querkkräfte von den inneren auf die äußeren Platten der Decke umgelagert.

2.3.3.3 Diverse

Im vorliegenden Kapitel werden ausgewählte Untersuchungen zum Tragverhalten von Verbunddeckensystemen im Allgemeinen und Konstruktionen mit Spannbeton-Fertigdecken im Speziellen aufgeführt. Die Veröffentlichungen lassen sich in Gruppen zum Unterschied zwischen Slim-Floor-Konstruktionen und anderen Verbunddeckensystemen, zum Trag- und Verformungsverhalten des (Verbund-)Trägers bzw. des Stützenanschlusses und zum Brandschutz einteilen. Die Tragfähigkeit der Spannbeton-Fertigdecken wird durch diese Aspekte beeinflusst aber in den zitierten Arbeiten nicht unmittelbar behandelt, so dass diese lediglich kurz zusammengestellt werden.

In /Law96/ sind allgemeine Hinweise zur Bemessung von Slim-Floor-Konstruktionen mit deckengleichen Stahlträgern gegenüber konventionellen Verbundträgern mit gegliedertem Querschnitt gegeben. Spezielle Randbedingungen der (Verbund-)Träger von Slim-Floor-Konstruktionen stellen etwa die geringe Bauhöhe und die gleichzeitige

Beanspruchung durch Biegung in Längs- und in Querrichtung (Trägerflansche) dar. Randträger werden durch eine einseitige Belastung stark tordiert /Lan05/. Einen Überblick verschiedener Slim-Floor-Konstruktionen enthält z.B. /Kuh04/. Auf die Besonderheiten von Konstruktionen mit Spannbeton-Fertigdecken wird neben /Law96/ insbesondere in /Fel98/, /Lam00a/, /Hic04/ und /Les04/ eingegangen. Dabei ist vor allem zu beachten, dass eine andere Verbundtragwirkung als mit Vollplattenquerschnitten statt findet bzw. angestrebt wird. In den zuvor genannten Quellen stehen allerdings wie in /Lam00b/, /Kuh07/, /Sch07b/ oder /Kuh08/ die Bemessung und das Verformungsverhalten des (Verbund-)Trägers im Vordergrund. Gezielte Untersuchungen zur Tragfähigkeit der Platten fanden nicht statt.

Lam und *Fu* analysierten Möglichkeiten zur Ausbildung einer Durchlaufwirkung des Trägers, um schlankere Querschnitte als bei Einfeldsystemen zu ermöglichen. In /Lam06/ und /Fu07/ sind Versuche und dreidimensionale FE-Analysen zur Ermittlung der Momenten-Krümmungs-Beziehungen von verschiedenen Verbindungen zwischen Träger und Stütze beschrieben. Danach wirken sich auch die Verbundbedingungen zwischen Träger und Platten nennenswert auf das Tragverhalten aus. In Abhängigkeit der Konstruktionsform ist offenbar bei geringem Mehraufwand für die Verbindung eine Teileinspannung des Trägers möglich. Weitere Untersuchungen zum Anschluss der Träger an die Stützen sind z.B. in /Mal00/ beschrieben. Die genauen Auswirkungen einer Teileinspannung auf das Tragverhalten der Spannbeton-Fertigdecken wurden jedoch bisher nicht untersucht. Da deren Tragfähigkeit bei einer Durchlaufwirkung des Trägers nach einem Versuch von *Pajari* deutlich gesteigert wird, ist durch Teileinspannungen offenbar das Tragverhalten sämtlicher Bauteile zu verbessern.

Verschiedene Veröffentlichungen behandeln das Tragverhalten von Slim-Floor-Konstruktionen im Brandfall, insbesondere das der Träger /Zho00/, /Sch07b/, /Plu10/. Bei der Verwendung von Spannbeton-Fertigdecken ist sicherzustellen, dass die Auflagerkraft der Platten im Brandfall entweder weiter über die Trägerflansche, eine Aufhängebewehrung oder durch Reibung und geneigte Druckstreben zwischen Träger und Platten aufgenommen werden kann /Plu10/. Das allgemeine Tragverhalten der Platten im Brandfall wurde z.B. in /Fel05/ und /Bai08/ untersucht.

Insbesondere bei der Lagerung auf Stahlträgern resultiert im Brandfall eine zusätzliche Beanspruchung der Platten aus der zunehmenden Trägerverkrümmung. Durch die Verformungen in Längs- und Querrichtung (Flansche) infolge Temperatur wird eine konzentrierte Auflagerung an den Rändern und den Enden der Platten verstärkt. Umfangreiche Versuche zum Tragverhalten von Spannbeton-Fertigdecken bei biegeweicher Lagerung unter Normbrandbedingungen sind in /Bor06/ und /Fon96/ beschrieben. *Fontana* und *Borgogno* führten bei Raumtemperatur Schubversuche an Einzelplatten auf starren Auflagern und zwei Meter langen biegeweichen Trägern durch. In Brandversuchen wurden zweifeldrige Deckensysteme mit Stahlträgern getestet. In jedem Feld befanden sich eine ganze und zwei halbe Platten an den Rändern. Dabei sollten übliche Belastungen und Spannweiten für Büro- und Gewerbebauten simuliert werden.

In den Versuchen trat stets ein frühzeitiges Schubversagen der Platten auf, wobei in Abhängigkeit des Ausnutzungsgrads verschiedene Feuerwiderstände erreicht wurden. Aus den Ergebnissen leiten *Fontana* und *Borgogno* ab, dass eine biegeeweiche Lagerung den Feuerwiderstand der Platten deutlich beeinflusst. Dabei scheint neben den Trägerverformungen infolge Temperatur das Verbundverhalten der Litzen eine wichtige Rolle zu spielen. Platten mit profilierten Litzen und damit besseren Verbundeigenschaften oder größerer Auflagertiefe erreichten höhere Traglasten. Bei geeigneter Brandschutzverkleidung sind Slim-Floor-Konstruktionen mit Spannbeton-Fertigdecken nach /Fon96/ allerdings wettbewerbsfähig gegenüber anderen Ausführungen.

2.3.4 Bemessungsmodelle und -ansätze

2.3.4.1 Vorbemerkungen

Nach *Pajari* hat eine fehlende Berücksichtigung der reduzierten Querkrafttragfähigkeit bei biegeweicher Lagerung in der Vergangenheit offenbar aufgrund des hohen Sicherheitsniveaus gegen Schubzugversagen nicht zu Schäden geführt /Paj98a/. Außerdem wird die Querkrafttragfähigkeit der Platten bei vielen Konstruktionen nicht voll ausgenutzt, so dass sich die Traglastabminderung bezogen auf die Biegetragfähigkeit der Träger geringfügiger auswirkt. Das geforderte Sicherheitsniveau der Bemessung kann ohne Beachtung der Auswirkungen einer biegeweichen Lagerung jedoch deutlich unterschritten werden. Dies gilt insbesondere für Platten mit kurzen Spannweiten und hohen Nutzlasten bzw. auflagernahen Einzellasten.

In den folgenden Kapiteln werden bestehende Bemessungsansätze und konstruktive Regelungen für biegeweich gelagerte Spannbeton-Fertigdecken vorgestellt. Zunächst wird das ursprüngliche Modell von *Pajari* /Paj95/, Paj98a/ beschrieben, das nahezu unverändert in die fib-Empfehlungen /fib00/ sowie Bemessungsvorschriften der Niederlande /CUR05/ und Finnlands /CCD07/ übernommen wurde. Die normativen Regelungen der so genannten Code Card 18 /CCD07/ aus Finnland werden in Kapitel 5.3 für Versuchsnachrechnungen herangezogen und sind im Anhang zusammengestellt. Neben dem vollständig ausgearbeiteten Modell von *Pajari* wird nachfolgend ein grundlegender Ansatz zur Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit von *Bode* /Bod00/ vorgestellt. Zuletzt werden verschiedene Empfehlungen und Bemessungsregeln ohne konkrete Rechenmodelle sowie konstruktive Regelungen zusammengefasst.

2.3.4.2 Bemessungsmodell nach *Pajari*

Neben den Beanspruchungen bei starrer Lagerung berücksichtigt *Pajari* bei biegeweicher Lagerung eine Schubspannung τ_{xy} in Querrichtung der Platten (Bild 2.35). Analog zur starren Lagerung wird die Spannungskomponente σ_z infolge der Auflagerpressung auf der sicheren Seite liegend zu Null gesetzt (Kapitel 2.2.3). Als Kriterium für ein Schubzugversagen wird das Erreichen der zentrischen Zugfestigkeit f_{ct} als Hauptzug-

spannung σ_I verwendet (Gleichung 2.1). Unter Berücksichtigung der zusätzlichen Spannungskomponente τ_{zy} gilt für σ_I bzw. f_{ct} :

$$\sigma_I = f_{ct} = \frac{\sigma_x}{2} + \sqrt{\frac{\sigma_x^2}{4} + \tau_{xz}^2 + \left(\sqrt{1 - \frac{\sigma_x}{f_{ct}}} \tau_{zy} \right)^2} \approx \frac{\sigma_x}{2} + \sqrt{\frac{\sigma_x^2}{4} + \tau_{xz}^2 + \tau_{zy}^2} \quad (2.7)$$

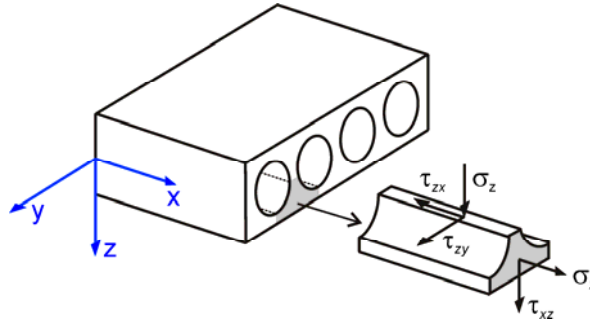


Bild 2.35 Spannungskomponenten im Steg bei biegeweicher Lagerung nach /Paj95/

Nach /Paj95/ liegt der Wurzelterm $(1 - \sigma_x/f_{ct})^{1/2}$ im linken Teil von Gleichung 2.7 an der maßgebenden Stelle (nahe dem Auflager der Platten in den Stegen) üblicherweise im Wertebereich von 1,05 - 1,20. Zur Vereinfachung der Gleichung wird der Term vernachlässigt, was nach *Pajari* durch eine Kalibrierung entsprechender Modellparameter anhand der Versuchsergebnisse später kompensiert wird. Die Auswirkung der Vereinfachung ist umso geringer, je kleiner die Normalspannung σ_x im betrachteten Punkt ist und je näher die Hauptzugspannung σ_I bei einer Bemessung tatsächlich an der Zugfestigkeit f_{ct} liegt (Ausnutzungsgrad).

Untersuchungen zur Lage des maßgebenden Bemessungspunktes bei starrer Lagerung sind z.B. in /Wal83/, /Yan94/ und /Paj94/ beschrieben (Kapitel 2.2.3). Nach den Ergebnissen von FE-Analysen verschiedener Querschnitte in /Paj94/ befindet sich der kritische Punkt im Abstand $0,25 h_{sl}$ bis $0,5 h_{sl}$ von der Auflagervorderkante und vom unteren Plattenrand (mit h_{sl} : Plattendicke). *Pajari* identifizierte dabei die Länge h_{ct} des Bereichs mit konstanter Stegbreite als maßgebende Einflussgröße der genaueren Lage. Er führte den Bemessungspunkt nach Bild 2.36 ein, der wie nachfolgend beschrieben auch zur Bemessung bei biegeweicher Lagerung betrachtet wird. Als Hilfsgröße wird die kritische Breite $b_{cr} = h_{sl} - h_{ct}$ verwendet. Der Bemessungspunkt liegt im Abstand $b_{cr}/2$ in horizontaler und vertikaler Richtung von der Auflagervorderkante entfernt. Für Querschnitte mit runden Hohlkammern gilt $b_{cr}/2 = 0,5 h_{sl}$. Bei Hohlkammern mit bereichsweise konstanter Breite liegt der Bemessungspunkt etwas näher am Auflager und weiter unten, d.h. bei üblichen Querschnittsabmessungen im Abstand $0,25 h_{sl}$ bis $0,5 h_{sl}$ entsprechend den FE-Analysen. Bei symmetrischen Querschnitten (Vertikalrichtung) mit bereichsweise konstanter Stegbreite befindet sich der Bemessungspunkt wie in Bild 2.36 dargestellt am unteren Ende dieses Bereichs.

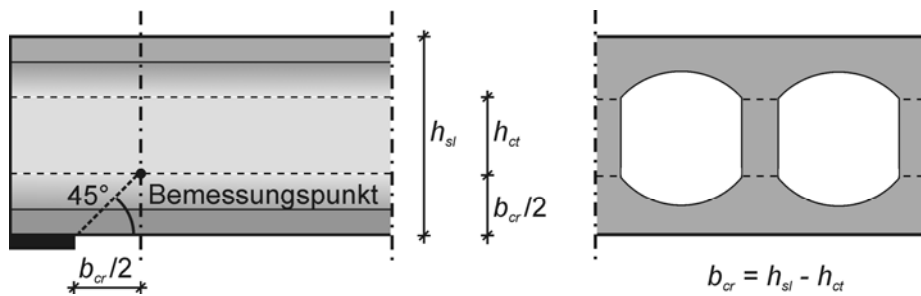


Bild 2.36 Lage des Bemessungspunktes bei Spannbeton-Fertigdecken nach /Paj95/

Die nachfolgenden Ausführungen zur Berechnung der Spannungskomponenten in Gleichung 2.7 beziehen sich auf Konstruktionen ohne Aufbetonschicht. Für Konstruktionen mit Aufbetonschicht sind die Bemessungsgleichungen /Paj95/ oder /CCD07/ zu entnehmen. Allgemein lassen sich die Spannungen σ_x und τ_{xz} wie bei starrer Lagerung ermitteln (Gleichungen 2.3 und 2.4). Bei σ_x werden in /Paj95/ die Biegespannungsanteile vernachlässigt, da der maßgebende Bemessungspunkt zumeist nahe der Schwerachse der Platten liegt und die Anteile aus Vorspannung denen aus äußeren Lasten entgegenwirken. Zur Berechnung der Querschubspannung τ_{zy} betrachtet *Pajari* einen elastischen Verbundquerschnitt, der sich aus dem Träger, Vergussbeton und dem oberen Spiegel der Platten bis zu einer effektiven mitwirkenden Breite b_{eff} zusammensetzt (Bild 2.37). Der Bereich der Kammern ist unabhängig von einer Verfüllung mit Ortbeton nicht Bestandteil des Verbundquerschnitts.

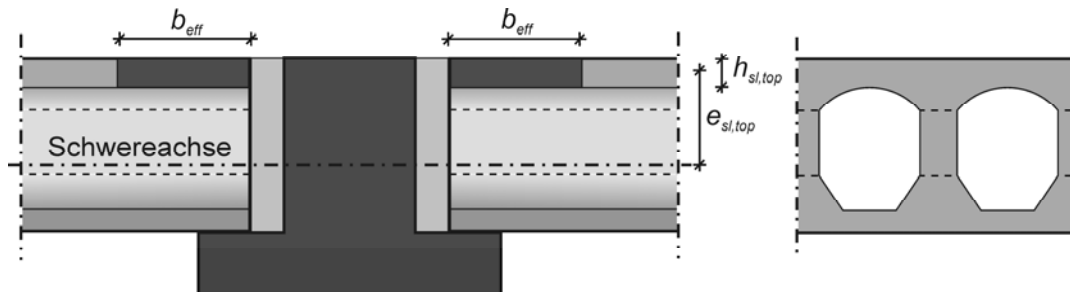


Bild 2.37 Modell eines Verbundquerschnitts (Querrichtung der Platten) nach /Paj95/

In der Modellvorstellung wird ein Ebenbleiben der Querschnitts und damit ein vollständiges Zusammenwirken der Bauteile angenommen. Mit dieser Annahme ist nach der Elastizitätstheorie ein Schubfluss ν in Querrichtung der Platten zu berechnen. Der Schubfluss entspricht einer Schubkraft pro Meter Plattenbreite, die infolge der Verbundtragwirkung durch die Plattenstege abzutragen ist. Dabei sind die unterschiedlichen E-Moduln des Trägers, des Vergussbetons und der Platten zu berücksichtigen:

$$\nu = \frac{e_{sl,top} (EA)_{sl,top}}{(EI)_{comp}} V_b \quad (2.8)$$

$$\text{mit: } (EA)_{sl,top} = E \cdot 2 b_{eff} h_{sl,top}$$

$e_{sl,top}$	Abstand zwischen den Schwerachsen des oberen Plattenspiegels und des gesamten Verbundquerschnitts (Bild 2.37)
$(EA)_{sl,top}$	Dehnsteifigkeit des oberen Plattenspiegels ($e_{sl,top}(EA)_{sl,top} \equiv (ES)_{sl,top}$)
b_{eff}	mitwirkende Plattenbreite (Bild 2.37)
$h_{sl,top}$	Dicke des oberen Plattenspiegels (Bild 2.37)
EI_{comp}	Biegesteifigkeit des Verbundquerschnitts
V_b	Querkraftbeanspruchung des Trägers am Auflager infolge der Belastungen nach dem Vorliegen einer Verbundwirkung (nach dem Fugenverguss; bei nicht unterstützten Systemen ohne Eigengewicht)

Aus dem Schubfluss ν ist im nächsten Schritt die Querschubspannung τ_{zy} zu ermitteln. In Bild 2.38, links ist eine mögliche Verteilung der Schubspannungen über die halbe Plattenlänge $l_{sl}/2$ dargestellt, wobei ihre Größe im maßgebenden Schnitt τ'_{zy} betrage.

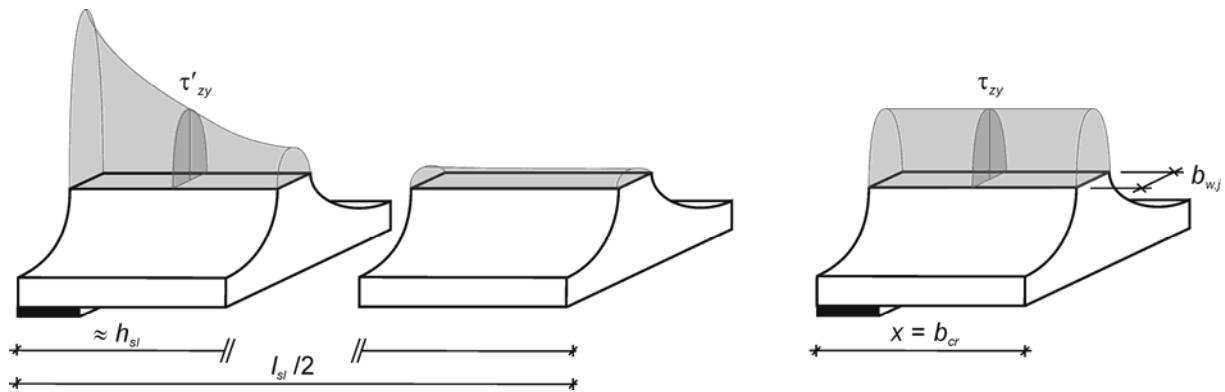


Bild 2.38 Mögliche (links) und rechnerisch angenommene (rechts) Verteilung der Querschubspannung über die Längsachse der Platten nach /Paj95/

Zur rechnerischen Bestimmung der Querschubspannung geht *Pajari* von einer fiktiven konstanten Spannung τ_{zy} innerhalb einer Länge x aus (Bild 2.38, rechts). Idealerweise sollte x so gewählt werden, dass $\tau_{zy} = \tau'_{zy}$ gilt. Die genaue Verteilung der Querschubspannung über die Längsachse der Platten und die exakte Lage des maßgebenden Schnittes sind jedoch unbekannt. Vereinfachend wird die konstante Spannungsverteilung daher auf einen Stegabschnitt mit der Länge $x = b_{cr}$ bezogen, die bereits bei der Festlegung des Bemessungspunktes eingeführt wurde (Bild 2.36). Mit $x = b_{cr}$ ist die Spannung τ_{zy} in der Mitte der Stege wie folgt zu ermitteln:

$$\tau_{zy} = \frac{3}{2} \frac{\nu b_{sl}}{2 b_w x} = \frac{3}{4} \frac{\nu b_{sl}}{b_w b_{cr}} \quad (2.9)$$

- mit: b_w minimale Summe der Einzelstegbreiten $b_{w,j}$ (Bild 2.38) einer Platte
 νb_{sl} Querschubkraft, die durch zwei gegenüberliegende Platten (Deckenfelder zu beiden Seiten des Trägers) abzutragen ist (b_{sl} : Plattenbreite)
 $2 b_w x$ Querschnittsfläche der Stege von zwei gegenüberliegenden Platten, auf die sich die Querschubkraft rechnerisch verteilt ($2 b_w x = 2 b_w b_{cr}$)

Die formale Festlegung $x = b_{cr}$ ist in /Paj95/ ausführlich diskutiert. *Pajari* merkt an, dass das Versagen von einem lokalen Spannungszustand nahe dem Auflager bestimmt wird. Der lange Bereich mit kleinen Querschubspannungen im Feld hat keine Auswirkungen auf das Versagen. Weiterhin haben nach Diskussionen zwischen *Pajari* und *Leskelä* der Trägertyp und dessen Verbundwirkung mit den Platten keinen Einfluss auf die Lage des maßgebenden Punktes. Diese Parameter beeinflussen zwar die Höhe der Beanspruchungen in Querrichtung der Platten bei gegebener Einwirkung, doch die Wirkungslinie der Verbundkräfte ist von ihnen unabhängig. Unter der Annahme eines linear-elastischen Verhaltens der Platte ist demzufolge auch die Verteilung von τ_{zy} nur vom Plattentyp abhängig. Die kritische Breite b_{cr} ergibt sich allein aus den Plattenabmessungen, so dass ihr Ansatz in Gleichung 2.9 grundsätzlich möglich erscheint.

Zum Spannungszustand im Auflagerbereich der Platten führt *Pajari* weiterhin an, dass die Komponenten σ_x und τ_{xz} im Versagensbereich zwischen $0,25 h_{sl}$ bis $0,5 h_{sl}$ von der Auflagervorderkante bei starrer Lagerung nahezu konstant sind. Es sei zu erwarten, dass zudem der maßgebende Punkt für den Schubfluss ν in Querrichtung im gleichen Bereich liege. Daher wird unabhängig von der Kombination aus Schubkraft in Längs- und Querrichtung der Bemessungspunkt gemäß Bild 2.36 im Abstand $b_{cr}/2$ untersucht.

Durch die Festlegung $x = b_{cr}$ verbleibt die mitwirkende Breite b_{eff} der Platten als einzige Unbekannte zur Ermittlung des Schubflusses ν bzw. der Schubspannung τ_{zy} . Allgemein gilt, dass b_{eff} , ν , τ_{zy} und damit die Abminderung der Querkrafttragfähigkeit infolge biegeweicher Lagerung im Modell umso größer werden, je stärker die Verbundwirkung zwischen den Platten und dem Träger ist. Daher sind die Auswirkungen von Vereinfachungen und Annahmen bei der Herleitung des Modells zu minimieren, indem b_{eff} anhand der Ergebnisse von Versuchen mit verschiedenen Platten- und Trägertypen bzw. unterschiedlichen Verbundeigenschaften kalibriert wird. Bis zuletzt im Jahre 2006 fanden am VTT dazu immer wieder Großversuche mit unterschiedlichen Kombinationen von Trägern und Platten statt (Anhang). Die Kalibrierung von b_{eff} als maßgebender Modellparameter erfolgt durch iterative Versuchsnachrechnungen, bis die rechnerische und die experimentelle Bruchlast übereinstimmen. Da b_{eff} anhand der Traglasten kalibriert wird, ist der entsprechende Verbundquerschnitt nach Bild 2.37 allerdings nicht unbedingt zur Ermittlung der Trägerverformung geeignet /Paj98b/.

Zwischen der mitwirkenden Plattenbreite und der Trägerspannweite wird ein linearer Zusammenhang angenommen. Damit ist ausgehend von dem an einer bestimmten Spannweite $L_{b,0}$ kalibrierten Wert $b_{eff,0}$ eine Übertragung auf andere Systeme möglich:

$$b_{eff} = \frac{b_{eff,0}}{L_{b,0}} L_b \quad (2.10)$$

In einem finnischen Versuch wurde eine Durchlaufwirkung des Trägers simuliert. Da der Schubfluss ν nach /Paj98b/ in diesem Fall nicht bis zu den Auflagern des Trägers sondern nur bis zu den Momentennullpunkten anwächst, sollte deren Abstand im

Modell als Spannweite L_b angesetzt werden. In weiteren Versuchen wurden eine Aufbetonschicht, eine Verfüllung der Hohlkammern und eine Lagerung der Platten in der Druckzone des Trägers untersucht. Anhand dieser Versuche wurden so genannte β -Faktoren zur Berücksichtigung traglaststeigernder Maßnahmen abgeleitet. Durch Multiplikation mit $\beta \leq 1$ wird in Gleichung 2.7 die Querschubspannung τ_{zy} infolge biegeweicher Lagerung abgemindert. In /Paj95/ wurden zunächst lediglich Hohlkammerverfüllungen durch β -Faktoren erfasst. In /Paj98b/ sind dagegen Faktoren zur Berücksichtigung sämtlicher untersuchter Maßnahmen gegeben, wobei der resultierende β -Wert zwischen 0,36 - 0,88 liegt. Es ist anzumerken, dass abgesehen von den Kammerverfüllungen nur ein Versuch zu jeder Maßnahme durchgeführt wurde. Darüber hinaus sind die Versuche untereinander nur bedingt vergleichbar (Kapitel 5.2). Weitere Informationen zu den β -Faktoren sind /Paj98b/ zu entnehmen, ihre Ermittlung nach der finnischen Code Card 18 ist im Anhang zusammengefasst.

Von *Pajari* selbst wird in /Paj98b/ die Frage aufgeworfen, ob die Modellvorstellung eines elastischen Verbundquerschnitts zur Beschreibung des Tragverhaltens bei biegeweicher Lagerung geeignet ist. Verschiedene nichtlineare Effekte wie die Rissbildung der Vergussfugen oder die Verschiebung der Platten werden indirekt durch einen einzigen Modellparameter b_{eff} erfasst. Im Gegenzug sei das Modell durch die Vereinfachungen und Annahmen gut nachvollziehbar und relativ einfach anzuwenden. Wie in /Les99/ beschrieben erscheint unabhängig von nichtlinearen Effekten die grundsätzliche Berücksichtigung einer Verbundwirkung zwischen Träger und Platten sinnvoll. Als Nachteil des Modells bleibt dann lediglich zu nennen, dass der Parameter b_{eff} für unterschiedliche Träger- und Plattentypen oder Verbundbedingungen separat zu bestimmen ist. Hierzu sind aufwendige Großversuche erforderlich.

2.3.4.3 Modellansatz nach *Bode*

In /Bod00/ wird ein Bemessungsansatz vorgestellt, bei dem analog zu /Paj95/ im Hauptspannungskriterium eine Querschubspannung τ_{zy} infolge biegeweicher Lagerung berücksichtigt wird. Dabei wird τ_{zy} in Abhängigkeit der Biegesteifigkeiten eines Verbundquerschnitts vor (EI_0) und nach (EI_I) der Rissbildung entlang des Trägers berechnet (Bild 2.39). Nach *Bode* kann sich durch die immer mehr auseinanderklaffenden Risse zwischen Träger und Platten bei zunehmender Verformung kein vollständiges Zusammenwirken der Bauteile einstellen. Er empfiehlt daher anstelle des Ansatzes von *Pajari* auf Grundlage eines elastischen Verbundquerschnitts die nachfolgend beschriebene Vorgehensweise.

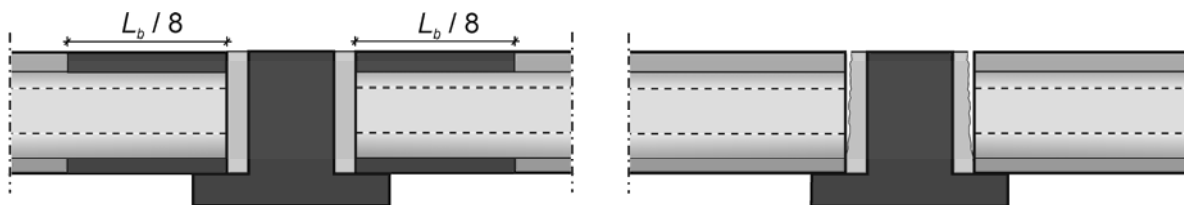


Bild 2.39 Querschnitte zur Berechnung von EI_0 (links) und EI_1 (rechts)

Zunächst wird in Anlehnung an /DIN06/ eine mitwirkende Breite der Platten von insgesamt einem Viertel der Trägerspannweite L_b berücksichtigt und die Biegesteifigkeit EI_0 des resultierenden Verbundquerschnitts berechnet. Damit ist in Abhängigkeit der Belastung die elastische Endverdrehung des Querschnitts am Auflager zu ermitteln. Mit dieser Verdrehung lassen sich ausgehend von der Schwereachse die Längsdehnungen ε_0 und Längsspannungen σ_0 an der Oberseite des Verbundquerschnitts bestimmen. Die am vollen Verbundquerschnitt ermittelten Spannungen sind nach *Bode* jedoch nicht bemessungsrelevant für die Platten. Der nach der Rissbildung entlang des Trägers auf die Platten entfallende Spannungsanteil σ' ergibt sich nach /Bod00/ aus dem Verhältnis der Biegesteifigkeiten EI_1 und EI_0 :

$$\sigma' = \sigma_0 \left(1 - \frac{EI_1}{EI_0} \right) \quad (2.11)$$

Aus σ' wird vergleichbar zu /Paj95/ ein Schubfluss in Querrichtung der Platten und daraus die Schubspannung τ_{zy} in den Stegen ermittelt. Der beschriebene Ansatz gilt jedoch nur für den Fall, dass Kopfplatten an den Trägerenden als kräftige Dübel wirken und dadurch den Platten die Auflagerverdrehung des Trägers vollständig aufgezungen wird. Diese Randbedingung lag zwar durch ungewöhnlich große Kopfplatten in *Bode's* Versuchsaufbau vor (Bild 2.26), doch ist wie in Kapitel 2.3.3 beschrieben in der Praxis kaum zu erwarten. Der Ansatz wurde bisher allein zur Nachrechnung des Versuchs aus /Bod00/ herangezogen. Dabei waren die Berechnungsergebnisse offenbar sehr stark von Annahmen zur Lastausbreitung von ν bzw. τ_{yz} in Längsrichtung der Platten abhängig. Grundsätzlich handelt es sich eher um den Entwurf eines Bemessungsmodells, der vorgestellt und diskutiert aber nicht vollständig ausgearbeitet wurde.

Da der Bemessungsansatz nicht allgemein anwendbar ist, wird in der Zusammenfassung von /Bod00/ eine pauschale Abminderung der Querkrafttragfähigkeit auf 40 % gegenüber starrer Lagerung empfohlen. Wenn allerdings von vornherein der Einfluss einer biegeweichen Lagerung berücksichtigt werde, könne gleichzeitig die Sicherheit im Verhältnis von etwa 1/1,5 abgemindert werden. Somit wird eine resultierende Ausnutzung der Tragfähigkeit von bis zu 60 % vorgeschlagen.

2.3.4.4 Bemessungsregeln in Deutschland

Zur Ausnutzung des vollen Bemessungswertes der Querkrafttragfähigkeit wird in den Zulassungen des DIBt eine starre Auflagerung der Spannbeton-Fertigdecken gefordert. In den Zulassungen, die eine biegeeweiche Lagerung regeln, werden insbesondere Anforderungen an die konstruktive Ausführung gestellt. Nach den aktuellen Regelungen (z.B. /DIBt09/) sind folgende Randbedingungen einzuhalten:

- Der Bemessungswert $V_{Rd,ct}$ der Querkrafttragfähigkeit bei starrer Lagerung darf nicht mehr als 50 % ausgenutzt werden.
- Die Durchbiegung des Trägers darf unter einfachen Einwirkungen ($\gamma_F = 1,0$) den Wert $L/300$ nicht überschreiten.
- Die Platten sind auf einem Elastomerstreifen mit einer Dicke von mindestens 10 mm zu lagern, der bündig an der Vorderkante der Trägerflansche anzuordnen ist. Die Breite des Elastomers ist anhand der Auflagerpressung für die gesamte Auflagerkraft nachzuweisen und darf 35 mm nicht unterschreiten.
- Die äußeren Hohlkammern der Platten sind auf einer Länge von mindestens 80 cm auszubetonieren und mit einem Bügel ($\varnothing_{Bü} \geq 10$ mm) zu bewehren, der im Kammerbeton angeordnet und an den Ringanker anzuschließen ist. Alternativ dürfen alle Hohlkammern der Randplatten auf einer Länge von mindestens 25 cm ausbetoniert werden (Größtkorndurchmesser 8 mm). Zur Kontrolle der Betonage sind im Abstand von 20 - 25 cm vom Plattenende Entlüftungslöcher mit 20 mm Durchmesser anzuordnen.

Eine Anwendung der Produktnorm DIN EN 1168 /DIN09/ für tragende Bauteile ist in Deutschland derzeit nicht zulässig, so dass der Einsatz von Spannbeton-Fertigdecken ausschließlich durch die Zulassungen des DIBt geregelt ist. Ein rechnerisches Bemessungskonzept für die biegeeweiche Lagerung ist in /DIN09/ allerdings ohnehin nicht enthalten. Es wird lediglich allgemein darauf hingewiesen, dass bei elastischen Auflagern der abmindernde Einfluss der Schubspannungen in Querrichtung auf die Querkrafttragfähigkeit zu berücksichtigen ist.

Eine pauschale Reduzierung der Querkrafttragfähigkeit bei biegeeweicher Lagerung auf 50 % des Wertes bei starrer Lagerung wie in den Zulassungen wurde u.a. in /Heg03a/ vorgeschlagen. Eine etwas höhere Ausnutzung von bis zu 60 % empfehlen *Bode* /Bod00/ und *Schnell* /Sch07a/. Dabei sind nach /Sch07a/ für eine Ausnutzung von 60 % bestimmte Randbedingungen einzuhalten und bei weiteren konstruktiven Maßnahmen bis zu 70 % der Tragfähigkeit bei starrer Lagerung zu erwarten (Kapitel 2.3.3). Nach einer Veröffentlichung des Steel Construction Institute aus Großbritannien /Hic03/ sollte der Einfluss einer biegeweichen Lagerung berücksichtigt werden, indem der Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit maximal zu 35 % ausgenutzt wird. Hierbei sind jedoch nur die Einwirkungen zu berücksichtigen, die nach dem Fugenverguss (bei einer Verbundwirkung zwischen Träger und Platten) aufgebracht werden.

Problematisch ist bei allen pauschalen Abminderungen der Tragfähigkeit, ob in Abhängigkeit bestimmter konstruktiver Randbedingungen oder nicht, dass wesentliche Parameter wie z.B. der Träger- und der Plattentyp unbeachtet bleiben. Durch umfangreiche Anforderungen an die konstruktive Durchbildung wird die Bauweise mit Spannbeton-Fertigdecken auf biegeweichen Trägern eingeschränkt. Darüber hinaus treten in der Bemessungspraxis häufig Fragen auf, ob oder auf welche Weise die Auswirkungen einer biegeweichen Lagerung bei einer Abweichung von den geforderten Randbedingungen zu berücksichtigen ist. Die Regelungen der Zulassungen werden daher im Sachverständigenausschuss „Spannbeton-Hohlplatten“ des DIBt unter Berücksichtigung neuer Erkenntnisse regelmäßig diskutiert und überprüft.

2.3.5 Offene Fragen

Die Querkrafttragfähigkeit von Spannbeton-Fertigdecken war und ist Gegenstand zahlreicher Untersuchungen. Nach Sichtung der Literatur besteht insbesondere zum Tragverhalten bei biegeweicher Lagerung weiterer Forschungsbedarf. Die wesentlichen offenen Fragestellungen lassen sich wie folgt zusammenfassen:

- Welche Effekte sind für die Reduzierung der Querkrafttragfähigkeit maßgeblich? Ist die Beanspruchung durch eine horizontale Schubkraft in Querrichtung der Platten oder eine unvollständige Auflagerung infolge der Trägerverkrümmung entscheidend? Ist eine Beeinträchtigung der Randplatten durch eine Längsrissbildung auszuschließen?
- Ist die Trägerverformung ein geeignetes Kriterium zur Abgrenzung zwischen biegeweicher und starrer Lagerung? Welchen Einfluss hat dabei die Biegesteifigkeit der Platten in Querrichtung (Querbiegesteifigkeit) im Verhältnis zur Trägersteifigkeit? Inwiefern lässt sich die Tragfähigkeit der Platten durch eine Begrenzung der Trägerverformung steigern?
- Welchen Einfluss hat der Plattenquerschnitt auf das Tragverhalten? Wie unterscheiden sich beispielsweise die Beanspruchungen bei schlanken und gedrunge-
nen Stegen oder runden und eckigen Hohlkammern?
- Wie wirkt sich der Verbund zwischen Träger und Platten auf das Tragverhalten aus? Wie ausgeprägt ist der von *Leskelä* beschriebene Abtrag des Querschubs durch die Stege nach der Rissbildung entlang des Trägers und ist *Pajari's* Modellvorstellung eines elastischen Verbundquerschnitts zur Bemessung geeignet?
- In welcher Weise beeinflussen Randbedingungen wie etwa seitliche Zwängungen durch Stützenanschlüsse oder benachbarte Deckenfelder in der Praxis die Tragfähigkeit? Lässt sich die Querkrafttragfähigkeit durch konstruktive Maßnahmen wie eine Betonverfüllung der Kammern oder eine Reduzierung der Verbundwirkung zwischen Träger und Platten steigern?

3 Experimentelle Untersuchungen

3.1 Allgemeines

Zur Überprüfung des Einflusses der Auflagerung auf die Querkrafttragfähigkeit von Spannbeton-Fertigdecken wurden Großversuche an acht biegeweich gelagerten Deckensystemen durchgeführt, die aus jeweils zehn Platten bestanden. Begleitend fanden Referenzversuche an Einzelplatten mit starrer Lagerung statt. In allen Versuchen wurde eine auflagnernahe, linienförmige Belastung im Abstand der zweieinhalbfachen Plattendicke h_{sl} entsprechend DIN EN 1168 /DIN09/ aufgebracht. Das Mittelaufleger der Platten in den zweifeldrigen Großversuchen war ein deckengleicher Stahlträger vom Typ IFB (Integrated Floor Beam). Untersucht wurden die Parameter Plattentyp, Biegesteifigkeit des IFB-Profils, Auflagerung und seitliche Verschiebungsbehinderung der Platten, Ausbetonieren von Hohlkammern der Randplatten sowie Verminderung der Verbundtragwirkung.

3.2 Versuchsaufbau

3.2.1 Starr gelagerte Einzelplatten

Der Aufbau der Referenzversuche zur Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit von Einzelplatten bei starrer Lagerung nach DIN EN 1168 /DIN09/ ist in Bild 3.1 dargestellt. Die Plattenlänge betrug wie in den Großversuchen (Kapitel 3.2.2) 5,09 m und die Auflagertiefe beidseitig 10 cm mit 5 cm Überstand, so dass sich eine Spannweite von $L = 4,99$ m ergab. Die Prüflast wurde auf der gesamten Plattenbreite über eine Länge von 10 cm eingeleitet. Der Schwerpunkt der Lasteinleitung lag im Abstand $2,5 h_{sl}$ von der Auflagerachse.

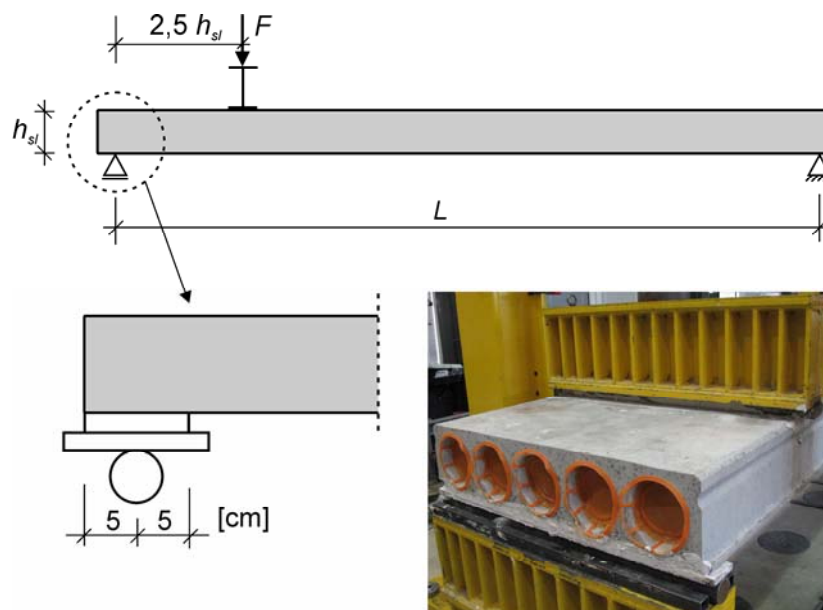


Bild 3.1: Querkraftversuche nach DIN EN 1168, Anhang J /DIN09/

Die Prüflast wurde kraftgesteuert mit einem Hydropulszylinder (Typ Instron Schenk Testing PL 630 NQ 1.0) aufgebracht. An der Lasteinleitungskonstruktion und den Auflagern wurden Gipsschichten zur vollflächigen Lasteinleitung vorgesehen.

3.2.2 Biegeweich gelagerte Deckenfelder

3.2.2.1 Abmessungen und Belastungskonstruktion

Die ersten vier Versuche wurden auf einem elastisch gebetteten Spannfeld aus Stahlträgern in der Versuchshalle des Zentrum Metallische Bauweisen e.V. (zmb) der RWTH Aachen durchgeführt. Die folgenden Versuche fünf bis acht fanden auf dem Spannfeld einer Versuchshalle des IMB statt. Um die Rissbildung an der Plattenunterseite beobachten zu können, befanden sich die zweifeldrigen Deckensysteme auf einer Rahmenkonstruktion in ca. 2 m Höhe über den Spannfeldern. Die auflagernahe Belastung im Abstand $2,5 h_{sl}$ vom Mittelaufleger wurde mittels Zugstangen aufgebracht, die jeweils durch die mittlere Hohlkammer der Platten geführt waren. Der Abstand $2,5 h_{sl}$ der Lasteinleitungsachse vom Auflager wurde entsprechend dem Versuchsaufbau nach DIN EN 1168, Anhang J /DIN09/ zur Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit von Spannbeton-Fertigdecken gewählt. An der Oberseite der Platten verteilten Stahlprofile die Prüfkraft der Zugstangen auf die gesamte Plattenbreite, so dass eine nahezu linienförmige Beanspruchung vorlag. Das Mittelaufleger bildete ein IFB-Profil, bestehend aus einem halbierten Walzprofil (Steg und Druckflansch) und einem unten angeschweißten, verbreiterten Zugflansch zur Auflagerung der Platten. In Bild 3.2 sind ein Übersichtsfoto des Versuchsaufbaus und eine Zeichnung der Rahmenkonstruktion unter den Deckenfeldern (auf dem Spannfeld des zmb) zusammengestellt.

Die Belastung der Zugstangen (Dywidag Temporäranker St 950/1050, Ø 32 mm) erfolgte durch hydraulische Hohlkolbenzylinder (LUKAS 600/400, NR 84148/3611), die unterhalb des Rahmens eingebaut wurden und das Deckenfeld beim Ausfahren der Kolben nach unten zogen. Die resultierenden abhebenden Kräfte des Rahmens wurden mit den über das IFB-Profil abgeleiteten Auflagerkräften der Decke innerhalb der Konstruktion kurzgeschlossen. Die Auflagerkräfte an den abliegenden Plattenenden (Endaufleger) standen über die Spannfelder mit den Differenzkräften am Mittelaufleger im Gleichgewicht. Entsprechend der Belastung nahe dem Mittelaufleger waren die Endaufleger gering beansprucht. Als Endaufleger wurden HEA-Profile verwendet, deren Biegesteifigkeit so gewählt war, dass durch möglichst gleiche Durchbiegungen aller Auflager eine Verdrillung der Deckenfelder vermieden wurde.

Die Deckenfelder wurden zur Vermeidung von unbeabsichtigten Zwängungen weitestgehend statisch bestimmt gelagert. Weitere Informationen zur Ausbildung der Lager befinden sich im Anhang.

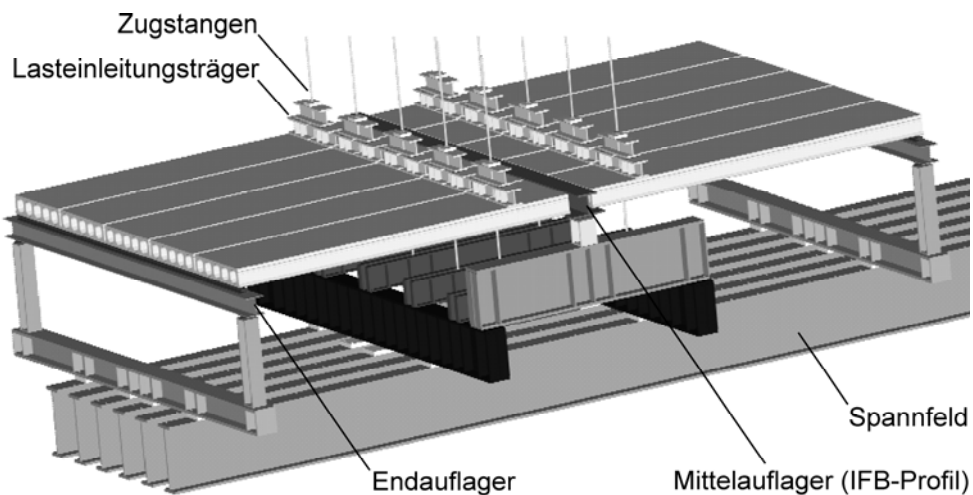


Bild 3.2: Versuchsaufbau (auf dem Spannfeld des zmb, Versuche 1 - 4)

Der Grundriss und ein Längsschnitt des Versuchsaufbaus sind in Bild 3.3 dargestellt. Beide Deckenfelder bestanden aus fünf Platten mit einer Länge von $l = 5,09$ m. Die Auflagertiefe am IFB-Profil betrug 7 cm. An den abliegenden Enden lagerten die Platten (bedingt durch das Raster des Spannfelds im zmb) mit 3,5 cm Überstand auf einer 10 cm breiten Stahlplatte, so dass die Spannweite zwischen den Auflagerschwerpunkten $L = 4,97$ m betrug. An den Endauflagern wurden im Standardaufbau 8 cm breite Ringbalken über die gesamte Deckenbreite vorgesehen, um die Platten in Querrichtung zu verbinden.

Bild 3.4 zeigt die Lasteinleitung im Detail. Durch eine Kugelbundmutter wurden die Kräfte der Zugstangen zentrisch in eine Stahlplatte mit Konus eingeleitet. Ein Querträger verteilte die Last auf zwei 50 cm lange Trägerstücke, die sie über eine Mörtelschicht vollflächig in die Platten einleiteten. Der Aufbau lies eine möglichst zwangsfreie Querbiegung der Platten infolge der biegeweichen Lagerung ohne eine Verdrillung im Auflagerbereich durch die Belastungsvorrichtung zu.

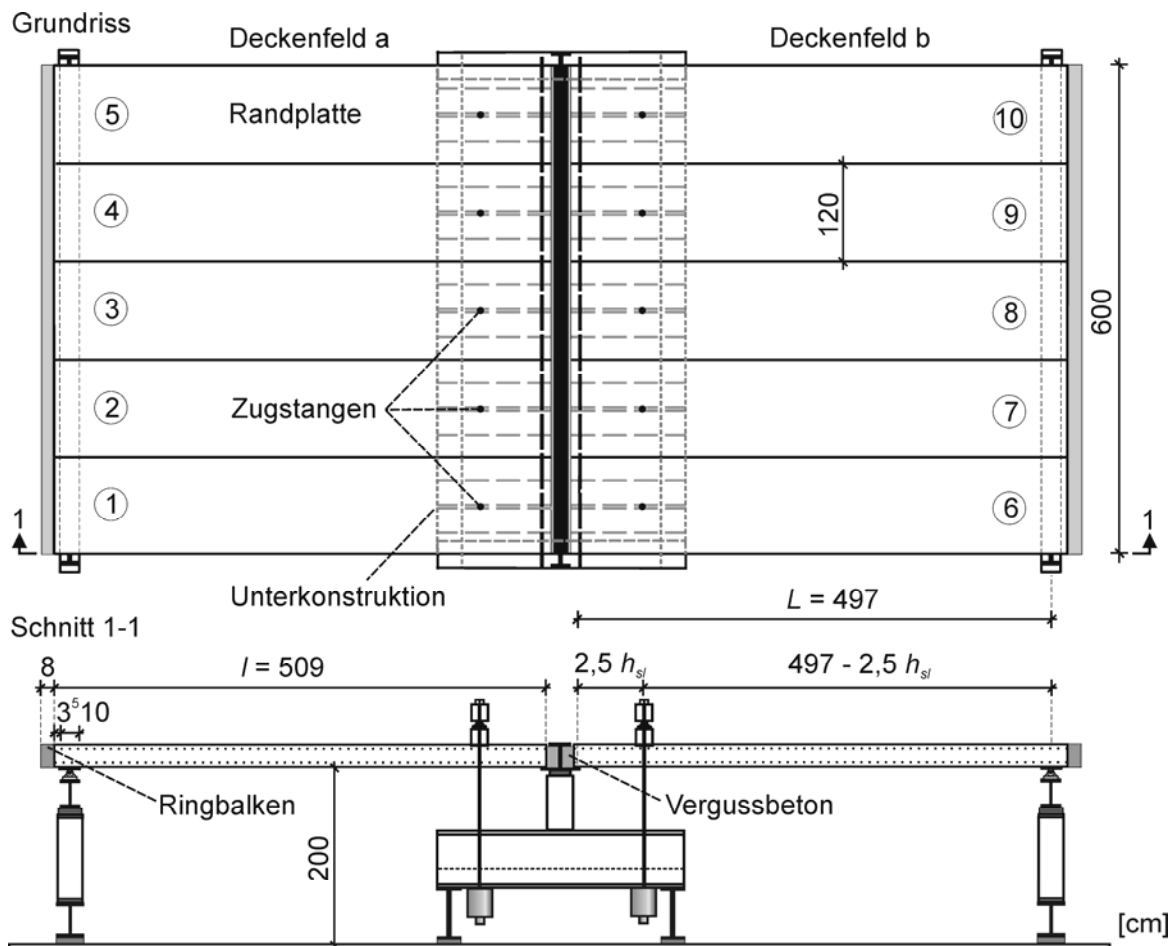


Bild 3.3: Grundriss und Längsschnitt des Versuchsaufbaus

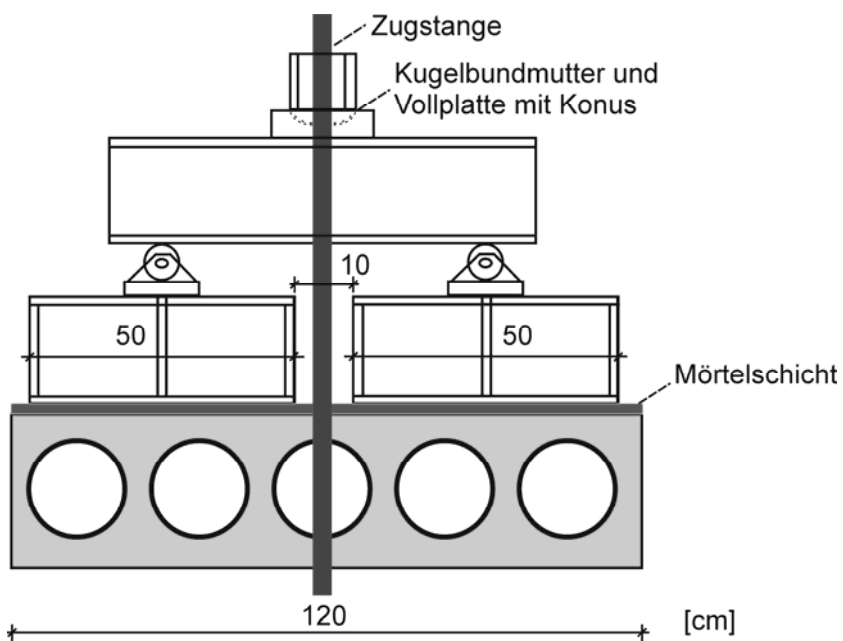


Bild 3.4: Detail der Lasteinleitung

3.2.2.2 Fugenbewehrung

In den Vergussfugen der Decke wurde eine praxisübliche Bewehrung eingelegt. Jeweils 1Ø10 war in den Längsfugen angeordnet. Die Bewehrungsstäbe wurden auf Abstandhaltern im Fugengrund verlegt und 50 mm unterhalb des Druckflansches durch Bohrungen im Steg des IFB-Profils ins Nachbarfeld geführt. Bei den Versuchen 1 - 6 waren im Kammerbeton entlang des IFB-Profils und in den Ringbalken an den Endauflagern je 2Ø8 in Querrichtung vorgesehen. In den Versuchen 7 - 8 wurden außerhalb der Platten umlaufende Ringanker mit 2Ø12 ausgebildet (Kapitel 3.3). Dabei wurde die Bewehrung in Längsrichtung wie in den Fugen durch Bohrungen im Steg des IFB-Profils geführt. Die Bewehrung der Versuchskörper 1 - 6 bzw. 7 - 8 ist in Bild 3.5 und Bild 3.6 dargestellt.

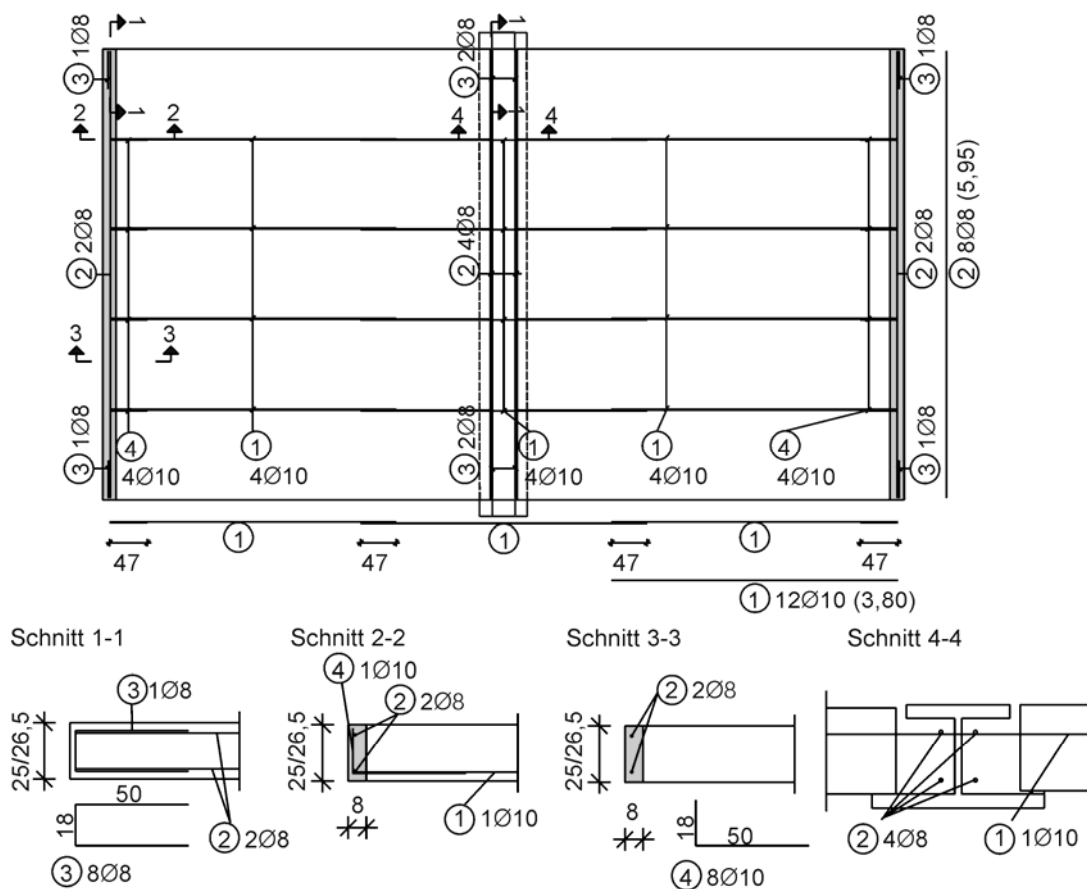


Bild 3.5: Bewehrung der Versuche 1 - 6

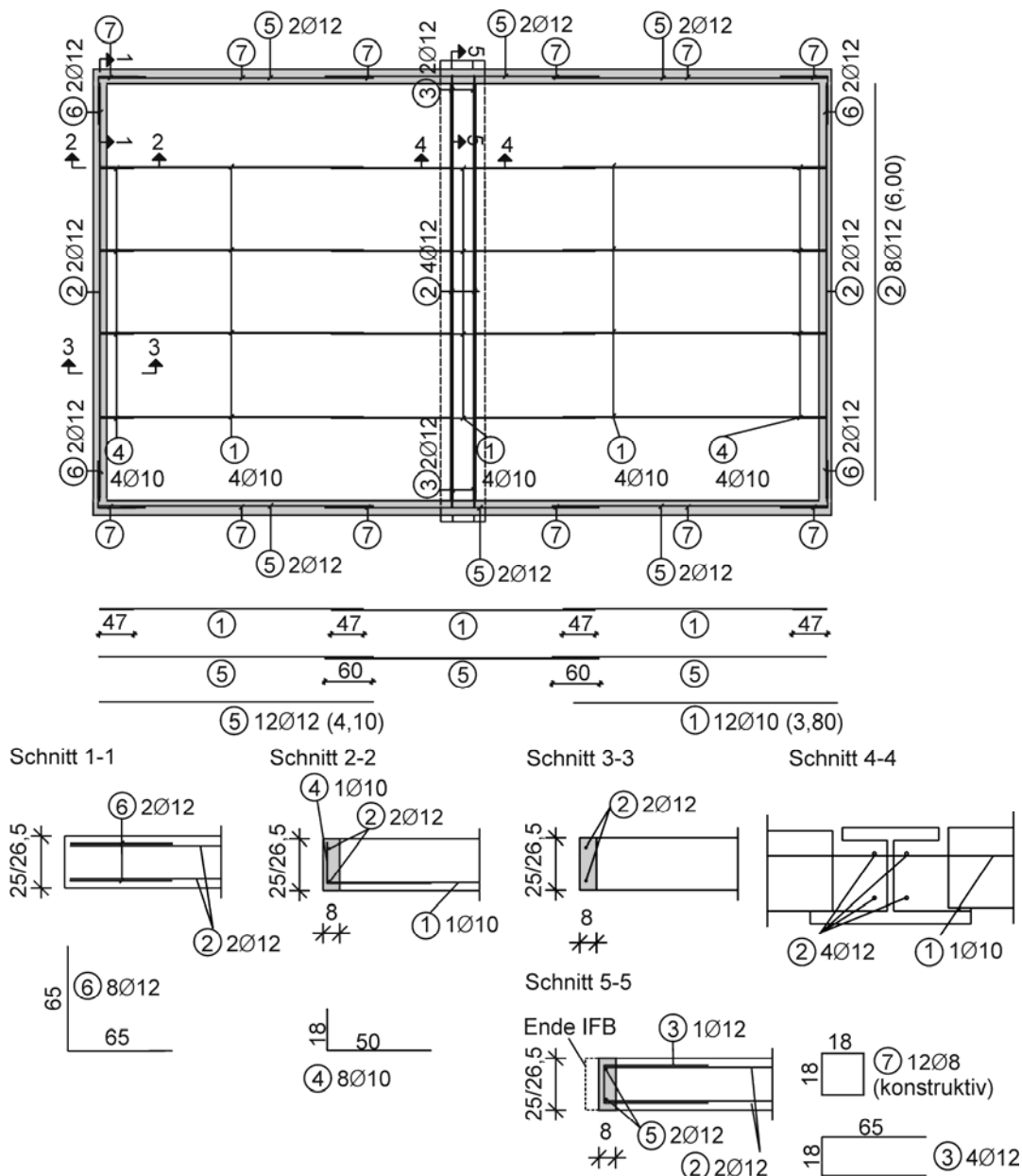


Bild 3.6: Bewehrung der Versuche 7 - 8

3.2.2.3 Vergussbeton

Nach der Verlegung der Platten und der Bewehrung wurden die Fugen der Decke und die Ringbalken bzw. Ringanker mit Lieferbeton vergossen. Vor dem Betonieren wurden alle Fugen und die Stirnflächen der Platten angefeuchtet. Der Beton wurde beim ersten Versuch in den Längsfugen zwischen den Platten durch Stochern und Rütteln manuell verdichtet. In den nachfolgenden Versuchen kamen dünne Rüttelflaschen zum Einsatz. Bei allen Versuchen waren die Hohlkammern der Platten an den Enden standardmäßig mit Kunststoffkappen der Hersteller verschlossen, so dass der Vergussbeton entlang des IFB-Profiles und der Ringbalken an den Endauflagern etwa 35 - 50 mm tief in die Kammern fließen konnte. Die Zusammensetzungen der verwendeten Vergussbetone sind im Anhang gegeben.

3.3 Parameter

3.3.1 Übersicht

In den Großversuchen an acht Deckensystemen wurden die Parameter Plattentyp, Biegesteifigkeit des IFB-Profils sowie Auflagerung und seitliche Verschiebungsbehinderung der Platten variiert. Behinderungen der seitlichen Verschiebung der Platten resultierten aus der horizontalen Zwängung durch nachgebildete Kopfplattenanschlüsse, benachbarte Deckenfelder (simuliert durch seitliche Stahlträger) und umlaufende Ringanker. Weiterhin wurden als Maßnahmen zur Steigerung der Querkrafttragfähigkeit nachträglich und werkseitig ausbetonierte Hohlkammern, Randplatten ohne Randkammern sowie eine Verminderung der Verbundtragwirkung zwischen Träger und Platten untersucht.

Tabelle 3.1 fasst das Versuchsprogramm zusammen. Schwerpunktmäßig wurden in den Versuchen 1 - 4 verschiedene mögliche Beanspruchungen der Platten im Bauwerk und die Auswirkungen konstruktiver Empfehlungen bzw. Regelungen bei biegeweicher Lagerung in Anlehnung an z.B. /DIBt07a/ und /Heg03a/ betrachtet. In den Versuchen 5 - 8 wurden gezielt Maßnahmen zur Steigerung der Querkrafttragfähigkeit der Platten bei biegeweicher Lagerung untersucht. Die verschiedenen Parameter werden in den nachfolgenden Kapiteln einzeln vorgestellt.

Tabelle 3.1: Versuchsprogramm

Versuch	1	2	3	4	5	6	7	8
Platte MV5/265	X		X			X	X	
Platte VMM VSD 25		X		X	X			X
IFB-Profil $I_y = 35400 \text{ cm}^4$	X							
IFB-Profil $I_y = 74200 \text{ cm}^4$		X	X	X	X	X	X	X
Auflagerung ohne Elastomer	X ⁽¹⁾	X ⁽¹⁾						
Platten frei verschieblich	X	X						
Zwängung durch Kopfplatten			X	X	X	X	X	X
Zwängung durch Stahlträger			X ⁽¹⁾	X ⁽¹⁾				
Zwängung durch Ringanker							X	X
Kammern nachträglich verfüllt			X	X				
Kammern werkseitig verfüllt						X		
Platten ohne Randkammern					X			
Verbundtragwirkung reduziert							X	X

⁽¹⁾ nur in Deckenfeld a (Platten 1- 5)

Zur Unterscheidung der Deckenfelder werden die Buchstaben a (Platten 1 - 5) und b (Platten 6 - 10) eingeführt (Bild 3.3). In den gegenüberliegenden Deckenfeldern der

Versuchsaufbauten 1 - 4 wurden gleichzeitig mehrere Parameter variiert, wogegen die Felder in den übrigen Versuchen jeweils gleich ausgeführt waren.

3.3.2 Spannbeton-Fertigdecken

Untersucht wurden zwei Plattentypen mit verschiedenen Querschnittsformen bei annähernd gleicher Bauteildicke. Die Platte Brespa MV5/265 des Herstellers DW Systembau /DIBt04/ (aktuell /DIBt09/) besitzt fünf breite, oval- bis kreisförmige Hohlkammern, während die Platte VMM VSD 25 des Herstellers Echo /DIBt07a/ elf schmale, längliche Öffnungen hat. Die Breite betrug einheitlich 1,20 m, die Länge 5,09 m und die Dicke 26,5 cm (MV5/265) bzw. 25 cm (VMM VSD 25). Bild 3.7 stellt die Querschnitte mit den Nennwerten der Abmessungen dar. Im Anhang sind die vor den Versuchen ermittelten Abmessungen der verwendeten Platten zusammengestellt.

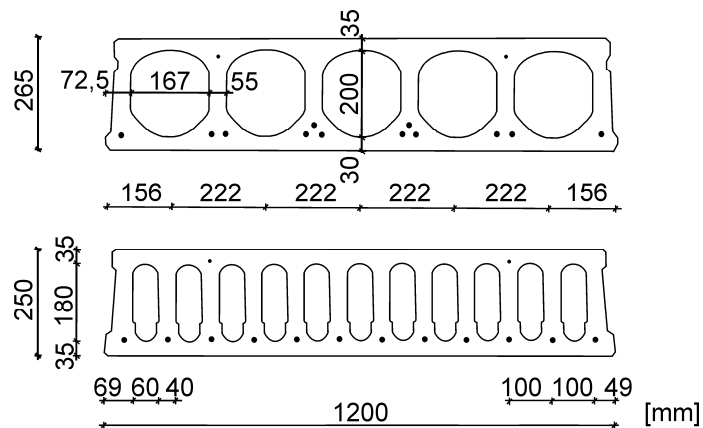


Bild 3.7: Plattenquerschnitt MV5/265 (oben) und VMM VSD 25 (unten)

Tabelle 3.2 fasst die Kennwerte der untersuchten Plattentypen zusammen. Für beide Typen wird Beton der Festigkeitsklasse C45/55 und Spannstahl St 1570/1770 verwendet. Die Platten wurden entsprechend den Auslegungen für Querkraftversuche des SVA „Spannbeton-Hohlplatten“ im DIBt mit der maximalen vom Hersteller angebotenen Vorspannung getestet (MV5/265: Typ X12-S2, VMM VSD 25: Typ VV4Z). Durch die Überlagerung der Sprengkräfte mehrerer Litzen (Kapitel 2.2.2) wurde somit der ungünstigste Fall geprüft. Der Plattentyp MV5/265 wird im Extruderverfahren und die Platte VMM VSD 25 mit einem Gleitfertiger hergestellt. Die Lieferung der Platten inklusive Bohrkernen und Plattenstreifen für die in Kapitel 3.3.7 beschriebenen Baustoffuntersuchungen erfolgte durch die Hersteller.

Tabelle 3.2: Kennwerte der untersuchten Spannbeton-Fertigdecken

Plattentyp		MV5/265	VMM VSD 25
Eigengewicht g	[kN/m ²]	3,45 (3,8 inkl. Fugenverguss)	3,89 (4,1 inkl. Fugenverguss)
Breite b / Dicke h	[cm]	120 / 26,5	120 / 25
Querschnittsfläche A_c	[cm ²]	1685	1869
Trägheitsmoment I_c	[cm ⁴]	144700	129100
min. Sum. Stegbreite b_w	[cm]	ca. 32 ($b_w/b \approx 0,27$)	ca. 49 ($b_w/b \approx 0,41$)
Plattenspiegel h_o / h_u	[cm]	3,5 / 3,0	3,5 / 3,5
Schwerpunkt z_s ⁽¹⁾	[cm]	13,4	12,9
Betondeckung c_{nom} ⁽²⁾	[cm]	3,5	3,9
Vorspannung oben	[-]	2 Litzen 3/8“ (0,86 cm ² /m)	2 Drähte Ø 5 mm (0,33 cm ² /m)
Vorspannung unten	[-]	12 Litzen 0,5“ (9,3 cm ² /m)	12 Litzen 0,5“ (9,3 cm ² /m)
Spannung $\sigma_{p0,o} / \sigma_{p0,u}$	[N/mm ²]	900 / 900	250 / 1080
Vorspannkraft $P_{0,o} / P_{0,u}$	[kN]	93 / 1004	10 / 1205
Randabstand $z_{p,o} / z_{p,u}$ ⁽¹⁾	[cm]	3,5 / 22,4 (10 Li); 20,2 (2 Li)	2,75 / 20,5
zul. Querkraft $v_{Rd,ctl}$ ⁽³⁾	[kN/m]	76,7 (nach /DIBt04/)	119,0 (nach /DIBt07a/)
Herstell- / Prüfdatum	[-]	15.05. / 19.06.06 (Versuch 1)	15.06. / 13.07.06 (Versuch 2)
		23.10. / 16.11.06 (Versuch 3)	17.11. / 14.12.06 (Versuch 4)
		04.05. / 28.05.09 (Versuch 6)	17.03. / 24.04.09 (Versuch 5)
		13.07. / 11.08.09 (Versuch 7)	07.09. / 29.09.09 (Versuch 8)

⁽¹⁾ von Plattenoberkante; ⁽²⁾ untere Spannstahllage; ⁽³⁾ mit $f_{ctk;0,05} = 2,7$ N/mm² (C45/55) und $\gamma_c = 1,8$

Die Versuche sollten mögliche Auswirkungen der Querschnittsform auf das Tragverhalten zeigen. Neben Form und Anzahl der Hohlkammern sowie der Schlankheit der Stege unterscheidet sich bei den untersuchten Plattentypen insbesondere der minimale Steganteil an der Gesamtbreite b_w/b . Die minimale Summe der Stegbreiten b_w der Platte VMM VSD 25 ist etwa 45 % größer als die des Querschnitts MV5/265.

3.3.3 IFB-Profil

In den Versuchen wurden zwei IFB-Profile entsprechend Bild 3.8 mit unterschiedlicher Biegesteifigkeit bei vergleichbarer Bauhöhe verwendet, um den Einfluss der Trägerverformung auf das Tragverhalten zu untersuchen. Der biegeweichere Träger ($I_y = 35400$ cm⁴) wurde zur Kompensation der Verformungen infolge des Eigengewichts der Platten 4,5 mm überhöht. Beim steiferen Profil mit etwas mehr als dem doppelten Flächenträgheitsmoment ($I_y = 74200$ cm⁴) wurde auf eine Überhöhung verzichtet. Beide Träger waren 6,4 m lang, so dass sich an den Auflagern ein Überstand von jeweils 0,2 m ergab. Die Herstellung und Lieferung erfolgte durch die Firma ArcelorMittal. Tabelle 3.3 fasst die Kennwerte der verwendeten Träger zusammen.

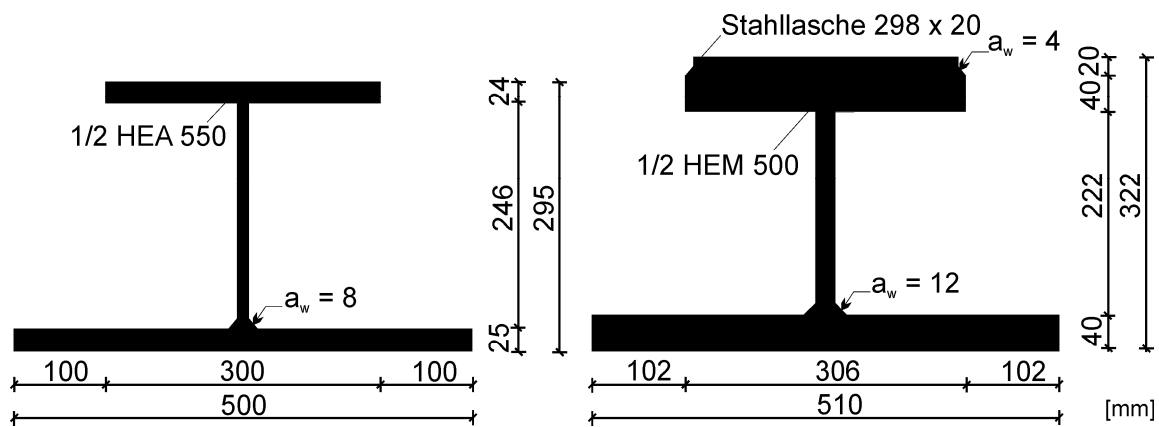


Bild 3.8: IFB-Profil mit $I_y = 35400 \text{ cm}^4$ (links) und $I_y = 74200 \text{ cm}^4$ (rechts)

Tabelle 3.3: Kennwerte der verwendeten IFB-Profile

IFB-Profil		1/2 HEA 550 ⁽¹⁾	1/2 HEM 500 ⁽¹⁾
		Zugflansch 500 x 25 mm	Zugflansch 510 x 40 mm Drucklasche 298 x 20 mm
Eigengewicht g	[kN/m]	1,79	3,41
Höhe h	[mm]	295	322
Querschnittsfläche A_s	[cm ²]	228	435
Trägheitsmoment I_y	[cm ⁴]	35400	74200
Schwerpunkt z_s ⁽²⁾	[cm]	17,9	17,3
Überhöhung w_0	[mm]	4,5	-
Stahlgüte (f_{yk})	[-]	S 355 (355 N/mm ²)	P 460 NL (460 N/mm ²)
Widerstandsmomente $W_{el,u} / W_{el,o}$	[cm ³]	3051 / 1980	4980 / 4289
plast. Widerstandsmoment W_{pl}	[cm ³]	2390	5470
Länge l / Spannweite L	[m]	6,4 / 6,0	6,4 / 6,0

⁽¹⁾ Angaben ohne Berücksichtigung der Walzradien und Schweißnähte; ⁽²⁾ von Trägeroberkante

Im ersten Versuch mit dem Plattentyp MV5/265 erreichte der biegeweichere Träger kurz vor dem Querkraftversagen der Platten in der Druckzone den charakteristischen Wert des 5%-Quantils der Streckgrenze (Kapitel 3.7.2.2). Um übermäßige Verformungen durch ein Plastizieren des Trägers zu vermeiden, wurden alle nachfolgenden Versuche mit dem steiferen IFB-Profil durchgeführt. Dieses Profil konnte mehrfach verwendet werden, da die Streckgrenze nicht erreicht wurde und der Vergussbeton zwischen den Flanschen (Kammerbeton) sich nach den Versuchen wieder ausstemmen ließ.

3.3.4 Auflagerung der Platten am IFB-Profil

In den Versuchen 1 und 2 wurden verschiedene Lagerungen der Platten am IFB-Profil untersucht. Die Platten wurden auf einer Seite des Trägers (Deckenfeld a) mit einer Auflagertiefe von 70 mm direkt auf dem Zugflansch aufgelegt. An der gegenüberliegenden Seite (Deckenfeld b) lagerten sie mit einem Überstand von 35 mm auf einem 35 mm breiten und 10 mm dicken, unbewehrten Elastomerstreifen (Typ ESZ C-15-D /ABP05/). Das Elastomer schloss bündig mit der Vorderkante des Zugflansches ab, so dass die gesamte Auflagertiefe auf beiden Seiten des IFB-Profils einheitlich 70 mm betrug. Der Zementleim konnte beim Fugenverguss auf der Breite des Auflagerüberstands unter die Platten fließen. Bild 3.9 stellt die Auflagerdetails der Platten mit und ohne Elastomerstreifen sowie den Vergussbeton am IFB-Profil dar.

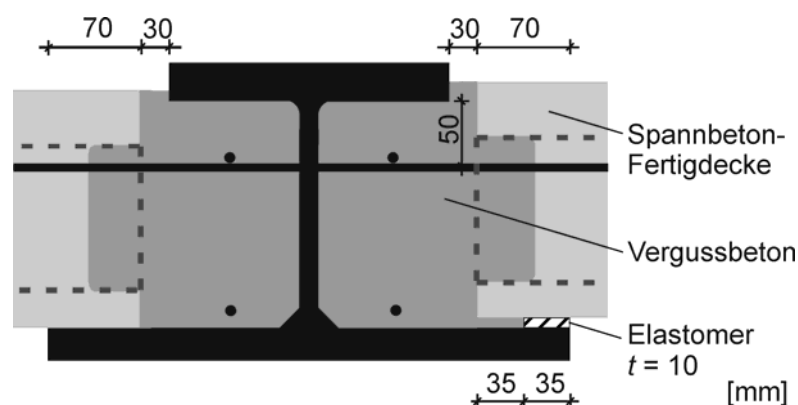


Bild 3.9: Auflagerdetails der Platten am IFB-Profil

In den Versuchen sollte überprüft werden, ob durch eine erhöhte Reibung zwischen dem Elastomer, dem Trägerflansch und den Platten im Vergleich zur direkten Lagerung größere Querkzugspannungen oder eine erhöhte Verbundtragwirkung auftreten. Beispielsweise in Finnland ist eine direkte Lagerung der Platten auf dem Flansch von Stahlträgern üblich. In den deutschen Zulassungen (z.B. /DIBt07a/, /DIBt09/) wird dagegen grundsätzlich ein Auflagerbett aus Zementmörtel oder Beton bzw. gleichwertigen Zwischenlagen zum Ausgleich von Auflagerunebenheiten gefordert. Bei einer Lagerung auf biegeweichen Trägern schreiben unter anderem /DIBt07a/ und /DIBt09/ explizit ein 10 mm dickes Elastomer vor.

Das Zusammenwirken zwischen Stahl, Elastomer und Beton ist schwer zu beschreiben. Zum einen hängen die Reibeigenschaften des verwendeten Elastomers (Shorehärteskala A) von der Kontaktoberfläche, der Temperatur und der Auflagerpressung ab. Die Gesetze der Festkörperreibung gelten nur mit starken Einschränkungen, da Elastomere keine starre Oberfläche haben und eine Verzahnung mit den angrenzenden Materialien stattfindet /Sch79/. In /Sch79/ werden Reibbeiwerte μ zwischen 0,1 und 1,2 angegeben, die tendenziell bei rauen Kontaktoberflächen zu- und mit steigender Auflagerpressung abnehmen. Zum anderen verschieben sich die Platten relativ zum Träger nur um wenige Millimeter (Kapitel 3.7.4 und Anhang), so dass die 10 mm dicken Elastomere

merstreifen einen Teil der Bewegung ohne die Aktivierung von Gleitreibungskräften durch Schubverformungen kompensieren. Im Gegenzug werden gewisse Rückstellkräfte durch die Schubverformung des Elastomers hervorgerufen.

In den Versuchen 3 - 8 wurden die Platten am IFB-Profil in Anlehnung an die deutschen Zulassungen standardmäßig mit einem Elastomer aufgelagert (wie Deckenfeld b in den Versuchen 1 und 2). Eine spezielle Auflagerung der Randplatten in den Versuchen 7 und 8 zur Verminderung der Verbundwirkung zwischen Träger und Platten ist in Kapitel 3.3.9 beschrieben.

3.3.5 Horizontale Zwängungen

Da die Platten und der Vergussbeton am IFB-Träger sich mit zunehmender Durchbiegung der Decke über das Auflager des Trägers hinaus nach außen verschieben (Kapitel 2.3.1, Bild 2.11), wurde in den Versuchen 3 und 4 (ein Versuch je Plattentyp) der Einfluss seitlicher, horizontaler Verschiebungsbehinderungen untersucht. Im Bauwerk können benachbarte Deckenfelder oder Verbindungen zwischen dem Träger und den Stützen entsprechende Zwängungen hervorrufen. Bild 3.10, oben zeigt einen praxisüblichen Stützenanschluss des Trägers mittels Kopfplatten. Zur Nachbildung dieses Anschlusses im Versuch wurden an den Auflagern des IFB-Profils beidseitig Stahlbleche eingeschweißt (Bild 3.10, unten). Diese Bleche schlossen wie eine übliche Kopfplatte bündig mit der Vorderkante des Druckflansches ab. Dadurch war eine Verschiebung des Kammerbetons ausgeschlossen und die Querbewegung der Platten infolge der standardmäßigen Hohlkammerfüllung an den Enden bis in 35 - 50 mm Tiefe (Kapitel 3.2.2.3) indirekt behindert. In den nachfolgenden Versuchen 5 - 8 verblieben die Bleche am IFB-Profil, um die Auflagerausführung weiterhin praxisnah nachzubilden.

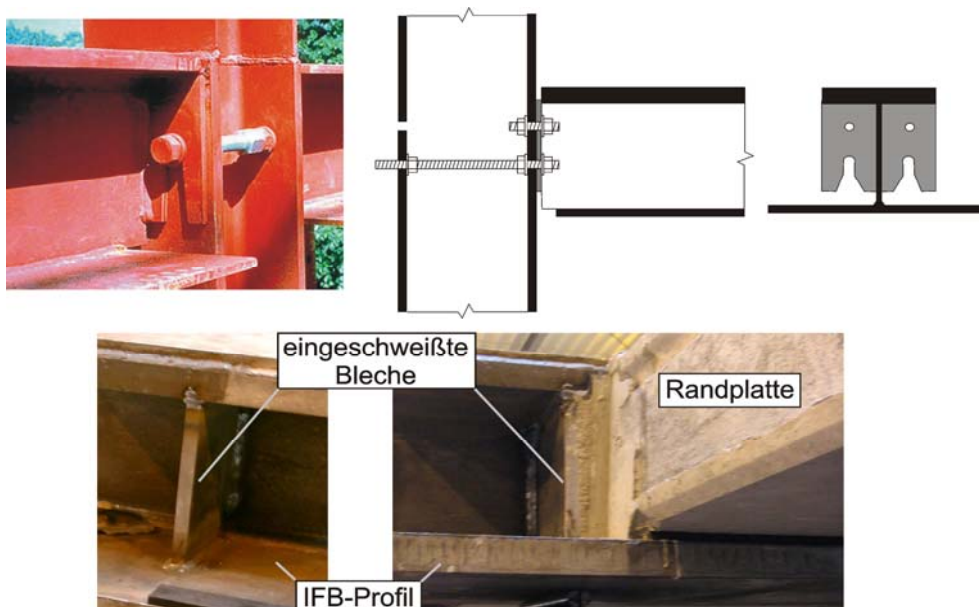


Bild 3.10: Stützenanschluss bei Slim-Floor-Konstruktionen nach /Arc07/ (oben) und Nachbildung im Versuch (unten)

Die Platten werden im Bereich der Stützen häufig über das Ende des verbreiterten Trägerflansches hinaus verlegt, so dass die Fuge zwischen den Randplatten benachbarter Deckenfelder einfach vergossen werden kann (Bild 3.11). An breiten Stützen können zusätzliche Auflagerbleche für die Platten angebracht werden. Trotz der Verschiebungsbehinderung durch die Stützenanschlüsse bewegen sich insbesondere die unteren Plattenkanten infolge der Trägerverformung nach außen, so dass in Querrichtung Druckspannungen im unteren Spiegel der Randplatten aufgebaut werden.

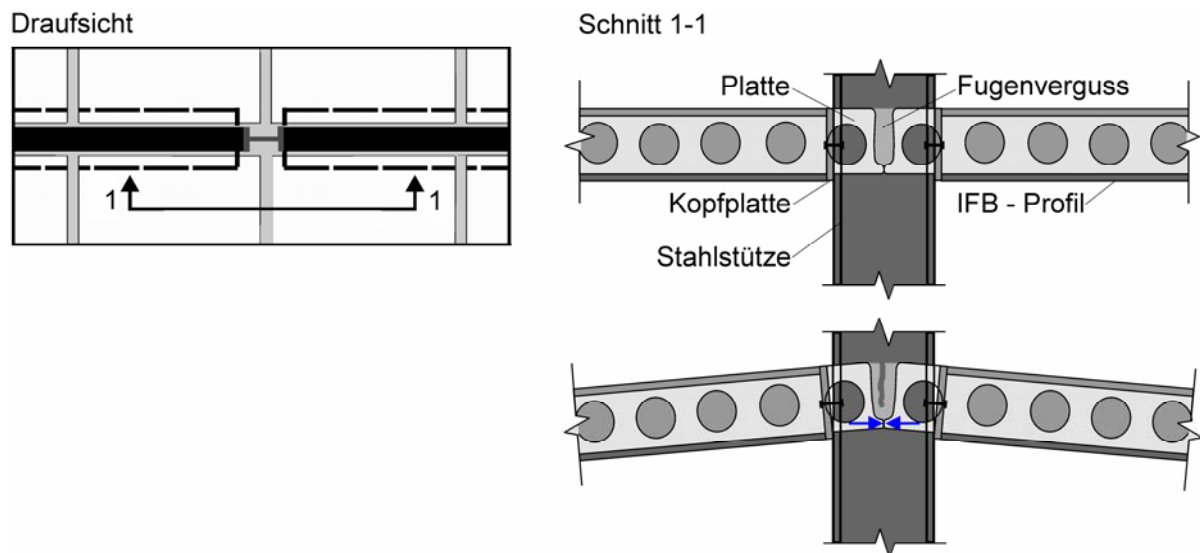


Bild 3.11: Zwängung der Randplatten benachbarter Felder infolge Durchbiegung

In den Versuchen 3 und 4 wurde die horizontale Zwängung der Platten durch ein Nachbarfeld jeweils im Deckenfeld a anhand von seitlichen Stahlträgern (HEM 160) über die gesamte Plattenlänge simuliert. Um einen vertikalen Lastabtrag der seitlichen Stahlträger zu vermeiden, wurde zwischen den Trägern und den Platten ein Gleitlager (Typ ESZ GLS DBP /DIBt05/) angeordnet. Zur vollflächigen Lasteinleitung der Horizontalkräfte in den unteren Plattenspiegel diente eine 6 cm hohe Mörtelschicht ab der Plattenunterkante.

Bild 3.12 zeigt die Anordnung der seitlichen Stahlträger und eine Übersicht des Versuchsaufbaus zur Untersuchung der möglichen horizontalen Zwängungen im Bauwerk. Die seitlichen Träger wurden am IFB-Profil und an dem Querträger am Endauflager der Platten horizontal gehalten. Weiterhin wurden sie zur Erhöhung der horizontalen Steifigkeit unmittelbar hinter der Lasteinleitungsachse und im Abstand von ca. 2,15 m vom Endauflager durch jeweils zwei Zugstangen $\varnothing 28$ in Querrichtung des Versuchsaufbaus abgespannt. Die Zugstangen wurden vor Versuchsbeginn vorgespannt, indem an den Enden angeschweißte Gewindestangen M24 mit einem Drehmoment von 120 Nm verschraubt wurden. Nach DIN 18800-7, Tabelle 5 /DIN02a/ resultiert bei einem Anziehmoment von 600 Nm eine Vorspannkraft von 150 kN (feuerverzinkter Stahl und Schmierung der Mutter), so dass als Anhaltswert eine Zugkraft von 30 kN je Stange aufgebracht wurde. Durch die Vorspannung wurden Verformungen der seitli-

chen Träger und eine größere Kompression der Gleitlager in horizontaler Richtung vorweg genommen. Somit wurde die Verformungsbehinderung bereits bei kleinen Verschiebungen der Platten aktiviert.

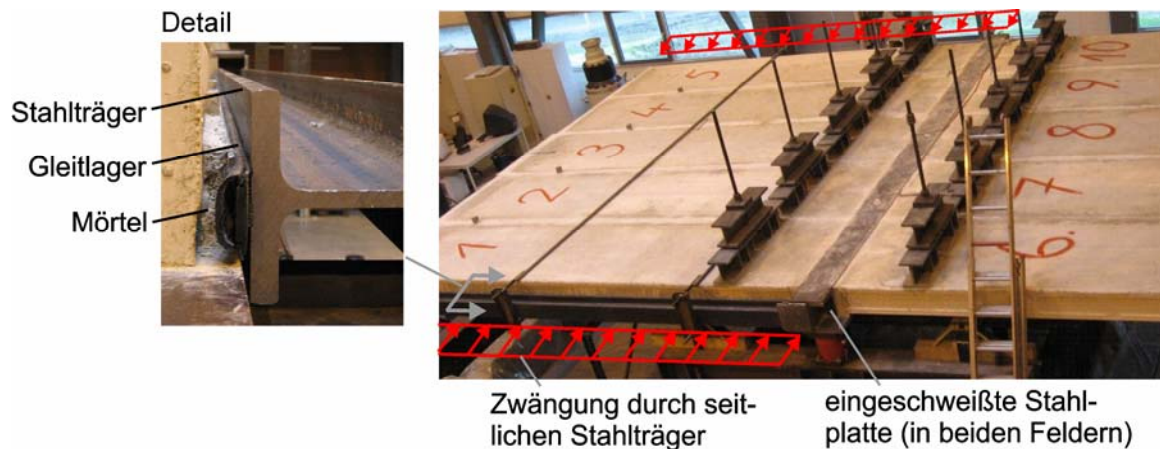


Bild 3.12: Versuchsaufbau zur Untersuchung horizontaler Zwängungen

Seitliche Zwängungen resultierten ebenfalls aus dem Ringanker mit umlaufend $2\varnothing 12$ entsprechend Bild 3.6 in den Versuchen 7 und 8. Die Parameter und der Aufbau dieser Versuche sind in Kapitel 3.3.9 näher beschrieben.

3.3.6 Nachträgliche Füllung der Hohlkammern mit Vergussbeton

In den Versuchen 1 - 4 war bei allen Platten der obere Spiegel im Bereich der mittleren Hohlkammer auf einer Länge von ca. 30 cm werkseitig ausgespart, um den Vergussbeton am IFB-Profil einbringen und verdichten zu können. Diese Maßnahme war in den Versuchen 5 - 8 nicht mehr erforderlich, da der Beton mit Hilfe einer dünnen Rüttelflasche über die etwa 30 mm breite Fuge entlang des Trägers verarbeitet werden konnte.

In Anlehnung an die konstruktiven Regelungen bei biegeweicher Lagerung nach z.B. /DIBt07a/ sollten in den Versuchen 3 und 4 die Auswirkungen einer bauseitigen Betonverfüllung der äußeren Hohlkammern der Randplatten auf einer Länge von etwa 80 cm im Auflagerbereich untersucht werden. Um die Platten am Auflager möglichst wenig zu beschädigen, wurde der Vergussbeton über etwa 30 cm lange Aussparungen im oberen Plattenspiegel eingefüllt, deren Vorderkante 40 cm vom Plattenende entfernt war. Die Kammern wurden ca. 10 cm hinter der Öffnung (in Richtung Feldmitte) mit Bauschaum verschlossen. Bild 3.13 zeigt die werkseitigen Aussparungen, die Betonverfüllung der mittleren Kammer bei allen Platten (Versuche 1 - 4) und die der Randplatten (Versuche 3 und 4).

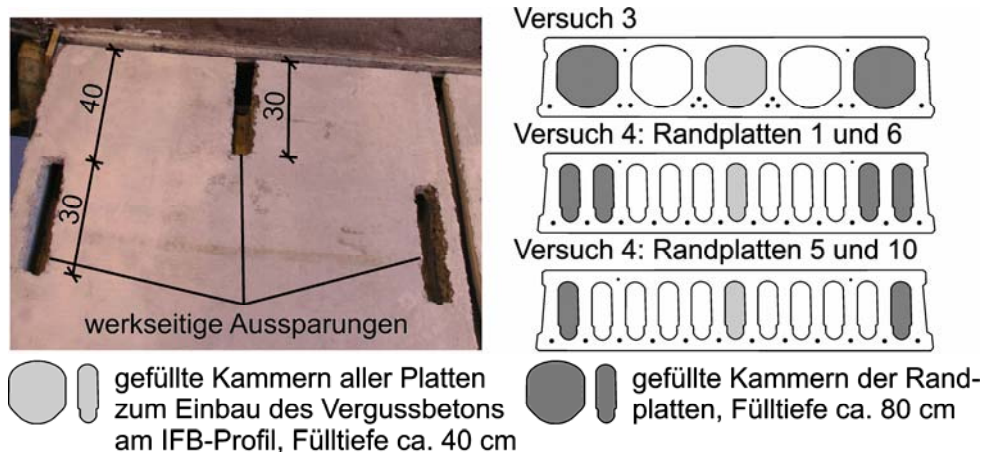


Bild 3.13: Werkseitige Aussparungen des oberen Plattenspiegels in einer Randplatte (links) und gefüllte Hohlkammern (rechts) am IFB-Profil

Beim Plattentyp MV5/265 wurden in Versuch 3 an jeder Randplatte (Platten 1, 5, 6 und 10, Bild 3.3) die äußersten Hohlkammern mit Beton gefüllt. Bei Versuch 4 mit der Platte VMM VSD 25 wurden je Deckenfeld in einer Randplatte (Platten 5 und 10) die äußersten Kammern und in der anderen Randplatte (Platten 1 und 6) zwei benachbarte äußere Kammern ausbetoniert.

3.3.7 Platten ohne Randkammern

Versuch 5 wurde mit dem Plattentyp VMM VSD 25 durchgeführt. Bei der Herstellung dieses Querschnitts mit Gleitfertigern war es möglich, die Schalrohre für die äußersten Hohlkammern in der Maschine durch Stahlbleche zu ersetzen und Platten ohne Randkammern herzustellen (Bild 3.14). Anstelle der Hohlkammern resultierte aus den Stahlblechen lediglich ein dünner Spalt, der bei der abschließenden Verdichtung der Platte während der Herstellung fast wieder vollständig geschlossen wurde.



Bild 3.14: Modifizierter Plattenquerschnitt VMM VSD 25 ohne Randkammern

Die modifizierten Querschnitte wurden als Randplatten der Deckenfelder verwendet, da diese das Querkraftversagen bei biegeweicher Lagerung einleiten (Kapitel 2.3.1). Der Widerstand der Randplatten sollte durch die Herstellung „frisch in frisch“ ohne äußere Hohlkammern erhöht werden. Im Unterschied zur nachträglichen Verfüllung

liegt ein monolithischer Verbund zwischen dem Beton in den Kammern und den Stegen vor. Außerdem besteht der gesamte Querschnitt aus einer Betonsorte mit gleichen Kriech- und Schwindeigenschaften und wird beim Trennen der einzelnen Deckenelemente in der Spannbahn vorgespannt.

3.3.8 Werkseitige Füllung der Hohlkammern mit Vergussbeton

In Versuch 6 sollte die Traglast der Randplatten vom Typ MV5/265 erhöht werden. Aufgrund der Herstellung im Extruderverfahren war ein Querschnitt „frisch in frisch“ ohne äußere Hohlkammern nicht möglich. Weiterhin hätte die Füllung der Randkammern auf der gesamten Plattenlänge wegen der großen Kammerbreite eine deutliche Erhöhung des Eigengewichts bewirkt. Um dennoch den Verbund zwischen dem Beton in den Kammern und den Stegen gegenüber einer bauseitigen Verfüllung zu verbessern und den gesamten Querschnitt vorzuspannen, wurden die Kammern nach einer ausreichenden Grünstandfestigkeit im Alter von 2 - 3 Stunden werkseitig ausbetoniert. Die Verfülltiefe der Platten betrug 30 - 35 cm. In Bild 3.15 sind Fotos einer Platte vor dem Einbau in den Versuchsstand und die zugehörige Werkzeichnung des Herstellers DW Systembau zusammengestellt.

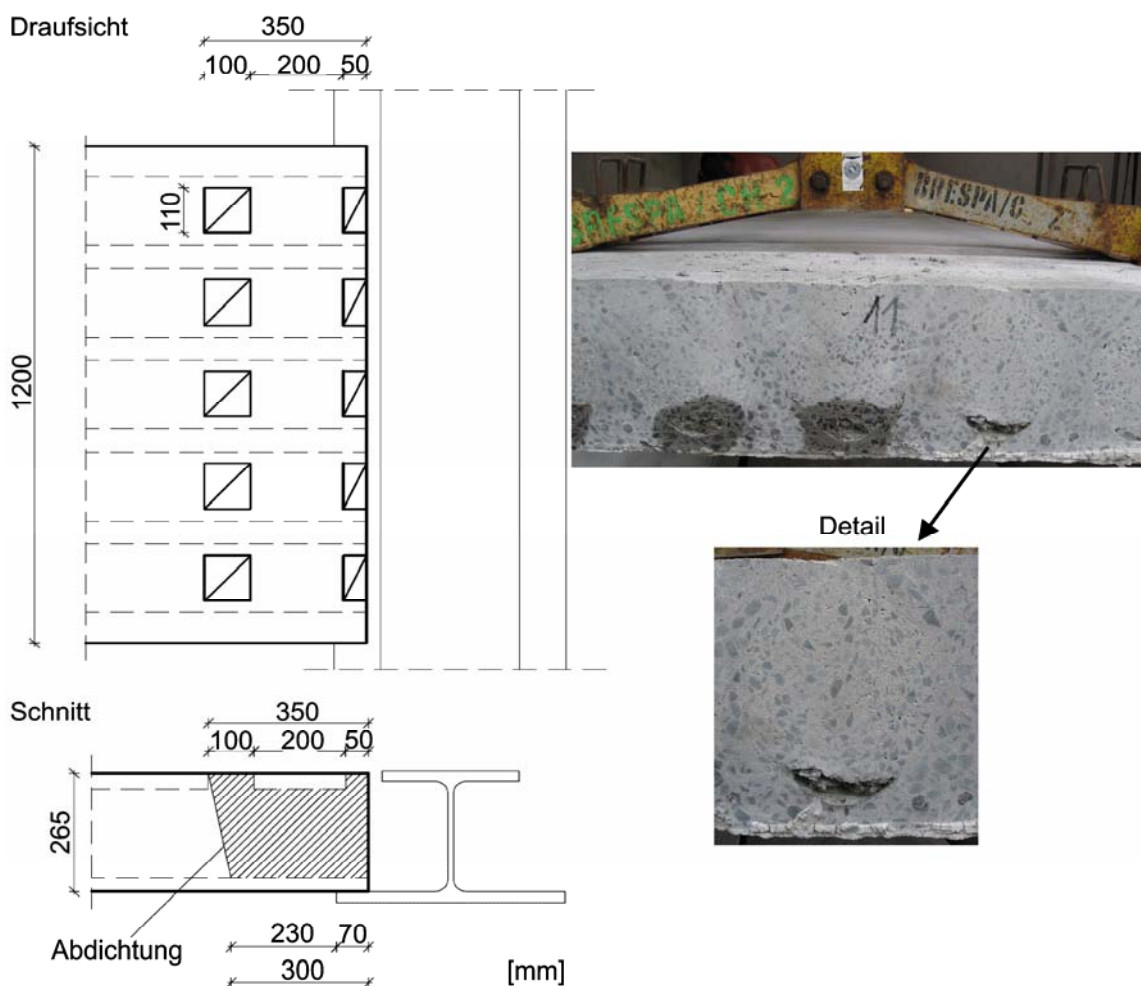


Bild 3.15: Plattenquerschnitt MV5/265 mit werkseitig verfüllten Hohlkammern

Die Herstellung der modifizierten Platten verlief folgendermaßen:

- Herstellung des standardmäßigen Plattenquerschnitts mittels Extruder
- Aussparung des oberen Plattenspiegels bei allen Hohlkammern der Randplatten im Bereich der späteren Sägeschnitte (Plattenstirnflächen) und an den Enden der Verfülllängen in einer Tiefe von 25 cm (Vorderkante der Aussparung)
- Einfüllen des Vergussbetons (Festigkeitsklasse C45/55) über die Aussparungen und Verdichtung durch Stampfen
- Übertragung der Vorspannkraft auf die verfüllten Querschnitte durch das Ablängen der Platten

Abgesehen vom Boden der Kammern mit Betonresten vom Öffnen des oberen Plattenspiegels lag zwischen den Kammern und den Stegen nach einer Sichtprüfung guter Verbund vor. Lediglich anhand der Ausrichtung der Zuschlagkörner war ein Unterschied der Betonflächen zu erkennen.

3.3.9 Verminderung der Verbundtragwirkung

Das frühzeitige Querkraftversagen bei biegeweicher Lagerung wird von der Verbundtragwirkung zwischen Träger und Platten bestimmt. Ein Großteil der Verbundwirkung resultiert aus Reibung in der Auflagerfläche und der Fugenverzahnung zwischen den Hohlkammern und dem einfließenden Vergussbeton. Zur Steigerung der Querkrafttragfähigkeit wurde in den Versuchen 7 und 8 eine Reduzierung der Verbundtragwirkung im Bereich der Randplatten untersucht. Die Hohlkammern der Randplatten wurden anstatt mit den üblichen Kunststoffkappen (Kapitel 3.2.2.3) bündig mit der Stirnfläche durch Bauschaum verschlossen, so dass eine glatte Fuge zum Vergussbeton am IFB-Profil entstand. In der Auflagerfläche wurde ein Elastomerlager mit Noppen (Typ Calenberg Cigular Dachdeckenlager /ABP04/) verwendet, das durch Schubverformungen der Noppen begrenzte Verschiebungen der Platten in beliebige Richtungen ohne größere Zwang- bzw. Rückstellkräfte zuließ. In Vorversuchen wurden für verschiedene Lagerpressungen die aktivierten Rückstellkräfte bei einer realistischen Maximalverschiebung der Platten in Querrichtung (parallel zur Lagerachse) von 2 mm bestimmt. Das Verhältnis zwischen der horizontalen Rückstellkraft H beim Abscheren des Lagers und der Vertikalkraft V nahm bei Pressungen zwischen 1 - 7 N/mm² von $H/V = 0,16$ bis auf $H/V = 0,06$ ab.

In Bild 3.16 sind Fotos des Auflagerdetails (links) und des Hohlkammerverschlusses mit Bauschaum (rechts) an den Randplatten zusammengestellt. Das Elastomerlager mit Noppen war 10 mm dick und 60 mm breit. Die Platten wurden wie in den übrigen Versuchen mit einer Gesamtauflagertiefe von 70 mm verlegt, wobei das Einfließen des Vergussbetons am 10 mm tiefen Plattenüberstand hinter dem Lagerstreifen durch ein Fugendichtband verhindert wurde.



Bild 3.16: Auflagerdetail der Randplatten mit Noppenlager (links) und mit Bauschaum verschlossene Hohlkammern der Platte MV5/265 (rechts)

Mit dem Ziel eines praxisnahen Versuchsaufbaus sollten mögliche Zwängungen im Bauwerk berücksichtigt werden, welche die Verbundtragwirkung einer Decke erhöhen. Zu diesem Zweck wurde neben den Stahlblechen zur Simulation eines Kopfplattenanschlusses (Kapitel 3.3.5) ein umlaufender Ringanker mit $2\varnothing 12$ ausgebildet (Kapitel 3.2.2.2). Entsprechend einem externen Ringanker wurde die Längsbewehrung neben den Randplatten außerhalb der (simulierten) Kopfplatten durch den Trägersteg geführt und durch Steckbügel mit der Querbewehrung parallel zum Träger verbunden.

3.4 Baustoffuntersuchungen

Für die Baustoffuntersuchungen der Platten lieferten die Hersteller Bohrkerne aus den Stegen (MV5/265: $\varnothing 50$ mm; VMM VSD 25: $\varnothing 40$ mm) und Plattenstreifen mit 20 cm Länge. Die Bohrkerne wurden ausgehend vom oberen Plattenspiegel vertikal bis kurz oberhalb der unteren Spannstahllage entnommen. Vor den Versuchen wurden sie auf eine Schlankheit von $h/\varnothing = 2$ gekürzt. Zur Prüfung wurden die unteren Bohrkernabschnitte verwendet, so dass der Bereich der Arbeitsfuge bei den mittels Gleitschalung hergestellten Platten innerhalb der Versuchskörper lag. Alle Baustoffproben stammten aus den gleichen Chargen wie die getesteten Platten. In den Versuchen 1 - 4 führte das Institut für Begutachtung und Überwachung von Baustoffen GmbH (BÜW) in Herzogenrath zentrische Zugversuche zur Bestimmung von f_{ct} an jeweils sechs Bohrkernen durch. Bei den Versuchen 5 - 8 fanden jeweils drei Zugversuche bei BÜW und vier am IMB statt. Im Allgemeinen stimmten die Ergebnisse der Untersuchungen beider Institute gut überein, so dass alle Einzelergebnisse gemittelt wurden. An jeweils drei weiteren Bohrkernen wurden am IMB die Druckfestigkeit f_c und der E-Modul E_{cm} bestimmt.

Aus den 20 cm langen Plattenstreifen wurden Proben für Dreipunkt-Biegeversuche zur Bestimmung der Biegezugfestigkeit der Stege $f_{ct,fl,w}$ und des unteren Plattenspiegels $f_{ct,fl,fl}$ gesägt. Tabelle 3.4 fasst die aus je drei Einzelwerten gemittelten Baustoffkennwerte zusammen. Bei den Versuchen 1 und 2 wurde jeweils nur die Biegezugfestigkeit des Plattenspiegels bzw. der Stege bestimmt. Zur Beurteilung der Dreipunkt-Biegeversuche sind die Biegeschlankheiten L/h angegeben, wobei h der jeweiligen Stegbreite bzw. Dicke des Plattenspiegels entspricht.

Tabelle 3.4: Gemittelte Ergebnisse der Baustoffuntersuchungen an den Platten

Versuch		1	2	3	4	5	6	7	8
Plattentyp	[-]	MV5/265	VMM VSD 25	MV5/265	VMM VSD 25	VMM VSD 25	MV5/265	MV5/265	VMM VSD 25
Zugfestigkeit f_{ct}	[N/mm ²]	4,0	3,5	4,2	3,6	3,6	4,2	4,2	3,5
Rohdichte ρ	[kg/dm ³]	2,36	2,36	2,41	2,39	2,36	2,37	2,35	2,29
Druckfestigkeit f_c	[N/mm ²]	62,7	59,3	60,2	54,1	45,5	56,8	54,6	37,5 ⁽¹⁾
E-Modul E_{cm}	[N/mm ²]	41900	37800	44700	39500	44700	42900	39300	33000
Biegezugfestigkeit Stege $f_{ct,fl,w}$	[N/mm ²]	-	5,8 ⁽³⁾	6,4 ⁽⁴⁾	7,4 ⁽⁵⁾	7,5 ⁽⁵⁾	6,0 ⁽⁸⁾	6,1 ⁽⁸⁾	6,2 ⁽⁵⁾
Biegezugfestigkeit Plattenspiegel $f_{ct,fl,fl}$	[N/mm ²]	8,3 ⁽²⁾	-	6,3 ⁽²⁾	8,1 ⁽⁶⁾	7,4 ⁽⁷⁾	6,2 ⁽²⁾	5,4 ⁽²⁾	8,1 ⁽⁹⁾

⁽¹⁾ $f_{c,cube} = 63,5$ N/mm²; ⁽²⁾ $L/h = 220/32$ mm; ⁽³⁾ $L/h = 110/40$ mm; ⁽⁴⁾ $L/h = 200/56$ mm

⁽⁵⁾ $L/h = 210/40$ mm; ⁽⁶⁾ $L/h = 300/35$ mm; ⁽⁷⁾ $L/h = 100/35$ mm; ⁽⁸⁾ $L/h = 230/56$ mm; ⁽⁹⁾ $L/h = 200/52$ mm

Unterschiedliche Baustoffeigenschaften sind neben üblichen Streuungen auf den zeitlichen Abstand der Herstelltermine (Tabelle 3.2) und zum Teil auf unterschiedliche Produktionsstandorte für einen Plattentyp zurückzuführen. Der Querschnitt MV5/265 (DW Systembau) wurde durchgängig im Werk Brespa Chemnitz hergestellt. Der Plattentyp VMM VSD 25 (Echo) wurde für die Versuche 2 und 4 vom ELBE Spannbetonwerk in Vockerode, für Versuch 5 vom MS-Betonwerk in Dörth und für Versuch 8 vom ESDELO Spannbeton-Fertigdeckenwerk in Essen geliefert.

Die mittleren Baustoffkenngrößen des Vergussbetons sind in Tabelle 3.5 zusammengefasst. Zum Zeitpunkt der Großversuche wurden die Festbetoneigenschaften nach DIN 1048-5 /DIN91/ bestimmt.

Tabelle 3.5: Gemittelte Ergebnisse der Baustoffuntersuchungen am Vergussbeton

Versuch		1	2	3	4	5	6	7	8
Würfeldruckfestigkeit $f_{c,cube}$	[N/mm ²]	20,8	23,4	22,8	25,8	29,1	25,0	24,3	22,5
Zylinderdruckfestigkeit $f_c^{(1)}$	[N/mm ²]	18,2	20,1	21,0	23,9	25,2	21,6	22,1	20,3
E-Modul E_{cm}	[N/mm ²]	21100	22300	20800	23000	20900	18900	18200	18900
Spaltzugfestigkeit $f_{ct,sp}$	[N/mm ²]	1,5	1,7	1,6	2,0	2,2	1,5	1,8	1,6

⁽¹⁾ nach Durchführung der E-Modul Prüfung ermittelt

3.5 Messtechnik

3.5.1 Allgemeines

In den Referenzversuchen mit starr gelagerten Einzelplatten wurden lediglich die Prüfkraft und die Durchbiegungen gemessen. Neben der Durchbiegung unterhalb der Lasteinleitung wurde in einigen Versuchen auch die maximale Verformung im Feldbereich bestimmt (Kapitel 3.5.3).

In den Großversuchen mit biegeweicher Lagerung wurde die Messtechnik in Abhängigkeit der Versuchsparameter und nach den Erkenntnissen vorangegangener Versuche fortlaufend überarbeitet bzw. angepasst. Ausgewählte Durchbiegungen, Verschiebungen und Dehnungen wurden kontinuierlich mittels induktiver Wegaufnehmer (Typ HBM) und Dehnmessstreifen (Stahl: Typ HBM 1-LY61-3/120, Beton: Typ HBM 1-LY41-20/120) erfasst. Im Anhang sind Übersichten aller Messstellen gegeben. Darüber hinaus ist die jeweilige Messtechnik der einzelnen Versuche dargestellt. In den folgenden Kapiteln werden die unterschiedlichen Messgrößen näher beschrieben.

3.5.2 Prüfkraft

Die Belastung wurde in den Referenzversuchen an starr gelagerten Einzelplatten durch einen hydraulischen Prüfzylinder aufgebracht (Kapitel 3.2.1). Eine zugehörige, von der Materialprüfanstalt Nordrhein-Westfalen (MPA NRW) abgenommene Kraftmessdose (Prüfklasse 1) erfasste die aufgebrachten Prüfkraft.

Die Belastung der biegeweich gelagerten Deckenfelder erfolgte durch Hohlkolbenzylinder unterhalb des Prüfrahmens, welche die Platten über Zugstangen durch die jeweils mittlere Hohlkammer nach unten zogen (Kapitel 3.2.2). Die einwirkenden Kräfte wurden auf verschiedene Weisen gemessen. Vorab wurden die Zugstangen mit DMS versehen und ihre mittleren Dehnungen anhand einer geeichten Kraftmessdose mit den Zugkräften abgeglichen, so dass in den Großversuchen die Kräfte der einzelnen Zugstangen überprüft werden konnten. Zusätzlich ließen sich mit Öldruckmessdosen (Typ HBM P3MB), die in Vorversuchen zusammen mit den verwendeten Hohlkolbenzylindern ebenfalls anhand einer geeichten Kraftmessdose kalibriert worden waren, die durch jeweils fünf Hohlkolbenzylinder aufgebrachten Prüfkraft beider Deckenfelder bestimmen. Zuletzt erfassten Kraftmessdosen die Auflagerkräfte des IFB-Profils. An einem Auflager befand sich in allen Versuchen eine von der MPA NRW abgenommene Hohlkraftmessdose (Prüfklasse 2, Typ Dietrich A 4000/150). Zur Kontrolle der Messergebnisse wurde in den Versuchen 3 - 8 eine weitere Hohlkraftmessdose (Typ Dietrich A 3500/150) am zweiten Auflager verwendet. Die Kraftmessungen wurden tariert und gestartet, nachdem alle Hohlkolbenzylinder mit einer geringen Vorlast F ($F < 0,006 \cdot F_{Bruch}$) kraftschlüssig unter dem Prüfrahmen verspannt waren.

Die Querkraftbeanspruchung der Platten am IFB-Profil wurde aus den Messwerten der von der MPA NRW geprüften Hohlkraftmessdose am Auflager bestimmt. Die übrigen Kraftmessungen dienten zur Überprüfung der gleichförmigen Belastung beider Deckenfelder und zur Kontrolle. In allen Fällen waren die mittels Öldruck und DMS auf den Zugstangen ermittelten Prüfkraft je Deckenfeld in der Belastungsachse nahezu identisch. Die daraus berechnete Querkraftbeanspruchung der Platten am IFB-Profil stimmte wiederum gut mit der Beanspruchung überein, die anhand der Messwerte der Kraftmessdose am Auflager bestimmt wurde.

3.5.3 Durchbiegungen

Bei den Referenzversuchen zu den Deckenfeldern 1 - 4 wurde lediglich die Durchbiegung unterhalb der Lasteinleitung über den Hub des Prüfzylinders (Maschinenweg) gemessen. Bei den aufgezeichneten Durchbiegungen ist zu beachten, dass der Maschinenweg Setzungen der Lasteinleitungs konstruktion (Kalotte) und der Auflagerpunkte (Gipsschichten zur vollflächigen Lasteinleitung) beinhaltet. Zur Bestimmung der alleinigen Durchbiegung der Platten wurden in den Referenzversuchen zu den Deckenfeldern 5 - 8 induktive Wegaufnehmer (Typ HBM) mit externen Messgestellen verwendet. Die Wegaufnehmer wurden an jeweils beiden Rändern einer Platte in der Belastungsachse und im Bereich der maximalen Durchbiegung im Abstand $0,4 L$ vom belastungsnahen Auflager angeordnet.

In den Großversuchen wurde die maximale Durchbiegung im Feldbereich der Spannbeton-Fertigdecken in 2,45 m Abstand von der Mittelachse des IFB-Profils gemessen (D4, D7 - D9). Die Durchbiegung des IFB-Profils wurde in den Viertelpunkten (D1, D5, D6) und die der Querträger an den Endauflagern in Feldmitte (D2, D3) aufgezeichnet. Bei der Auswertung waren die Verformungen der Spannfelder und des Prüfrahmens zu berücksichtigen. Alle nachfolgend angegebenen bzw. dargestellten Durchbiegungen wurden ausgehend von den Messwerten bereits entsprechend bereinigt (Anhang).

Die Flanschdurchbiegung des IFB-Profils in Querrichtung wurde exemplarisch in der Längsfuge zwischen den Platten 3 und 4 in Versuch 2 gemessen (D10). Hierzu wurde unterhalb des Steges ein Messgestell am Zugflansch angebracht (Bild 3.17).

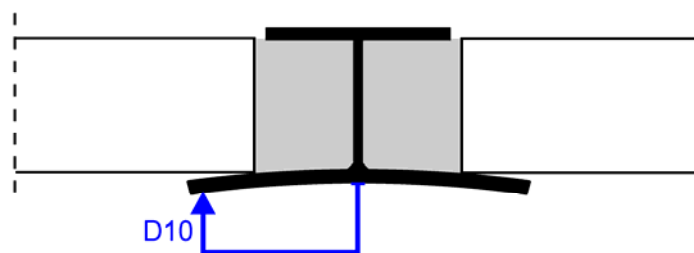


Bild 3.17: Messung der Flanschverformung (Messstelle D10)

Jeweils in Deckenfeld a der Versuche 3 und 4 wurde die horizontale Verschiebung der Platten durch seitliche Stahlträger behindert. Zur Überprüfung der Funktion des Gleitlagers zwischen den Platten und dem seitlichen Träger (Kapitel 3.3.5) zeichnete der Wegaufnehmer D11 die vertikale Relativverschiebung zwischen diesen Bauteilen auf.

3.5.4 Litzenschlupf

Der Schlupf ausgewählter Litzen in den mittleren Stegen der Platten 3, 4, 8 und 9 (L1 - L8) am IFB-Profil wurde anhand von Wegaufnehmern und Messgestellen entsprechend Bild 3.18 erfasst. Die Messstellen wurden im Mittelbereich der inneren Platten angeordnet, wo das Risiko einer Längsrissbildung infolge Querbiegung und Querkzug maximal ist. Anhand des Litzenschlupfs sollte eine mögliche Beeinträchtigung der Verbundfestigkeit im Spannkrafteinleitungsbereich infolge der Längsrissbildung erfasst werden.

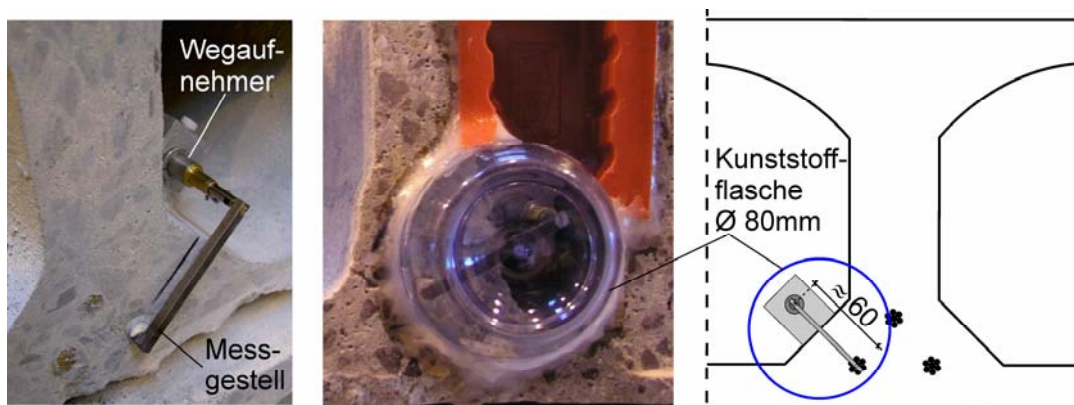


Bild 3.18: Messung des Litzeneinzugs

Die Wegaufnehmer waren in den Hohlkammern der Platten angeordnet und zusammen mit dem Messgestell durch den Boden einer Kunststoffflasche vor dem Vergussbeton geschützt.

3.5.5 Querverformung und Querdehnung der Platten

Die Querverformungen der Platten wurden mit Wegaufnehmern (QP1 - QP6) an der Unterseite gemessen (Bild 3.19, links). Die Länge der Messgestelle betrug 1,15 m, so dass mögliche Längsrisse (stufenartiger Verformungszuwachs) auf fast der gesamten Plattenbreite erfasst wurden. Alle Wegaufnehmer befanden sich im Abstand von 17 cm vom Plattenende bzw. 35 cm von der Mittelachse des Versuchsaufbaus.

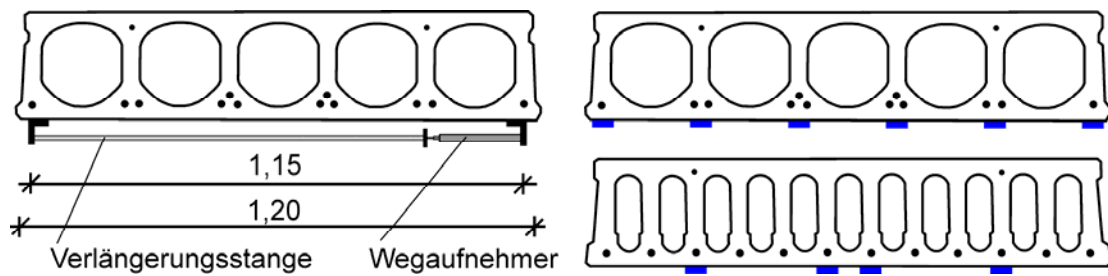


Bild 3.19: Messung der Querverformung (links) und der Querdehnung (rechts) der Platten

Zur Messung der lokalen Querdehnungen wurden DMS (QP7 - QP32) unterhalb der Spannritzen der Platten 3 - 5 und 8 - 10 angebracht. Die DMS sollten eine mögliche Längsrissbildung im Bereich der Litzen erfassen. Entsprechend Bild 3.19, rechts wurden beim Plattentyp MV5/265 bis zu 6 DMS (ein DMS unter jedem Steg) und beim Querschnitt VMM VSD 25 maximal 4 DMS angeordnet. Die DMS lagen wie die Wegaufnehmer im Abstand von 17 cm vom Plattenende.

3.5.6 Horizontalverschiebung der Platten

An einem Ende des IFB-Profils (Randplatten 5 und 10) wurden die horizontalen Verschiebungen des Zug- und Druckflansches in Querrichtung des Versuchsaufbaus von einem externen Messgestell mit den Wegaufnehmer H1 und H2 gemessen (Bild 3.20). Die Messstellen lagen jeweils 1 cm unter- bzw. oberhalb des Stegs. Anhand der Ergebnisse ließ sich die Auflagerendverdrehung des IFB-Profils bestimmen.

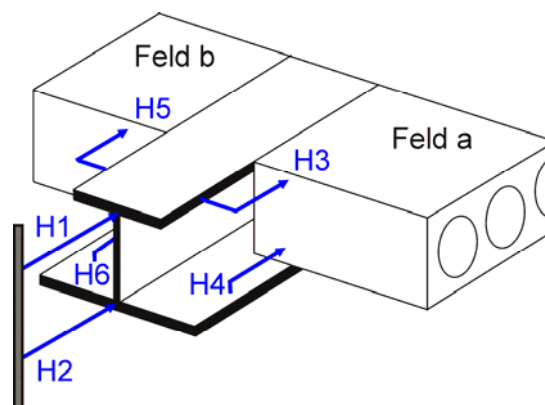


Bild 3.20: Messung der Horizontalverschiebungen des IFB-Profils und der Platten

Im gleichen Bereich wurden weiterhin die Relativverschiebungen zwischen dem IFB-Profil und den Randplatten 5 und 10 gemessen. In beiden Deckenfeldern erfassten Wegaufnehmer (H3 - H6) wie in Bild 3.20 dargestellt die Verschiebung zwischen dem unteren bzw. oberen Trägerflansch und dem zugehörigen Plattenspiegel. Die Messergebnisse dienten zur Ermittlung einer möglichen Schubverformung der Randplatten.

In den Versuchen 3 und 4 konnte die Messstelle H4 wegen der Behinderung der horizontalen Verschiebung der Platten durch seitliche Stahlträger (Kapitel 3.3.5) nicht angebracht werden. Stattdessen wurde ein Wegaufnehmer (H7) zwischen der Randplatte und dem seitlichen Stahlträger und ein weiterer (H8) zwischen dem Ende des IFB-Profils und dem seitlichen Träger angeordnet /Heg07/. Die Summe der Messwerte $H7 + H8$ entspricht somit annähernd der Relativverschiebung, die Wegaufnehmer H4 in den übrigen Versuchen ohne seitliche Stahlträger direkt erfasste.

3.5.7 Rissbildung der Längsfugen

Die horizontalen Verformungen der Längsfugen zwischen den Platten 3 - 5 und 8 - 10 wurden im Abstand von 17 cm vom Plattenende entsprechend Bild 3.21 an der Plattenober- und Unterseite gemessen (RL1 - RL7).

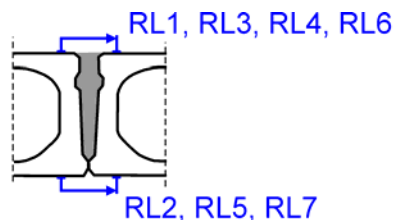


Bild 3.21: Messung der horizontalen Verformungen der Plattenlängsfugen

Die Messergebnisse geben Aufschluss über den Zeitpunkt der Rissbildung an der Ober- und Unterseite der Fugen, die Verdrehungen zwischen den Platten bei zunehmender Durchbiegung des IFB-Profils und mögliche Stauchungen der Fugen infolge horizontaler Zwängungen der Platten.

3.5.8 Auflagerverhalten der Platten

Das Auflagerverhalten der Platten 3, 5, 8 und 10 am Zugflansch des IFB-Profils wurde mit den Wegaufnehmern A1 - A4 unterhalb der mittleren Hohlkammern untersucht (Bild 3.22).

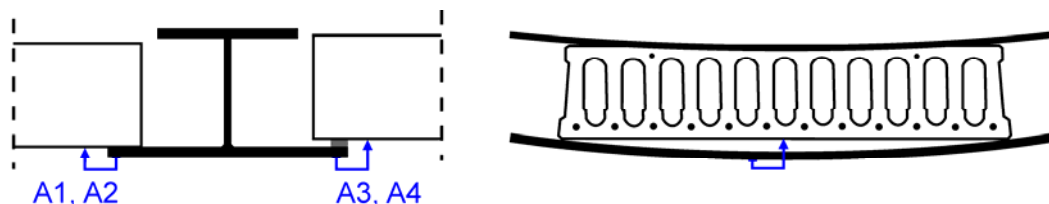


Bild 3.22: Messung einer Kluft bzw. Stauchung der Lagerfuge zwischen den Platten und dem Trägerflansch

Wenn die Platten in Querrichtung eine geringere Krümmung als das IFB-Profil erfahren oder aufgrund der Querbiegung des Zugflansches nicht mehr an dessen Vorderkante aufliegen (Bild 2.24), tritt eine entsprechende Klaffung zwischen Flansch und Plattenunterseite auf (positive Messwerte). Durch eine Kompression des Elastomers in der Lagerfuge und die Auflagerendverdrehung der Platten können sich diese jedoch auch relativ zum Flansch nach unten bewegen (negative Messwerte). Anhand der Messergebnisse sind Rückschlüsse auf die Verteilung der Auflagerpressungen bei unterschiedlicher Trägersteifigkeit sowie mit und ohne Elastomer in der Lagerfuge möglich.

3.5.9 Längs- und Querdehnung des IFB-Profiles

Die Längsdehnungen des IFB-Profiles am Druck- und Zugflansch wurden in den Viertelpunkten mit den DMS LI3 - LI8 gemessen. Zusätzlich wurden in der Verlängerung der Längsfugen (Fünftelpunkte) die Querdehnungen QI1 - QI4 des Zugflansches infolge der Auflagerung der Platten erfasst. Die Lage der DMS am Profilquerschnitt ist in Bild 3.23 dargestellt.

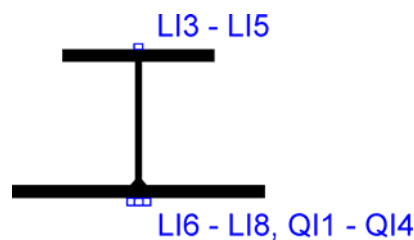


Bild 3.23: Messung der Längs- und Querdehnungen des IFB-Profiles

Die DMS LI3 - LI5 befanden sich am Druckflansch und LI6 - LI8 am Zugflansch. Die Querdehnungen wurden an der Unterseite des Zugflansches gemessen. Alle DMS lagen unter- bzw. oberhalb des Stegs in Flanschmitte. Die Messergebnisse dienten zur Überprüfung, ob sich die Träger bis zum Versuchsende linear-elastisch verhielten.

3.5.10 Dehnung der Plattenstege

Im Auflagerbereich der Randplatten 5 und 10 erfassten DMS die Beanspruchung der Stege (DP1 - DP14) und des oberen Spiegels (DP15, DP16). Die DMS wurden wie in Bild 3.24 dargestellt beidseitig am unteren und oberen Ende der zwei äußeren Stege am Rand des Deckenfelds angebracht. Bei der Platte MV5/265 wurden sie im Abstand von 17 cm vom Plattenende bzw. 35 cm von der Mittelachse des Versuchsaufbaus angebracht, beim Plattentyp VMM VSD 25 konnten sie nur 10 cm tief im Innern der schmalere Kammern appliziert werden. In Versuch 2 wurde bei Randplatte 10 zusätzlich der Plattenspiegel oberhalb der äußeren beiden Hohlkammern mit DMS in Querrichtung versehen.

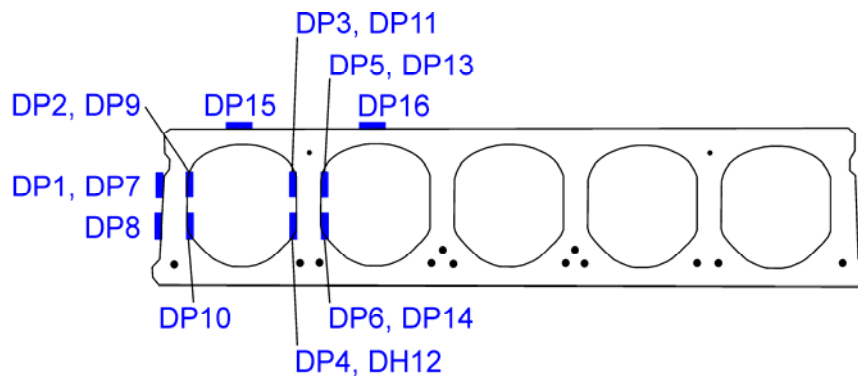


Bild 3.24: Messung der Betondehnungen der Platten

Die Messergebnisse sollten die Beanspruchung der Randplatten infolge der Verbundtragwirkung in Querrichtung der Decke belegen. Besonders die gegenüberliegenden DMS an den Stegenden erfassten mögliche Schubverzerrungen des Querschnitts.

3.5.11 Dehnung der Betonstahlbewehrung

Die Dehnungen der oberen und unteren Bewehrungslage am IFB-Profil in Querrichtung des Versuchsaufbaus wurden mit den Messstellen DB1 - DB4 erfasst. Die DMS lagen in Feldmitte des Trägers. In den Längsfugen zwischen den Platten 8 - 10 wurde auf Höhe der Plattenenden zusätzlich die Aktivierung der Fugenbewehrung anhand der Messstellen DB5 und DB6 überprüft. An den Endauflagern befand sich in Feldmitte der Ringbalken jeweils ein DMS an der unteren Bewehrungslage (DB7, DB8). Die Lage der Messstellen verdeutlicht Bild 3.25.

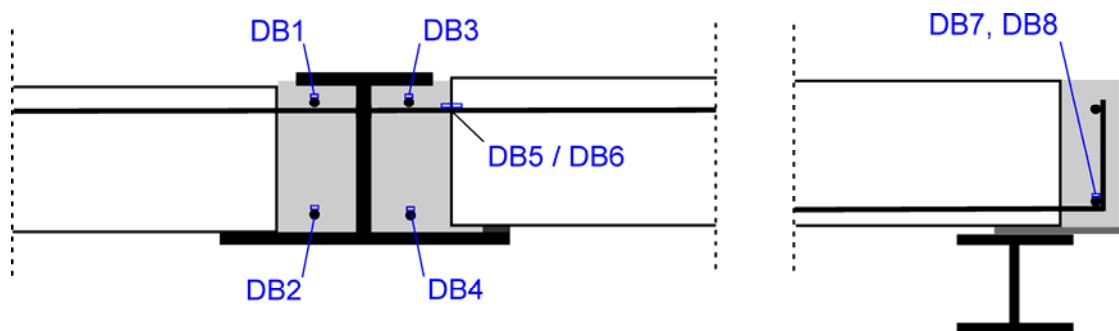


Bild 3.25: Messung der Dehnungen der Betonstahlbewehrung

Anhand der gemessenen Dehnungen der Bewehrung in Querrichtung der Decke lassen sich Rückschlüsse über die seitliche Verschiebung der Platten und des Vergussbetons mit zunehmender Trägerverformung ziehen. Die Messstellen DB5 und DB6 in Längsrichtung können neben der Aktivierung der Bewehrung den Zeitpunkt der Rissbildung der Vergussbetonfuge entlang des IFB-Profils erfassen.

3.6 Versuchsdurchführung

3.6.1 Starr gelagerte Einzelplatten

Die Durchführung der Versuche an starr gelagerten Einzelplatten zur Bestimmung eines Referenzwertes der Querkrafttragfähigkeit entsprach den Festlegungen des Sachverständigenausschusses „Spannbeton-Hohlplatten“ im DIBt (SVA). Gegenüber einer Versuchsdurchführung nach Anhang J der aktuellen Fassung von DIN EN 1168 /DIN09/ ergeben sich danach Unterschiede bzgl. der Anzahl und Oberlast der Lastzyklen sowie der Belastungsgeschwindigkeit. Entsprechend den Festlegungen des SVA fanden vor der Bruchbelastung neun Zyklen mit einer Oberlast $V_{o,s}$ statt (Bild 3.26).

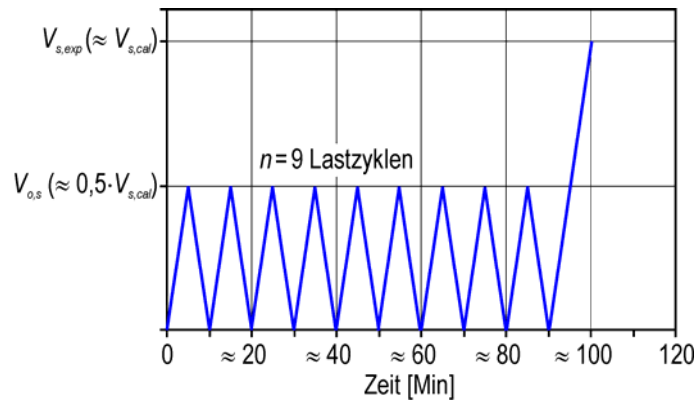


Bild 3.26: Belastungsablauf der Referenzversuche

Zur Bestimmung von $V_{o,s}$ wird mit zwei Modifikationen an der Bemessungsformel für die Querkrafttragfähigkeit nach den Zulassungen (Anhang) zunächst die Traglast $V'_{Rd,ct}$ berechnet:

$$V'_{Rd,ct} = f \cdot \frac{I_y \cdot b_w}{S_y} \left(\sqrt{\left(\frac{f_{ct,exp}}{\gamma_c} \right)^2 - \alpha_1 \cdot \sigma_{cd} \cdot \frac{f_{ct,exp}}{\gamma_c}} - \alpha_p \cdot \tau_{cpd} \right) \quad (3.1)$$

mit: $f_{ct,exp}$ Mittelwert der Betonzugfestigkeit aus zentrischen Zugversuchen

Der Abminderungsfaktor f zur Berücksichtigung von Maßstabeffekten aus der Plattendicke wird zu 1,0 gesetzt. Weiterhin wird anstelle des 5%-Quantilwerts der Betonzugfestigkeit der Mittelwert $f_{ct,exp}$ aus zentrischen Zugversuchen an Bohrkernen der untersuchten Platten (Kapitel 3.4) verwendet. Als Teilsicherheitsbeiwert für die Betonzugfestigkeit wird entsprechend den Zulassungen $\gamma_c = 1,8$ angesetzt. Aus der Traglast $V'_{Rd,ct}$ ergibt sich die Oberlast $V_{o,s}$:

$$V_{o,s} = \frac{1}{1/3 \cdot 1,35 + 2/3 \cdot 1,5} \cdot 1,3 \cdot V'_{Rd,ct} = 0,7 \cdot 1,3 \cdot V'_{Rd,ct} = 0,91 \cdot V'_{Rd,ct} \quad (3.2)$$

Die Festlegung der Oberlast durch den SVA nach Gleichung 3.2 hat eine Belastung bis auf das 1,3-fache Gebrauchslastniveau zum Ziel. Der mittlere Teilsicherheitsbeiwert

der Einwirkungen zur Ermittlung des Gebrauchslastniveaus wird dabei für einen Eigenlastanteil von 1/3 und einen Verkehrslastanteil von 2/3 am Bemessungswert der Einwirkungen bestimmt. Durch den Ansatz eines Teilsicherheitsbeiwertes für die Zugfestigkeit erfolgen die Lastzyklen auf Bemessungslastniveau, wobei die tatsächliche Zugfestigkeit der Probekörper berücksichtigt wird.

Die Be- und Entlastungsgeschwindigkeit betrug entsprechend den Festlegungen des SVA während des gesamten Versuchs 10 % der berechneten Bruchlast $V_{s,cal}$ je Minute. Die rechnerische Bruchlast $V_{s,cal}$ ergibt sich aus Gleichung 3.1 mit $\gamma_c = 1,0$. Da $V_{o,s} \approx 0,91/1,8 \cdot V_{s,cal} \approx 0,5 \cdot V_{s,cal}$ gilt, dauerte ein vollständiger Lastzyklus (Be- und Entlastung) etwa 10 Minuten. Inklusiv der abschließenden Bruchbelastung mit einer Dauer von ebenfalls ca. 10 Minuten lief ein Versuch rund 100 Minuten. Die Oberlasten der Zyklen und die rechnerischen Bruchlasten sind zum Vergleich mit den erreichten Traglasten für alle Versuche in Kapitel 3.7.2.1, Tabelle 3.6 zusammengestellt.

Nach DIN EN 1168 /DIN09/ sind lediglich zwei Lastzyklen mit einer Oberlast von mindestens 70 % des geforderten Bemessungswertes $V_{Rd,ct}$ der Bruchlast durchzuführen (mit $f_{ctd} = f_{ctk;0,05}/\gamma_c$ und $\gamma_c = 1,8$). Die Belastung während der Zyklen erfolgt innerhalb von zwei Minuten, eine Entlastungsgeschwindigkeit ist nicht vorgegeben. Bei der Bruchbelastung ist die Belastungsgeschwindigkeit stufenweise zu reduzieren. Bis 50 % der berechneten Bruchlast $V_{s,cal}$ werden innerhalb einer Minute und bis 75 % von $V_{s,cal}$ innerhalb einer weiteren Minute aufgebracht. Anschließend ist die Last analog zu den Regelungen des SVA mit maximal 10 % der Traglast $V_{s,cal}$ je Minute zu steigern.

3.6.2 Biegeweich gelagerte Deckenfelder

Die biegeweich gelagerten Deckenfelder wurden zu Beginn der Versuche bis auf Querkraftbeanspruchungen v von 40 - 75 kN/m belastet, bevor weitere Zyklen auf höherem Lastniveau stattfanden. In den Versuchen 1 - 4 wurde die Oberlast der Zyklen an der Rissbildung der Vergussfugen und einem aus der Traglast der Referenzversuche abgeleiteten Gebrauchslastniveau orientiert. Nach einer Rissbildung entlang des Trägers in Querrichtung der Decke rissen mit zunehmender Belastung und Lastspielzahl sukzessive die Vergussfugen zwischen den Platten in Längsrichtung (Kapitel 3.7.3). Für die letzten vier Großversuche wurde im SVA eine Vorgehensweise zur Berechnung der Oberlast $V_{o,bw}$ der Zyklen bei biegeweicher Lagerung in Anlehnung an die Regelungen bei starrer Lagerung abgestimmt. Danach wird zuerst die Oberlast $V_{o,s}$ für Querkraftversuche bei starrer Lagerung nach Gleichung 3.2 berechnet und anschließend mit dem zu erwartenden bzw. angestrebten Verhältnis zwischen der Querkrafttragfähigkeit bei biegeweicher Lagerung V_{bw} und bei starrer Lagerung V_s multipliziert:

$$V_{o,bw} = V_{o,s} \cdot \frac{V_{bw}}{V_s} \quad (3.3)$$

Das Verhältnis V_{bw}/V_s zur Anwendung von Gleichung 3.3 bei den Versuchen 5 - 8 wurde anhand der Erfahrungswerte aus den vorangegangenen Untersuchungen und der Ergebnisse der in Kapitel 4.5 beschriebenen numerischen Analysen festgelegt. Wie bei den Referenzversuchen mit starrer Lagerung fand die Bruchbelastung im zehnten Zyklus statt. Die Be- bzw. Entlastungsgeschwindigkeit wurde analog zur Oberlast ausgehend vom Zielwert bei starrer Lagerung mit dem Faktor V_{bw}/V_s angepasst.

Anzahl und Oberlast der Zyklen aller Großversuche sind zum Vergleich mit den erreichten Bruchlasten in Kapitel 3.7.2.2, Tabelle 3.7 zusammengefasst. Die Lastzyklen und Belastungsgeschwindigkeiten werden in Kapitel 3.7.2.3, Tabelle 3.9 unter Berücksichtigung der erreichten Tragfähigkeiten bei starrer und biegeweicher Lagerung mit den im SVA abgestimmten Festlegungen verglichen.

Die Belastung der gegenüberliegenden Deckenfelder erfolgte mit separaten Ölkreisläufen für die Hohlkolbenzylinder in jedem Feld. In den Versuchen 1 - 4 sollten nach Möglichkeit Bruchlasten für jedes Feld (mit unterschiedlichen Parametern) ermittelt werden. Daher wurde im Anschluss an den jeweils ersten Versuchsdurchgang eine Konstruktion aus Stahlträgern als Ersatz für die zuerst gebrochenen Platten entsprechend Bild 3.27 vorgesehen, um anschließend das intakte Deckenfeld bis zum Bruch zu belasten. Im zweiten Versuchsdurchgang wurde durch die Belastung der Ersatzkonstruktion eine annähernd symmetrische Beanspruchung des IFB-Profils erreicht.

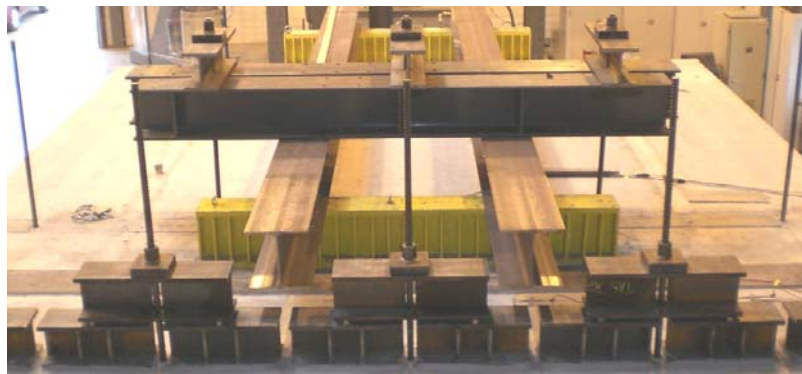


Bild 3.27: Ersatzkonstruktion anstelle eines bis zum Versagen belasteten Feldes

Nach Abschluss der Versuche 1 - 4 im Rahmen des ersten AiF-Forschungsvorhabens /Heg07/ wurde die Ermittlung von zwei Bruchlasten je Deckensystem kritisch bewertet (Kapitel 3.7.2.2). Daraufhin wurde in den verbleibenden Versuchen 5 - 8 jeweils nur eine Bruchlast ermittelt.

3.7 Ergebnisse

3.7.1 Allgemeines

Das grundlegende Tragverhalten und die Bruchlasten aller Versuche sind in Kapitel 3.7.2 zusammengestellt. Typische Last-Verformungs-Beziehungen und exemplarische Bruchbilder verdeutlichen die wichtigsten Versuchsbeobachtungen. Außerdem werden die Traglasten bei starrer und biegeweicher Lagerung verglichen und die Versuchsdurchführung hinsichtlich der Festlegungen des SVA „Spannbeton-Hohlplatten“ bewertet. In den nachfolgenden Kapiteln werden ausgewählte Messergebnisse zum Tragverhalten der biegeweich gelagerten Deckenfelder vorgestellt. Weitere Versuchsdaten befinden sich im Anhang.

3.7.2 Tragverhalten und Bruchlasten

3.7.2.1 Starr gelagerte Einzelplatten

Planmäßig wurden je Großversuch zwei Referenzversuche an starr gelagerten Einzelplatten durchgeführt, wobei alle getesteten Platten jeweils aus der gleichen Spannbahn stammten. Die Bezeichnungen der Referenzversuche setzen sich aus einer Ziffer für den zugehörigen Großversuch und einer fortlaufenden Nummer zusammen. Tabelle 3.6 fasst die Kennwerte der Versuchsdurchführung und die Querkrafttraglasten v_s in [kN/m] zusammen. Bei der Auswertung wurde das Eigengewicht der Platten und der Belastungseinrichtung berücksichtigt.

Während der Referenzversuche zu den Großversuchen 1 - 4 lagen die endgültigen Ergebnisse der Zugfestigkeitsprüfungen an Bohrkernen aus den untersuchten Platten noch nicht vor. Aus diesem Grund weichen die Oberlasten $v_{o,s,exp}$ in den Versuchen geringfügig von den nachträglich bestimmten rechnerischen Zielwerten $v_{o,s,cal}$ ab, eine Beeinflussung der Ergebnisse war jedoch nicht festzustellen. In den nachfolgenden Versuchen 5 - 8 wurde erst mit den Referenzversuchen begonnen, nachdem die Baustoffuntersuchungen vollständig abgeschlossen waren.

Bei den Großversuchen 5 und 6 wurden als Randplatten modifizierte Querschnitte ohne Randkammern (Platte VMM VSD 25, Kapitel 3.3.7) bzw. mit werkseitig verfüllten Hohlkammern (Platte MV5/265, Kapitel 3.3.8) eingesetzt. Um Informationen über die Auswirkung dieser Maßnahmen bei starrer Lagerung zu erhalten, wurden jeweils zwei zusätzliche Referenzversuche mit den modifizierten Platten durchgeführt.

Tabelle 3.6: Ergebnisse der Referenzversuche

Versuch	Plattentyp	Oberlast $v_{o,s,exp}$	rechnerische Bruchlast $v_{s,cal}$	Bruchlast $v_{s,exp}$		$v_{s,exp}/v_{s,cal}$
[-]	[-]	[kN/m]	[kN/m]	Einzelwerte	Mittelwert	[-]
R 1-1	MV5/265	102 ⁽¹⁾	229 ($f_{ct} = 4,0$)	244	239	1,04
R 1-2				234		
R 2-1	VMM VSD 25	159 ⁽²⁾	278 ($f_{ct} = 3,5$)	276	266	0,96
R 2-2				255		
R 3-1	MV5/265	122 ⁽³⁾	240 ($f_{ct} = 4,2$)	263	268	1,12
R 3-2				273		
R 4-1	VMM VSD 25	157 ⁽⁴⁾	285 ($f_{ct} = 3,6$)	293	282	0,99
R 4-2				271		
R 5-1	VMM VSD 25	144	285 ($f_{ct} = 3,6$)	328	300	1,05
R 5-2				272		
R 5-3	VMM VSD 25 ⁽⁵⁾	163 ⁽⁵⁾	330 ($f_{ct} = 3,6$) ⁽⁵⁾	332	329	1,00 ⁽⁵⁾
R 5-4				326		
R 6-1	MV5/265	120	240 ($f_{ct} = 4,2$)	259	255	1,06
R 6-2				251		
R 6-3	MV5/265 ⁽⁶⁾	120 ⁽⁶⁾	240 ($f_{ct} = 4,2$) ⁽⁶⁾	300	313	1,30 ⁽⁶⁾
R 6-4				325		
R 7-1	MV5/265	120	240 ($f_{ct} = 4,2$)	247	246	1,03
R 7-2				246		
R 8-1	VMM VSD 25	140	278 ($f_{ct} = 3,5$)	274	281	1,01
R 8-2				288		

⁽¹⁾ rechnerischer Zielwert $v_{o,s,cal} = 114$ kN/m; ⁽²⁾ rechnerischer Zielwert $v_{o,s} = 140$ kN/m

⁽³⁾ rechnerischer Zielwert $v_{o,s,cal} = 120$ kN/m; ⁽⁴⁾ rechnerischer Zielwert $v_{o,s} = 144$ kN/m

⁽⁵⁾ modifizierter Plattenquerschnitt ohne Randkammern

⁽⁶⁾ Platte mit werkseitig verfüllten Hohlkammern (Verfüllung rechnerisch nicht berücksichtigt)

Ein Vergleich der rechnerischen und mittleren experimentellen Bruchlasten zeigt, dass die Querkrafttragfähigkeit v_s bei starrer Lagerung mit Gleichung 3.1 (Zulassungsformel) zutreffend ermittelt wird. Abgesehen von den Referenzplatten zu Großversuch 3 weichen $v_{s,exp}$ und $v_{s,cal}$ der nicht modifizierten Querschnitte um maximal 6 % voneinander ab. Im Mittel liegen die experimentellen geringfügig über den rechnerischen Bruchlasten, nur bei Versuch 3 ist die Abweichung mit 12 % deutlicher. Die modifizierten Platten der Versuche 5 und 6 erreichen höhere Traglasten als die Standardquerschnitte, wobei die monolithisch hergestellten Platten ohne Randkammern für Versuch 5 sich ebenfalls gut berechnen ließen. Lediglich die werkseitige Verfüllung der Hohlkammern in Versuch 6 konnte bei der Bemessung nicht zutreffend erfasst

werden. Zum einen waren die Kammern nur bis in rund 30 cm Tiefe verfüllt und zum anderen wird bei der Berechnung als Vollquerschnitt nicht die Schwachstelle in Form der Verbundfuge zwischen Verguss und Platte berücksichtigt.

Bild 3.28 stellt typische Last-Verformungs-Beziehungen am Beispiel der Referenzversuche R 6-1 und R 8-1 mit dem Plattentyp MV5/265 bzw. VMM VSD 25 dar.

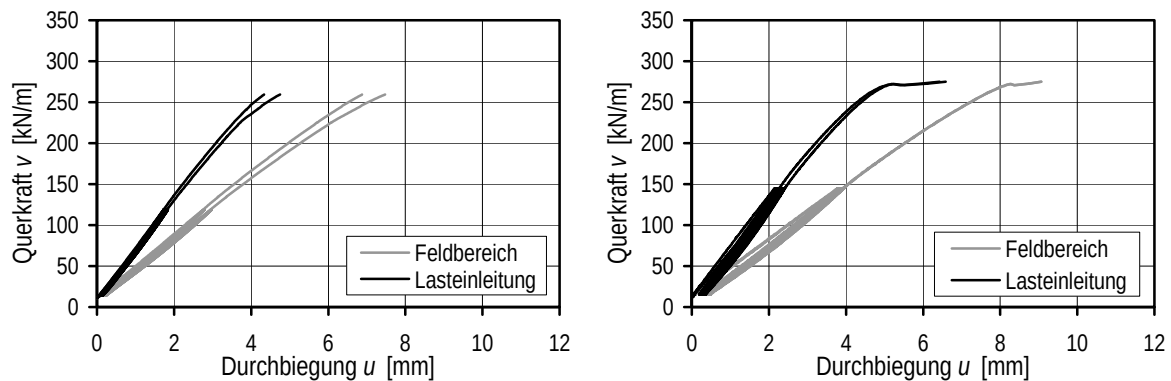


Bild 3.28: Last-Verformungs-Beziehungen der Referenzversuche R 6-1 (links, Platte MV5/265) und R 8-1 (rechts, Platte VMM VSD 25)

Während der Lastzyklen nahm die Durchbiegung beim Erreichen der Oberlast nur geringfügig zu. In allen Versuchen war nach den Lastzyklen keine Schädigung der Platten festzustellen. Bei der anschließenden Belastung bis zum Bruch stiegen die Durchbiegungen in den meisten Fällen annähernd linear an, bis es zu einem schlagartigen Schubzugversagen kam (Bild 3.28, links). Vor dem Erreichen der Bruchlast wurde keine Rissbildung beobachtet und die Platten versagten ohne Vorankündigung auf der gesamten Breite. Bei den Referenzplatten vom Typ VMM VSD 25 zu Großversuch 4 wurden nach dem Bruch unterhalb der Lasteinleitungsstelle vereinzelt Biegerisse mit kleinen Rissbreiten und -tiefen festgestellt, die das Schubzugversagen jedoch nicht beeinflusst hatten. In den Referenzversuchen zu den Großversuchen 5 und 8 mit dem gleichen Plattentyp traten zum Teil deutlichere Biege- und Biegeschubrisse vor dem Versagen auf. Aufgrund des größeren Steganteils bei gleichzeitig geringerer Dicke war beim Querschnitt VMM VSD 25 ein Biegeschubversagen oder ein Verankerungsversagen wahrscheinlicher als beim Typ MV5/265. Die Last konnte jedoch nach der Rissbildung unter stärker zunehmenden Verformungen weiter gesteigert werden (Bild 3.28, rechts), bis letztendlich wie bei den übrigen Referenzversuchen ein schlagartiges Schubzugversagen mit geneigtem Schubriss auftrat. Ein ähnliches Tragverhalten wurde auch in den Versuchen an modifizierten Querschnitten beider Plattentypen ohne bzw. mit werkseitig verfüllten Randkammern beobachtet (Großversuche 5 und 6).

Bild 3.29 stellt die Bruchbilder der Referenzversuche R 6-1 und R 8-1 dar. Entsprechend dem beschriebenen Tragverhalten trat bei Referenzversuch R 6-1 mit dem Plattentyp MV5/265 lediglich ein einzelner Schubzugriss auf. In Versuch R 8-1 mit der

Platte VMM VSD bildeten sich dagegen vor dem Schubzugversagen Biegerisse unterhalb der Lasteinleitung (im Foto nicht sichtbar) und ein steiler geneigter Schubriss.



Bild 3.29: Bruchbilder der Referenzversuche R 6-1 (links, Platte MV5/265) und R 8-1 (rechts, Platte VMM VSD 25)

Unabhängig von einer vorangegangenen Biege- oder Biegeschubrissbildung war in vielen Fällen ein lauter Knall beim Auftreten des maßgebenden Schubzugrisses zu hören. Es bildeten sich Risse mit Neigungen zwischen 25 - 50°, die in der Druckzone zum Lasteinleitungspunkt und in einigen Fällen auf Höhe der Spannlitzen zum Auflager hin abflachten. Im Anhang befinden sich die Last-Verformungs-Beziehungen und die Bruchbilder aller Referenzversuche.

3.7.2.2 Biegeweich gelagerte Deckenfelder

Die Bezeichnungen der Großversuche bestehen aus einer fortlaufenden Nummer und Buchstaben zur Unterscheidung der gegenüberliegenden Deckenfelder (a: Platten 1 - 5, b: Platten 6 - 10, Bild 3.3). In den Deckenfeldern der Versuchsaufbauten 1 - 4 wurden jeweils gleichzeitig mehrere Parameter variiert, so dass nach Möglichkeit durch wiederholte Belastung eine Bruchlast für jedes Feld ermittelt wurde. Die Deckenfelder der Versuche 5 - 8 wurden jeweils einheitlich ausgeführt und es fand nur eine Bruchbelastung statt. Tabelle 3.7 fasst die Oberlast und Anzahl der Zyklen, die erreichten Querkrafttraglasten v_{bw} mit Angabe der für das Versagen maßgebenden Platten sowie die zugehörigen Mittendurchbiegungen des IFB-Profils in den Großversuchen zusammen. Bei allen angegebenen Querkraftbeanspruchungen der Platten am IFB-Profil wurde das Eigengewicht der Platten, des Vergussbetons und der Lasteinleitungskonstruktion eingerechnet. Die daraus resultierende Querkraftbeanspruchung betrug 11,9 kN/m beim Plattentyp MV5/265 bzw. 12,7 kN/m beim Typ VMM VSD 25 (inkl. 2,5 kN/m durch die Belastungseinrichtung).

Tabelle 3.7: Ergebnisse der Großversuche

Versuch	Plattentyp	Oberlast $v_{o,bw}$ / Anzahl Zyklen n	Bruch- last v_{bw}	Bruch- platte	max. Durchbiegung IFB-Profil u_{IFB}
[-]	[-]	[kN/m] / [-]	[kN/m]	[-]	[mm]
1-b	MV5/265	40/4, 55/3 ⁽¹⁾	158	10	56,2 (L/107)
1-a		40/4, 55/3 ⁽¹⁾ , 90/1 ⁽¹⁾	160	1, 5	57,5 (L/104) ⁽²⁾
2-a	VMM VSD 25	50/3, 90/9	162	5	31,4 (L/191)
2-b		50/3, 90/10	162 ⁽³⁾	10	34,8 (L/172) ⁽⁴⁾
3-a	MV5/265	55/2, 85/8, 110/2	182 ⁽⁵⁾	1, 10	31,5 (L/190)
3-b					
4-a	VMM VSD 25	55/2, 75/2, 100/7	168 ⁽⁵⁾	5, 10	29,1 (L/206)
4-b					
5	VMM VSD 25	55/1, 75/1, 95/1, 110/9	157	10	26,8 (L/224)
6	MV5/265	55/1, 75/1, 95/9	200	10	34,9 (L/172)
7	MV5/265	55/1, 75/1, 95/9	174	1, 6 ⁽⁶⁾	32,5 (L/185)
8	VMM VSD 25	55/1, 75/1, 95/1, 105/9	161	4, 5, 10 ⁽⁷⁾	29,8 (L/201)

⁽¹⁾ Entlastung lediglich bis auf $v = 40$ kN/m

⁽²⁾ inkl. 4,6 mm Durchbiegung nach Entlastung des ersten Versuchsdurchgangs (Bruch in Feld 1-b)

⁽³⁾ Bruchlast 138 kN/m nicht zur Auswertung herangezogen (kleiner als im ersten Versuchsdurchgang)

⁽⁴⁾ inkl. 2,6 mm Durchbiegung nach Entlastung des ersten Versuchsdurchgangs (Bruch in Feld 2-a)

⁽⁵⁾ gegenüberliegende Deckenfelder versagten gleichzeitig

⁽⁶⁾ zudem Schubrissbildung im Ringanker an den Platten 5 und 10

⁽⁷⁾ zudem Schubrissbildung im Ringanker an den Platten 1 und 6

Das Tragverhalten der untersuchten Deckenfelder war trotz unterschiedlicher Versuchsparameter in weiten Teilen vergleichbar. Bereits während der ersten Probelastungen begann bei Querkraftbeanspruchungen von 50 - 85 kN/m die Rissbildung der Vergussbetonfuge entlang des IFB-Profils. Während der anschließenden Lastzyklen mit etwa 90 - 110 kN/m Oberlast rissen sukzessive die Längsfugen zwischen den Platten. Bei der Bruchbelastung kam es abgesehen von den Versuchen 1 (biegeweicheres IFB-Profil), 5 (Platten ohne Randkammern) sowie 7 und 8 (umlaufender Ringanker) zu einem schlagartigen Schubzugversagen einzelner oder mehrerer Randplatten. Unmittelbar im Anschluss versagten die benachbarten inneren Platten der betroffenen Felder. Auch in den Versuchen 1, 5, 7 und 8 war ein Schubzugversagen maßgebend, allerdings kündigte sich der Bruch durch eine zunehmende Schubrissbildung an und verlief etwas duktiler.

Der Ablauf der einzelnen Versuche ist im Anhang tabellarisch zusammengefasst. Eine mehrfache Belastung (im jeweils zweiten Versuchsdurchgang mit der Ersatzkonstruktion aus Bild 3.27) fand bei den Versuchsaufbauten 1 und 2 statt. Im ersten Versuchsaufbau versagte zunächst Deckenfeld b (Platte 10) und im zweiten Feld a (Platte

te 5). Bleibende Verformungen und Verschiebungen der intakten Deckenfelder nach dem jeweils ersten Durchgang wurden bei der Auswertung des zweiten Durchgangs (Versuche 1-a und 2-b) berücksichtigt. Die gegenüber Versuch 2-a geringere Traglast in Versuch 2-b ist auf eine Vorschädigung des Deckenfeldes b während der ersten Bruchbelastung zurückzuführen. Daher ist die bei der zweiten Belastung erreichte Querkrafttragfähigkeit nicht zur Auswertung heranzuziehen. Es ist nicht auszuschließen, dass auch im ersten Versuchsaufbau zu Beginn der Wiederbelastung (Versuch 1-a) eine entsprechende Vorschädigung vorlag. In den Versuchen 3 und 4 versagten die Randplatten beider Deckenfelder trotz unterschiedlicher Parameter gleichzeitig. Offenbar sind die Ergebnisse eines zweiten Versuchsdurchgangs nur mit Einschränkungen und Umsicht zu verwenden. Aussagen zum Tragverhalten werden in der vorliegenden Arbeit daher nur aus den Erstbelastungen abgeleitet. Weitere Informationen zur mehrfachen Bruchbelastung der Versuchsaufbauten 1 und 2 sowie die vollständigen Messergebnisse befinden sich im Anhang.

Eine wesentliche Fragestellung war der Einfluss der Trägerverformung auf die Querkrafttragfähigkeit. In Bild 3.30 sind die Last-Verformungs-Beziehungen in Feldmitte der IFB-Profile beim jeweils ersten Versuchsdurchgang dargestellt.

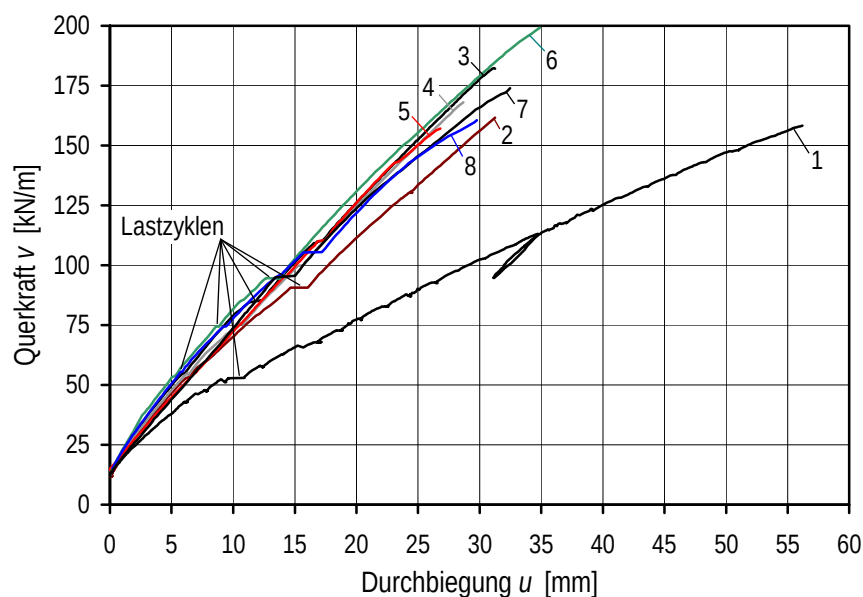


Bild 3.30: Last-Verformungs-Beziehungen der Großversuche

Im Anfangsbereich der Kurven sind die vor der Bruchbelastung durchgeführten Lastzyklen zu erkennen. Zur besseren Übersicht sind anstelle der vollständigen Be- und Entlastungspfade lediglich die Verformungszuwächse beim Erreichen der Oberlast dargestellt. In allen Versuchen führte die Rissbildung der Vergussfugen in Längs- und Querrichtung zu einem Steifigkeitsverlust während der Lastzyklen. Besonders durch die Rissbildung der Fuge entlang des IFB-Profils wurde die Verbundtragwirkung zwischen Träger und Platten vermindert. Im ersten Versuch mit dem biegeweicheren IFB-Profil war der relative Steifigkeitsverlust am größten und ist entsprechend gut zu

erkennen. Bei der weiteren Belastung nahmen die Verformungen annähernd linear zu, bis es bei Querkraftbeanspruchungen zwischen 157 - 200 kN/m zum Schubzugversagen kam. Die maximale Durchbiegung des weicheren IFB-Profils in Versuch 1 betrug 56 mm und die des steiferen Trägers in den übrigen Versuchen im Mittel 30 mm, was auf die Spannweite bezogenen Verformungen von ca. $L/100$ bzw. $L/200$ entspricht.

Durch die Behinderungen der horizontalen Verschiebung der Platten in Querrichtung wurde die Steifigkeit der Decken in den Versuchen 3 - 8 erhöht, wie ein Vergleich mit Versuch 2 belegt. Die Verbundtragwirkung zwischen IFB-Profil, Vergussbeton und Platten in Querrichtung der Decke war somit größer. Gegenüber den eingeschweißten Stahlblechen an den Auflagern des IFB-Profils (Versuche 3 - 8) erhöhte die zusätzliche Zwängung durch seitliche Stahlträger in den Deckenfeldern 3-a und 4-a die Gesamtsteifigkeit nur geringfügig. Versuch 6 mit werkseitig verfüllten Hohlkammern der Randplatten besaß die größte Steifigkeit. Der umlaufende Ringanker in den Versuchen 7 und 8 lieferte keinen nennenswerten Steifigkeitsbeitrag am IFB-Profil.

Eine Verdrillung der Deckenfelder wurde durch gleichförmige Durchbiegungen des IFB-Profils und der Querträger an den Endauflagern weitestgehend vermieden. Das IFB-Profil in der Mitte des Versuchsaufbaus verformte sich stets etwas stärker als die Querträger an den Enden. Die Differenz der maximalen Durchbiegungen im Bruchzustand betrug zwischen 2,7 mm und 11,1 mm, was einer Neigung der Plattenlängsachse von $0,03^\circ$ bis $0,13^\circ$ entspricht. Weitere Informationen befinden sich im Anhang.

Anhand der Längs- und Querdehnungen der IFB-Profile wurde überprüft, dass sich die Träger bis zum Versagen der Platten linear-elastisch verhielten und somit das Tragverhalten nicht durch plastische Verformungen beeinflussten. In Versuch 1 mit dem schlankeren IFB-Profil wurde eine maximale Druckzonenstauchung von -1,9 ‰ gemessen, so dass der charakteristische Wert der Streckgrenze der Stahlgüte S355 überschritten wurde. Offenbar hatte der Träger jedoch eine ausreichende Überfestigkeit und verhielt sich bis zum Versuchsende elastisch, was eine gleichmäßige Zunahme der Durchbiegung (Bild 3.30) und der Dehnungen (Anhang) bis zum Bruch belegt. Beim steiferen IFB-Profil wurde die Streckgrenze deutlich nicht erreicht.

Bild 3.31 zeigt typische Bruchbilder der Randplatten am Beispiel der Versuche 6 und 7. Wie dargestellt war bei den Versuchen 7 und 8 im eingebauten Zustand lediglich das Rissbild des Ringankers zu sehen und die Randplatten konnten erst nach dem Ausbau untersucht werden. Eindeutige Unterschiede zwischen den Versagensrissen der beiden Plattentypen waren nicht festzustellen. Kammerverrüllungen bzw. die Herstellung von Platten ohne Randkammern und die Ausbildung eines Ringankers beeinflussten ebenfalls nicht die Versagensform, sondern lediglich die Versagensduktilität. In allen Versuchen war der Bruch der Platten deutlich zu hören.

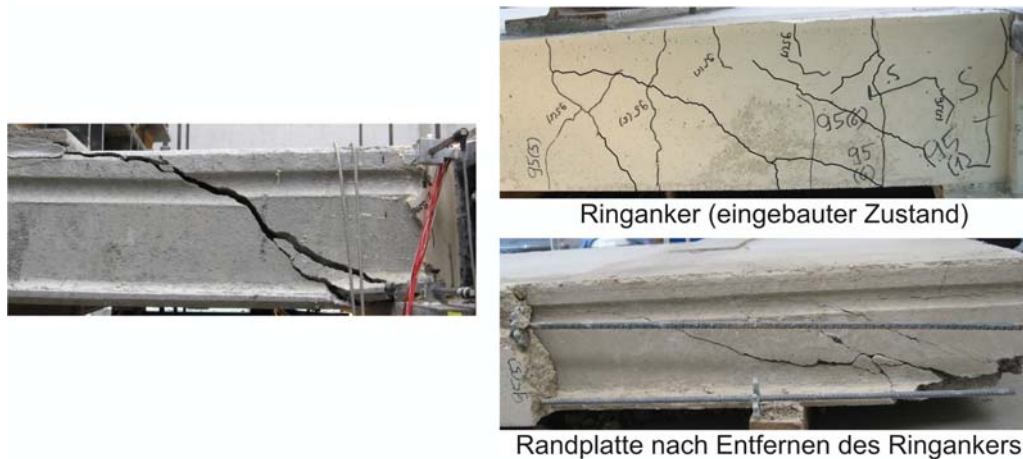


Bild 3.31: Bruchbilder der Versuche 6 (links, Platte 10) und 7 (rechts, Platte 1)

Die Neigung der maßgebenden Schubzugrisse betrug etwa $25 - 45^\circ$. In vielen Fällen bildeten sich flache Risse, die zwischen der Vorderkante der Lasteinleitungsträger und des IFB-Flansches verliefen. Zum Teil flachten die Risse in der Druckzone zum Last-einleitungspunkt hin ab. Die vollständigen Last-Verformungs-Beziehungen und Bruchbilder der Großversuche befinden sich im Anhang.

3.7.2.3 Zusammenfassung

Tabelle 3.8 fasst die rechnerischen ($v_{s,cal}$) und experimentellen ($v_{s,exp}$) Traglasten bei starrer Lagerung sowie die Bruchlasten der Großversuche (v_{bw}) zusammen. Die Verhältnisse der Traglasten bei starrer und biegeweicher Lagerung v_{bw}/v_s werden den maximalen Trägerdurchbiegungen in den Großversuchen gegenübergestellt.

Bezogen auf die Bruchlasten der Referenzversuche wurden in den Großversuchen Tragfähigkeiten $v_{bw}/v_{s,exp}$ von 52 - 78 % erreicht. Da die rechnerische Traglast bei starrer Lagerung in den meisten Referenzversuchen überschritten wurde (Kapitel 3.7.2.1), ergeben sich darauf bezogen höhere relative Tragfähigkeiten $v_{bw}/v_{s,cal}$ zwischen 55 - 83 %. Gelingt es anhand von Querkraftversuchen an Einzelplatten bei starrer Lagerung nachzuweisen, dass ein Querschnitt die rechnerische Traglast sicher übersteigt, stellt das Verhältnis $v_{bw}/v_{s,cal}$ eine sinnvolle und wirtschaftliche Bezugsgröße für die rechnerische Querkrafttragfähigkeit bei biegeweicher Lagerung dar.

Dass die Platten des Typs VMM VSD 25 trotz eines größeren Steganteils vergleichbare absolute Traglasten wie die des Typs MV5/265 erreichten, ist auf ihre geringere Zugfestigkeit f_{ct} zurückzuführen (Kapitel 3.4, Tabelle 3.4). Bei starrer Lagerung war erwartungsgemäß ein Einfluss der Summe der Stegbreiten und der Zugfestigkeit feststellbar, die Anzahl der Stege oder die Hohlkammerform wirkten sich nicht nennenswert auf die Querkrafttragfähigkeit aus. Bei biegeweicher Lagerung war die bezogene Tragfähigkeit v_{bw}/v_s des Querschnitts MV5/265 in allen Versuchen größer als die des Plattentyps VMM VSD 25. Mögliche Einflüsse der Querschnittsform auf das Tragverhalten wurden daher anhand numerischer Analysen weiter untersucht (Kapitel 4.4.2).

Tabelle 3.8: Zusammenfassung der Ergebnisse der Referenz- und Großversuche

Versuch	Plattentyp	rechnerische Bruchlast $v_{s,cal}$	experimentelle Bruchlast $v_{s,exp}$	Bruchlast v_{bw}	$v_{bw}/v_{s,cal}$	$v_{bw}/v_{s,exp}$	Durchbiegung IFB-Profil u_{IFB}
[-]	[-]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[%]	[%]	[mm]
1-b	MV5/265	229	239	158	69	66	56,2 (L/107)
1-a				160	70	67	57,5 (L/104) ⁽¹⁾
2-a	VMM VSD 25	278	266	162	58	61	31,4 (L/191)
2-b				162 ⁽²⁾			34,8 (L/172) ⁽³⁾
3-a	MV5/265	240	268	182 ⁽⁴⁾	76	68	31,5 (L/190)
3-b							
4-a	VMM VSD 25	285	282	168 ⁽⁴⁾	59	60	29,1 (L/206)
4-b							
5	VMM VSD 25	285 ⁽⁵⁾	300 ⁽⁵⁾	157	55	52	26,8 (L/224)
6	MV5/265	240 ⁽⁵⁾	255 ⁽⁵⁾	200	83	78	34,9 (L/172)
7	MV5/265	240	246	174	73	71	32,5 (L/185)
8	VMM VSD 25	278	281	161	58	57	29,8 (L/201)

⁽¹⁾ inkl. 4,6 mm Durchbiegung nach Entlastung des ersten Versuchsdurchgangs (Bruch in Feld 1-b)

⁽²⁾ Bruchlast 138 kN/m nicht zur Auswertung herangezogen (kleiner als im ersten Versuchsdurchgang)

⁽³⁾ inkl. 2,6 mm Durchbiegung nach Entlastung des ersten Versuchsdurchgangs (Bruch in Feld 2-a)

⁽⁴⁾ gegenüberliegende Deckenfelder versagten gleichzeitig

⁽⁵⁾ Traglast des nicht modifizierten Standardquerschnitts

Als maßgebender Parameter einer biegeweichen Lagerung wird häufig die Durchbiegung des Trägers verwendet, auf dem die Spannbeton-Fertigdecken aufgelagert sind. Zum Einfluss der Trägerverformung auf das Tragverhalten werden die Versuche 1, 3 und 7 mit dem Plattentyp MV5/265 verglichen. In diesen Versuchen wurden trotz unterschiedlicher Trägersteifigkeiten und den verschiedenen damit verbundenen Durchbiegungen annähernd gleiche relative Tragfähigkeiten v_{bw}/v_s erreicht. Auch wenn beim Vergleich der Versuche weitere Parameter zu berücksichtigen sind, wird die Beobachtung von *Pajari* /Paj95/ bestätigt, dass die Abminderung der Querkrafttragfähigkeit nicht allein auf die Trägerverformung zurückzuführen ist. Der Zusammenhang zwischen dem Tragverhalten und der Trägerverformung wird ohne Einflüsse aus anderen Parametern und in einem größeren Wertebereich der Trägersteifigkeit in Kapitel 4.6 anhand numerischer Analysen untersucht.

Mit den in Tabelle 3.8 zusammengestellten Traglasten ist die Durchführung der Großversuche im Hinblick auf die Anforderungen des SVA „Spannbeton-Hohlplatten“ im DIBt zu bewerten. Tabelle 3.9 fasst die rechnerische Oberlast $v_{o,s,cal}$ bei starrer Lage-

rung und das Traglastverhältnis $v_{bw}/v_{s,exp}$ der Versuche zusammen. Nach Gleichung 3.3 lässt sich aus diesen Werten nachträglich die erforderliche Oberlast $v_{o,bw,cal}$ der Großversuche berechnen. Aus der erreichten Traglast v_{bw} ist die rechnerische Belastungsgeschwindigkeit zu bestimmen (Kapitel 3.6). Die rechnerischen Zielwerte der Versuchssteuerung sind den Istwerten gegenübergestellt.

Tabelle 3.9: Auswertung der Lastzyklen und der Belastungsgeschwindigkeit in den Großversuchen

Versuch	Plattentyp	rechnerische Oberlast $v_{o,s,cal}$	$v_{bw}/v_{s,exp}$	rechnerische Oberlast $v_{o,bw,cal}$ ($v_{o,s,cal} \cdot v_{bw}/v_{s,exp}$)	Oberlast $v_{o,bw}/$ Anzahl Zyklen n im Versuch	Bruchlast v_{bw}	rech. Belastungs- geschwindigkeit ($0,1 \cdot v_{bw}$)	Belastungsgeschwin- digkeit im Versuch
[-]	[-]	[kN/m]	[%]	[kN/m]	[kN/m] / [-]	[kN/m]	[kN/m je Min]	[kN/m je Min]
1 ⁽¹⁾	MV5/265	114	66	75	40/4, 55/3	158	15,8	5,1
2 ⁽²⁾	VMM VSD 25	140	61	85	50/3, 90/9	162	16,2	17,5
3 ⁽³⁾	MV5/265	120	68	82	55/2, 85/8, 110/2	182	18,2	18,8
4 ⁽³⁾	VMM VSD 25	144	60	86	55/2, 75/2, 100/7	168	16,8	19,4
5	VMM VSD 25	144	52	75	55/1, 75/1, 95/1, 110/9	157	15,7	19,0
6	MV5/265	120	78	94	55/1, 75/1, 95/9	200	20,0	19,6
7	MV5/265	120	71	85	55/1, 75/1, 95/9	174	17,4	18,3
8	VMM VSD 25	140	57	80	55/1, 75/1, 95/1, 105/9	161	16,1	18,7

⁽¹⁾ Deckenfeld 1-b; ⁽²⁾ Deckenfeld 2-a; ⁽³⁾ gegenüberliegende Deckenfelder versagten gleichzeitig

Anforderungen an die Lastzyklen wurden im SVA erst nach den ersten vier Versuchen abgestimmt (Kapitel 3.6.2). Ein Vergleich der demnach erforderlichen und der durchgeführten Lastzyklen zeigt, dass außer in Versuch 1 dennoch genügend Zyklen mit mindestens ausreichend hoher Oberlast durchgeführt wurden. In den Versuchen 5 und 8 aus der zweiten Serie wurden größere Oberlasten als erforderlich aufgebracht, da die Versuchsplanung für höhere Traglastverhältnisse v_{bw}/v_s vorgenommen worden war.

Nach Abschluss der Lastzyklen wurden in keinem Fall kritische Schäden an den Randplatten der Deckenfelder festgestellt. In den Versuchen 7 und 8 hatten sich teilweise Schubrisse im Ringanker und Diagonalrisse an der Unterseite der Randplatten gebildet, die jedoch keinen direkten Einfluss auf das Versagen hatten. Die in Bild 3.30 erkennbaren Steifigkeitsverluste während der Lastzyklen sind auf die Rissbildung der Vergussfugen und nicht der Platten zurückzuführen. In den durchgeführten Versuchen war kein unmittelbarer Zusammenhang zwischen der Oberlast der Zyklen und den erreichten Traglasten feststellbar.

Der Vergleich zwischen dem nachträglich bestimmten Zielwert und der tatsächlichen Belastungsgeschwindigkeit ergibt abgesehen von Versuch 1 eine gute Übereinstimmung. Die manuell gesteuerte Be- und Entlastung der Großversuche ließ sich mittels Stoppuhren gleichförmig und kontrolliert durchführen. Im ersten Versuch wurde die Belastung zur kontinuierlichen Inspizierung der Decke und des Versuchsrahmens deutlich langsamer aufgebracht. Es liegen jedoch keine Hinweise vor, dass dadurch das Tragverhalten oder die Bruchlast beeinflusst wurde.

3.7.3 Rissbildung

3.7.3.1 Vorbemerkungen

Während der Lastzyklen wurde die Rissbildung der Decken an der Ober- und Unterseite dokumentiert. Bei der Bruchbelastung aufgetretene Risse wurden aus Sicherheitsgründen in den meisten Fällen erst nach dem Erreichen der Tragfähigkeit und anschließender Entlastung dokumentiert. Neben der visuellen Beobachtung geben verschiedene Messstellen Aufschluss über Zeitpunkt und Ursache der Rissbildung.

3.7.3.2 Vergussfugen

Entsprechend dem statischen Zweifeldsystem baute sich in Längsrichtung der Decke ein Stützmoment am IFB-Profil auf, bis es zur Rissbildung der Vergussfuge entlang des Trägers kam. Bild 3.32, links stellt die Dehnungen der Bewehrung in zwei Längsfugen auf Höhe des Plattenendes am IFB-Profil in Versuch 2-a dar. Ab dem Zeitpunkt der Rissbildung bei $v = 55 - 65 \text{ kN/m}$ zeigen die DMS eine verstärkte Aktivierung der Bewehrung bis maximal 1 ‰ Dehnung an. Unabhängig von den Versuchsparametern ergaben sich in allen Fällen ähnliche Verläufe, wobei lediglich unterschiedliche Maximaldehnungen im Bruchzustand in Abhängigkeit der Entfernung vom Rissquerschnitt gemessen wurden. In den meisten Versuchen wurden Dehnungen von mehr als 2 ‰ erfasst, so dass im Riss von einer Aktivierung der Längsbewehrung bis zur Streckgrenze auszugehen ist. Mit zunehmender Rissbildung entlang des Trägers näherte sich das statische System in Längsrichtung zwei gelenkigen Einfeldträgern an, da aufgrund des geringen Bewehrungsgehalts (1Ø10 je Fuge, Kapitel 3.2.2) kein nennenswertes Stützmoment am IFB-Profil aufgebaut werden konnte.

Die Rissbildung der Längsfugen zwischen den Platten lässt sich anhand der Messstellen RL1 - RL7 verdeutlichen. Bild 3.32, rechts stellt die gemessenen horizontalen Verformungen der Fuge zwischen den Platten 9 und 10 in Versuch 2-a dar. An der Unterseite der Decke zeigt die Messstelle RL5 schon bei geringer Beanspruchung eine Öffnung bzw. Rissbildung der Fuge an, die nach der Rissbildung entlang des Trägers in Querrichtung deutlich zunimmt. Die Oberseite der Fuge (Messstelle RL 4) wird zu Versuchsbeginn gestaucht. Bei der Entlastung zwischen den Zyklen werden jedoch Zugverformungen gemessen und im Versuch wurden zeitgleich entsprechende Risse beobachtet. Während der Entlastung schließen sich die Risse an der Unterseite nicht

mehr vollständig, so dass Zugbeanspruchungen an der Oberseite auftreten. Bei allen Versuchen deuten Verformungszuwächse während der Lastzyklen mit Beanspruchungen bis 90 - 110 kN/m auf einen sukzessiven Fortschritt der Rissbildung hin. Während der Belastung bis zum Bruch wird die Fugenoberseite erneut gestaucht und die Unterseite weit geöffnet.

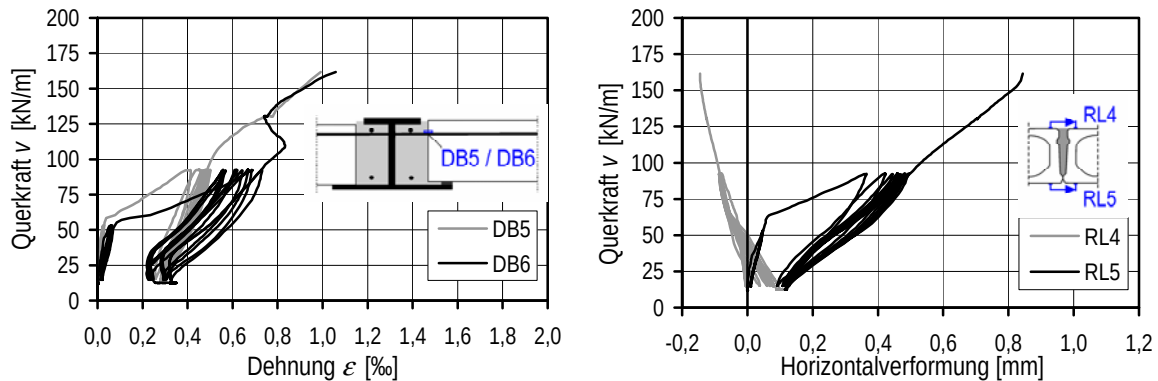


Bild 3.32: Dehnungen der Betonstahlbewehrung in den Längsfugen (links) und Horizontalverformungen der Längsfugen (rechts) in Versuch 2-a

Häufig wurde in den Versuchen beobachtet, dass entsprechend der Trägerverkrümmung zunächst die inneren und erst nach weiteren Lastzyklen die äußeren Längsfugen eines Deckenfeldes an der Oberseite aufrissen. Besonders in den Versuchen 3 und 4 erfassten die Wegaufnehmer an der Fugenoberseite keine oder nur sehr geringe positive Werte während der Lastzyklen. Dieses Ergebnis wird durch eine schwächere Längsrissbildung im Versuch bestätigt und ist auf die Behinderungen der horizontalen Verschiebung der Platten zurückzuführen. Der umlaufende Ringanker in den Versuchen 7 und 8 wirkte sich dagegen nicht nennenswert auf die Rissbildung der Längsfugen aus. Die Rissbilder an der Oberseite nach Abschluss der Lastzyklen befinden sich im Anhang, an der Unterseite waren stets alle Fugen gerissen. Nach der Entlastung am Versuchsende waren auch an der Oberseite alle Fugen gerissen.

In einzelnen Versuchen kehrt sich der Verlauf einiger Messwerte ab ca. 60-80 % der Bruchlast plötzlich um, d.h. es wird beispielsweise ein Schließen der Fugenunterseite erfasst. Bei den betreffenden Messstellen ist zu beachten, dass in der Endphase der Versuche aufgrund von Diagonallissen an den Plattenrändern im Auflagerbereich nicht mehr die reine Starrkörperverschiebung bzw. -rotation der Platten gemessen wurde.

3.7.3.3 Platten

Durch die Beanspruchungen infolge Querbiegung und Querkzug können Längsrisse in den unteren Plattenspiegeln auftreten. Treten Längsrisse in unmittelbarer Nähe der Litzen auf, können sie die Verbundfestigkeit schwächen und damit die Querkrafttragfähigkeit beeinflussen (Kapitel 2.3.1). Bild 3.33 vergleicht die Rissbildung der Plattenunterseiten in den Versuchen 1 und 3.

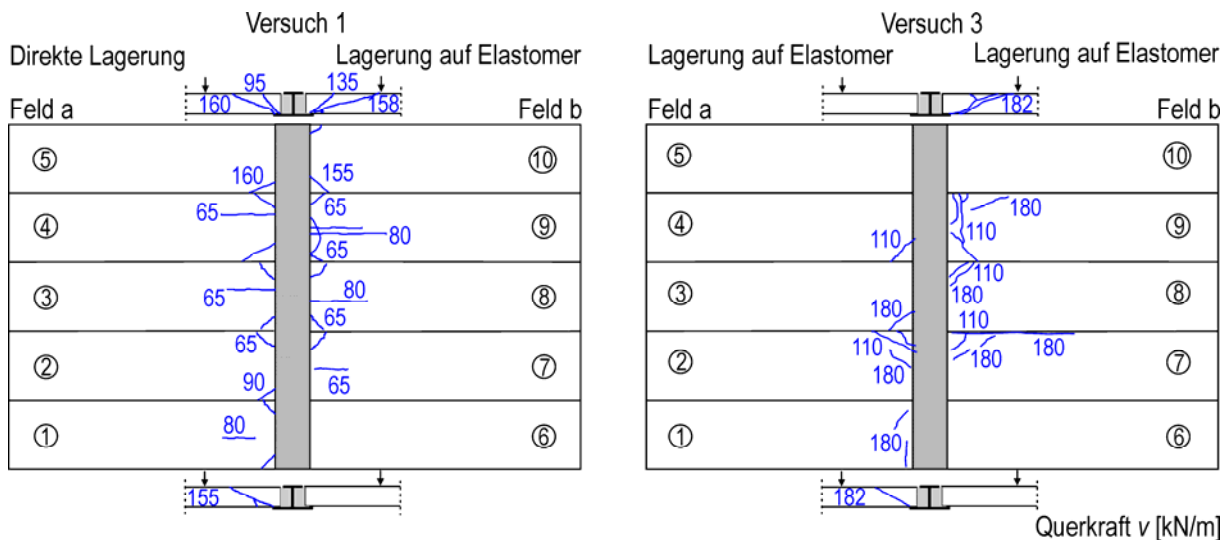


Bild 3.33: Rissbilder der Plattenunterseiten in Versuch 1 (links) und 3 (rechts)

Eine große Durchbiegung wirkte sich nachteilig auf die Längsrissbildung der inneren Platten eines Feldes aus. Im ersten Versuchsaufbau mit größeren Verformungen traten bei mehreren Platten beider Felder schon bei geringer Belastung Längsrisse auf. Die meisten Risse waren aufgrund der höheren Reibung auf der Seite mit Elastomerstreifen in der Lagerfuge zu beobachten. Bei Verwendung des steiferen IFB-Profils waren dagegen selbst bei der Auflagerung auf einem Elastomer nur vereinzelt Längsrisse festzustellen. Einige Längsrisse in den Versuchen 6 und 7 traten bei genauerer Untersuchung unterhalb der breiten Hohlkammern des Plattentyps MV5/265 anstelle der Stege auf. Die kleine Rissanzahl unterhalb der Litzen in den Versuchen mit dem steiferen IFB-Profil belegt eine geringe Beeinträchtigung der Spannkraftverankerung bei angemessener Begrenzung der Trägerverformung.

In den Randplatten, von denen das Querkraftversagen ausging, wurden aufgrund der geringen Trägerverkrümmung nahe dem Auflager lediglich in den Versuchen 1 und 4 vereinzelt feine Längsrisse beobachtet. Eine Ausnahme bildete Versuch 6, bei dem unterhalb von zwei Randplatten mit werkseitig verfüllten Hohlkammern jeweils zwei Längsrisse auftraten. Durch die Betonverfüllung wurde die Steifigkeit in Querrichtung der Platten und damit offenbar die Querbiegebeanspruchung erhöht, gleichzeitig jedoch die höchste Tragfähigkeit erreicht. Die Abminderung der Querkrafttragfähigkeit ist daher in keinem Versuch auf eine Längsrissbildung zurückzuführen.

Häufig traten im Auflagerbereich der inneren Platten 2 - 4 und 7 - 9 am IFB-Profil Diagonallrisse unterhalb der äußeren Hohlkammern auf, die wie die Längsrisse auf Beanspruchungen infolge Querbiegung und Querkraft zurückzuführen sind. Die Zugspannungen in den unteren Plattenspiegeln und damit das Risiko einer weiteren Längsrissbildung werden durch die Diagonallrisse reduziert. Sie entstanden zum Teil schon ab etwa 50% der Bruchlast und waren nicht für das Querkraftversagen verantwortlich. Erst beim Versagen der Deckenfelder bildeten sich zwischen den Diagonallissen einer Platte häufig leicht gekrümmte oder parallel zum IFB-Profil verlaufende Risse über die gesamte Plattenbreite.

In den Versuchen 7 und 8 traten zwischen dem IFB-Profil und dem Ringanker auch Diagonalrisse unterhalb der Randplatten auf. Zeitgleich bildeten sich Schubrisse im Ringanker zwischen der Lasteinleitung und dem IFB-Profil (Bild 3.34).

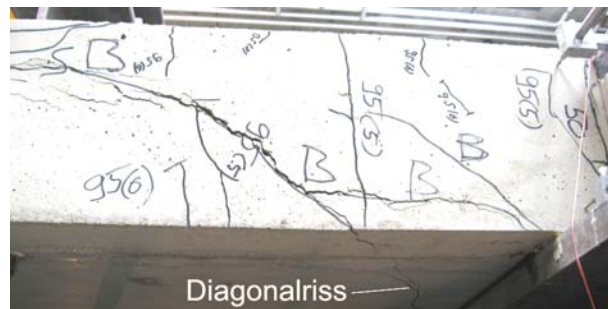


Bild 3.34: Rissbildung des Ringankers und unterhalb der Randplatte in Versuch 7

Offenbar stützten sich die Randplatten zu Beginn der Versuche auf dem Ringanker ab. Dies gilt besonders für Versuch 7, bei dem das Elastomer in der Lagerfuge der Randplatte nicht bis unter den Ringanker geführt wurde. Die Rissbildung begann teilweise bereits während der Lastzyklen und war nicht für das spätere Schubzugversagen der Platten verantwortlich (Kapitel 3.7.5).

3.7.4 Beanspruchungen der Platten

3.7.4.1 Querbiegung und Querkzug

In Bild 3.35 sind die Querverformungen an der Unterseite der Platten infolge Querbiegung und Querkzug in Versuch 1-b dargestellt. Die aufgezeichneten Verformungen resultieren aus den Zugdehnungen sowie den Längs- und Diagonalrissen der Platten innerhalb der Messstrecke.

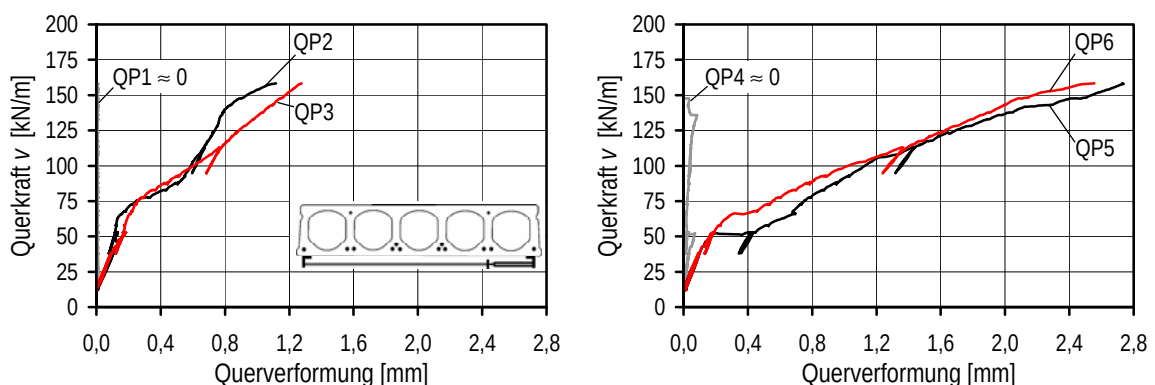


Bild 3.35: Querverformungen der Platten in Versuch 1-b (links: Feld a, rechts: Feld b)

Die Wegaufnehmer QP1 und QP4 unterhalb der Randplatten verzeichneten nahezu keine Querverformungen, während die übrigen Messwerte etwa gleich große Bean-

spruchungen der inneren Platten eines Deckenfeldes belegen. In Deckenfeld b (QP5, QP6) mit Elastomerstreifen in der Lagerfuge waren die Verformungen mehr als doppelt so groß wie in Feld a (QP2, QP3) mit direkter Lagerung der Platten auf dem Trägerflansch. Wie bei der Längsrissbildung beobachtet (Bild 3.33, links) werden offenbar durch ein Elastomer in der Lagerfuge größere Querkzugspannungen in die Platten eingeleitet.

In den Versuchen mit dem steiferen IFB-Profil waren die Querverformungen im Bruchzustand trotz der Auflagerung auf einem Elastomer meistens deutlich geringer als in Deckenfeld 1-b. Durch eine Begrenzung der Trägerverformung lassen sich die Beanspruchungen in Querrichtung der Platten demnach erheblich vermindern, was wiederum durch die Rissbildung an den Plattenunterseiten bestätigt wird. In den Versuchen mit dem steiferen IFB-Profil wurde keine messbare Beeinflussung des Tragverhaltens durch die erhöhte Reibung eines Elastomers festgestellt. Unabhängig von der Trägersteifigkeit wurden an den für das Querkraftversagen maßgebenden Randplatten keine nennenswerten Beanspruchungen infolge Querbiegung oder Querkzug gemessen, die somit als Versagensursache ausgeschlossen werden können.

Mittels DMS (Messstellen QP7 - QP32) wurden in den Versuchen 1 - 4 die lokalen Querdehnungen an den Plattenunterseiten erfasst. Die Messergebnisse waren allerdings stark davon abhängig, ob ein Längsriss bzw. eine Bruchprozesszone sich genau innerhalb der kurzen Messgitter bildete. Zudem wurden die Dehnungen teilweise durch horizontale Zwängungen der Platten und Diagonalrisse beeinflusst. Die Auswertung der lokalen Querdehnungen ist aufgrund der beschriebenen Einflüsse unbestimmt. Die detaillierten Messergebnisse sind bei Bedarf /Heg07/ zu entnehmen.

3.7.4.2 Spannkraftverankerung

Ein Litzenschlupf an den Plattenenden ist Beleg für eine verminderte Verbundfestigkeit infolge Längsrissbildung. Der Litzenschlupf wurde in den Versuchen 1 - 4 an insgesamt 20 Messstellen untersucht. Bild 3.36 stellt exemplarisch Messergebnisse an zwei Platten aus Versuch 1-b mit dem biegeweicheren IFB-Profil dar.

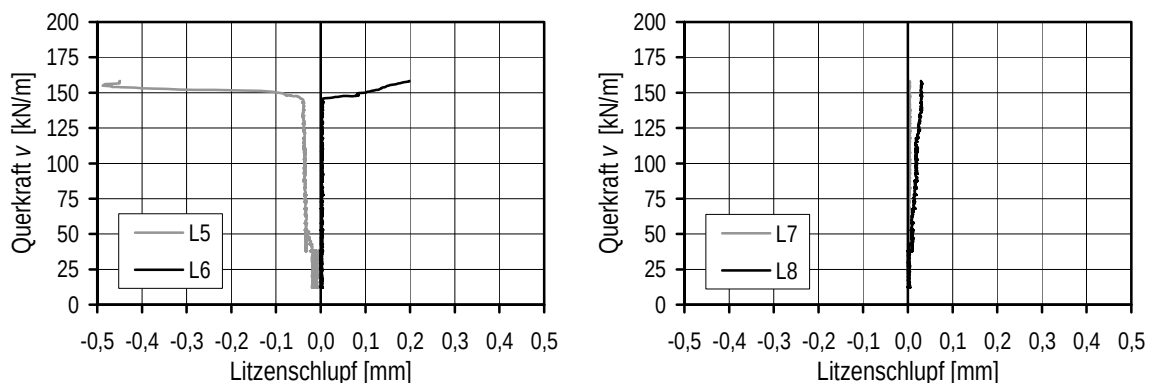


Bild 3.36: Litzenschlupf in Versuch 1-b (links: Platte 9, rechts: Platte 8)

Nennenswerte Verschiebungen, entweder positive Messwerte infolge eines Litzenschlupfs oder negative Messwerte durch ein Lösen der Klebestelle zwischen Litze und Messgestell (Kapitel 3.5.4), wurden lediglich in Platte 9 an den Messstellen L5 und L6 gemessen. Ein Vergleich mit dem Rissbild (Bild 3.33) zeigt, dass in der betreffenden Platte ab einer Querkraft von 80 kN/m zwei Längsrisse aufgetreten waren. Die Verschiebungen an den Litzen wurden allerdings erst bei einer deutlich höheren Beanspruchung um 150 kN/m kurz unterhalb der Bruchlast festgestellt und sind so gering, dass sie kein vollständiges Verankerungsversagen belegen. An den übrigen Litzen wurde wie in Bild 3.36, rechts dargestellt praktisch kein Schlupf gemessen. In den Versuchen 2 - 4 mit dem steiferen IFB-Profil traten an keiner Messstelle nennenswerte Verschiebungen auf.

Nach den Messergebnissen wird die Verbundfestigkeit der Litzen bei einer ausreichenden Begrenzung der Trägerverformung nicht nachhaltig geschwächt. Selbst in Versuch 1 mit dem biegeweicheren IFB-Profil war kein eindeutiges Verankerungsversagen einzelner Litzen feststellbar. Maximal an einer Messstelle bzw. Spannlitze je Platte wurden nennenswerte Verschiebungen gemessen. Die Längsrissbildung und die gemessenen Querverformungen zeigen, dass die Höhe der Beanspruchungen infolge Querbiegung und Querkraft durch die Verkrümmung des Trägers bestimmt wird. Daher sind Auswirkungen auf die Spannkraftverankerung grundsätzlich in erster Linie an den innen liegenden Platten zu erwarten, von denen das frühzeitige Querkraftversagen nicht ausgeht. Eine Beeinträchtigung der Gesamttragwirkung der Decke durch eine verminderte Verbundfestigkeit infolge von Längsrissen kann aus diesen Gründen ausgeschlossen werden.

3.7.4.3 Auflagerverhalten

Zur Beurteilung des Auflagerverhaltens der Platten wurden in den Versuchen 1 - 4 die vertikalen Relativverschiebungen zwischen dem Trägerflansch und der Plattenunterseite gemessen. Dabei sind verschiedene Einflüsse auf die Messergebnisse zu berücksichtigen. Da sich das IFB-Profil stärker durchbiegt als die Querträger an den Endauflagern, neigen sich die Platten geringfügig um die Längsachse und heben an der Vorderkante des IFB-Flansches ab (positive Messwerte). Ein Abheben wird außerdem mit zunehmender Querbiegung des Zugflansches verstärkt (Bild 2.24). Negative Messwerte sind aufgrund einer Kompression des Elastomerstreifens in der Lagerfuge oder der Auflagerendverdrehung der Platten durch die Prüfbelastung möglich. Bild 3.37 stellt die mit zwei (A2, A4) bzw. vier (A1 - A4) Wegaufnehmern gemessenen Relativverschiebungen in den Versuchen 1-b und 2-a dar.

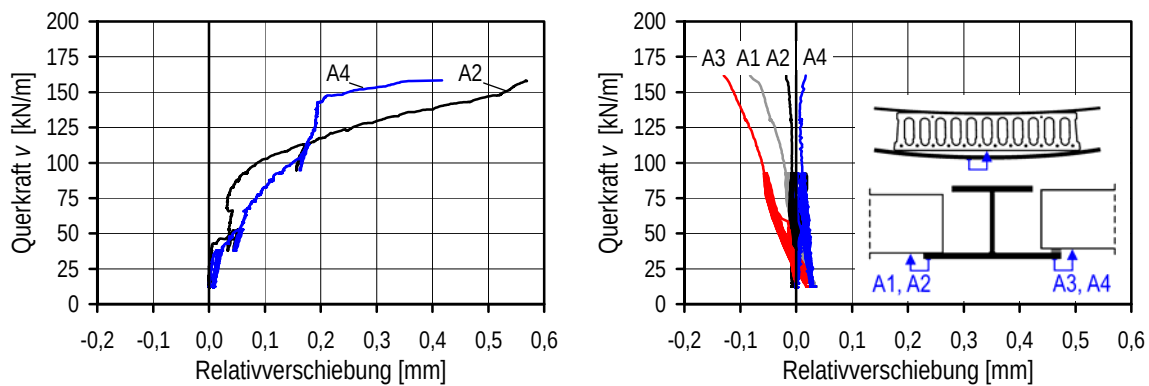


Bild 3.37: Vertikalverschiebungen der Platten am IFB-Profil in Versuch 1-b (links) und Versuch 2-a (rechts)

Bereits ab einer geringen Beanspruchung messen die Wegaufnehmer in Versuch 1-b ein Abheben der inneren Platten beider Deckenfelder. Nach der Rissbildung der Vergussfuge entlang des Trägers lagern die Platten offenbar verstärkt in den Randbereichen auf. An der Platte in Deckenfeld a mit direkter Lagerung auf dem Träger (A2) treten größere Verschiebungen als in Feld b mit einem Elastomer in der Lagerfuge (A4) auf. Demnach bewirkt ein 10 mm dicker Elastomerstreifen bei ansonsten gleichen Randbedingungen eine gleichmäßigere Auflagerung über die Plattenbreite, wodurch die Querbiegung und eine verstärkte Beanspruchung der Randstege verringert werden.

In Versuch 2-a wurde neben den inneren Platten (A2, A4) das Auflagerverhalten der Randplatten (A1, A3) beider Deckenfelder erfasst. Abweichend von Versuch 1-b zeigen die Wegaufnehmer A2 und A4 sehr kleine Bewegungen der inneren Platten um den Nullpunkt. In den Versuchen 3 und 4 wurden an den gleichen Messstellen ebenfalls nur kleine Werte bis maximal 0,1 mm aufgezeichnet. Ursachen für das stärkere Abheben der Platten im ersten Versuch sind die größere Verkrümmung aber auch die stärkere Querbiegung des Zugflansches des biegeweicheren IFB-Profils. Nach den Messwerten der DMS QI1 - QI4 war die maximale Querdehnung des dünneren Flansches in Feldmitte etwa doppelt so groß wie die des steiferen Trägers.

Die Wegaufnehmer A1 und A3 unterhalb der Randplatten messen negative Werte im Bereich von etwa -0,1 mm und damit unabhängig von der Auflagerung kein Abheben. Dieses Ergebnis bestätigt nochmals, dass vorrangig die inneren Platten einer Decke durch Querbiegung beansprucht und die Randplatten hierdurch nicht wesentlich beeinflusst werden. Offenbar sind an den Randplatten Auswirkungen der Lagerkompression und der Auflagerendverdrehung stärker als die der geringen Trägerverkrümmung nahe dem Auflager.

3.7.4.4 Verbundtragwirkung zwischen Träger und Platten

Zwischen dem IFB-Profil und den Platten wurden keine Verbundmittel angeordnet, so dass ein Zusammenwirken der Bauteile nur infolge einer direkten Kraftübertragung durch den Vergussbeton oder durch Reibkräfte in den Kontaktflächen (z.B. Auflager- und Stirnflächen der Platten) möglich ist.

Wie in Kapitel 3.7.3 beschrieben kam es bereits bei geringen Querkraftbeanspruchungen zur Rissbildung entlang des Trägers. Bild 3.38 stellt die Ansicht der Risse am Trägerende in den Versuchen 1-b und 2-a dar. Die Risse der schwach bewehrten Vergussfuge waren im Bruchzustand teilweise mehrere Millimeter breit und reichten bis in die untere Querschnittshälfte. Im oberen Bereich der Decke konnten demnach keine nennenswerten Verbundkräfte zwischen Träger, Vergussbeton und Platten übertragen werden und eine Verbundwirkung ist vorrangig im unteren Bereich zu erwarten. Dadurch können die Verbundkräfte, die einer freien Verschiebung der Platten entlang des Trägers entgegen wirken, zu der in Kapitel 2.3.1 beschriebenen Schubverformung der Platten führen.

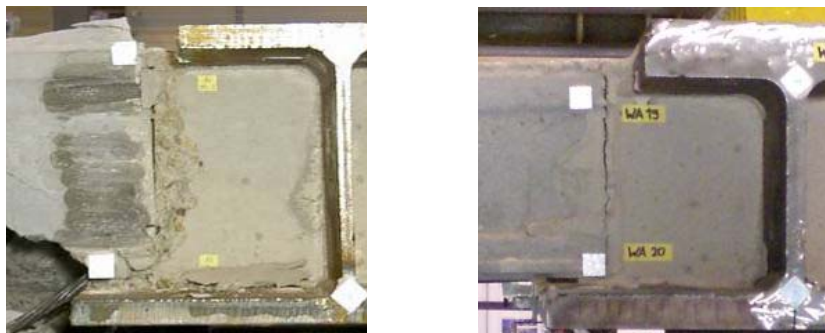


Bild 3.38: Riss zwischen der Randplatte und dem Vergussbeton am IFB-Profil im Bruchzustand in Versuch 1-b (links) und Versuch 2-a (rechts)

Um das Verbundverhalten zwischen den Bauteilen und eine Schubverformung der Platten zu untersuchen, wurden die horizontalen Relativverschiebungen zwischen den Randplatten und dem IFB-Profil gemessen. In Bild 3.39 sind die Messergebnisse der Wegaufnehmer H3 - H6 in den Versuchen 2-a und 4 dargestellt. Der Beginn der Plattenverschiebung stimmt mit dem Zeitpunkt der Rissbildung entlang des IFB-Profils überein (Kapitel 3.7.3). Der anschließend fast horizontale Kurvenverlauf entsprechend der bis dahin aufgetretenen Trägerverformung verdeutlicht die Reduzierung der Verbundtragwirkung infolge der Rissbildung. Anstelle eines elastischen Verbundquerschnitts mit kraftschlüssiger Verbindung der Einzelbauteile durch den Vergussbeton sind Verbundkräfte mit zunehmender Rissbildung nur noch durch Reibung in der Lagerfuge und im unteren Teil der Plattenstirnfläche übertragbar.

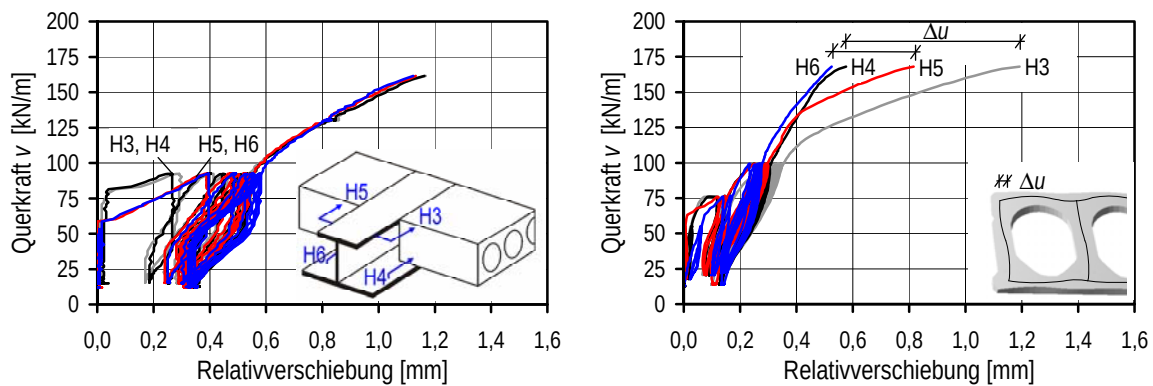


Bild 3.39: Relativverschiebungen zwischen IFB-Profil und Randplatte in Versuch 2-a (links) und Versuch 4 (rechts)

In den Versuchen 1 und 2 ohne horizontale Verschiebungsbehinderungen wurde ausgehend von den Trägerflanschen eine gleichförmige Verschiebung der unteren und oberen Plattenspiegel gemessen. Dabei waren keine Unterschiede infolge der Auflagerausführung mit und ohne Elastomerstreifen, sondern lediglich betragsmäßig größere Verschiebungen der Platten in Versuch 1 mit dem schlankeren IFB-Profil festzustellen. Die Verbundwirkung zwischen dem Träger und den Platten war offenbar zu gering, um eine messbare Schubverformung der Platten gegenüber dem Träger hervorzurufen. Unter Berücksichtigung der Schubverformungen der IFB-Profile bei der Auswertung ergeben sich für die Randplatten absolute Schubverformungen Δu in der Größenordnung von 0,28 bis 0,47 mm.

In Deckenfeld b von Versuch 4 behinderten eingeschweißte Stahlbleche zur Simulation von Kopfplatten die Verschiebung der Platten (Kapitel 3.3.5). Der Schlupf zwischen den Platten und dem Träger verringerte sich durch diese Maßnahme im Mittel um etwa 40 % (Vergleich der Messpunkte H5, H6 in Deckenfeld b der Versuche 2-a und 4), so dass die Verbundtragwirkung nennenswert anstieg. Gleichzeitig lassen die gemessenen Relativverschiebungen eine größere Bewegung des oberen Plattenspiegels und somit eine deutliche Schubverformung der Platten erkennen. Nach Bild 3.39, rechts ergibt sich ein Wert von 0,3 mm, der zusätzlich um die Schubverformung des Stahlträgers zu vergrößern ist. Der Vergussbeton zwischen den Kopfplatten folgt wie in der Praxis der Verformung des IFB-Profils. Die Verschiebung der Platten wird dagegen aufgrund der Rissbildung der Vergussfuge im Wesentlichen allein im unteren Teil des Querschnitts behindert und es treten stärkere Schubverformungen auf.

Die Messstellen H3 und H4 (bzw. H7 und H8 anstelle von H4, Kapitel 3.5.6) befanden sich in Deckenfeld a von Versuch 4, in dem die Plattenverschiebung zusätzlich durch seitliche Stahlträger behindert wurde. Die seitlichen Stahlträger verstärkten den Effekt der eingeschweißten Kopfplatten und in Deckenfeld a wurde dementsprechend (ohne Berücksichtigung der Schubverformung des Stahlträgers) mit 0,6 mm die größte Schubverformung der Platten gemessen (Bild 3.39, rechts, Messpunkte H3, H4). Trotz

der unterschiedlichen Schubverformungen versagten in den Versuchen 3 und 4 die Randplatten beider Deckenfelder jeweils gleichzeitig beim ersten Durchgang. Die ermittelten Schubverformungen sind offenbar kritisch zu bewerten und nur als qualitative Anhaltswerte für das Tragverhalten zu verwenden.

Dass in den Versuchen 3 und 4 vergleichbare relative Tragfähigkeiten v_{bw}/v_s wie in den Versuchen 1 und 2 mit frei verschieblichen Platten erreicht wurden, kann auf die gleichzeitige Verfüllung der Hohlkammern der Randplatten mit Vergussbeton zurückgeführt werden. Möglicherweise hoben sich die ungünstigen seitlichen Zwängungen, die zur Erhöhung der Verbundtragwirkung führen, und die positiven Eigenschaften der Kammerverfüllung in ihrer Wirkung gegenseitig auf. In den Versuchen 5 und 6 sollten die Randplatten durch die Herstellung ohne Randkammern bzw. mit werkseitig verfüllten Hohlkammern gezielt verstärkt werden, um den Widerstand gegenüber der Schubverformung infolge der Verbundtragwirkung zu erhöhen. Die Wirksamkeit dieser Verstärkungsmaßnahmen wird anhand der Messstellen H3 - H6 in Kapitel 3.7.5 bewertet. In den Versuchen 7 und 8 konnten aufgrund der umlaufenden Ringanker keine direkten Relativverschiebungen zwischen Träger und Platten gemessen werden.

Das Verbundverhalten zwischen den Platten und dem Träger ist zusätzlich anhand der Beanspruchung der Betonstahlbewehrung im Vergussbeton entlang des Trägers (Kammerbeton) zu beurteilen. Bild 3.40 zeigt die Dehnungen der Bewehrung in der oberen (DB1, DB3) und der unteren (DB2, DB4) Lage in den Versuchen 1-b und 8.

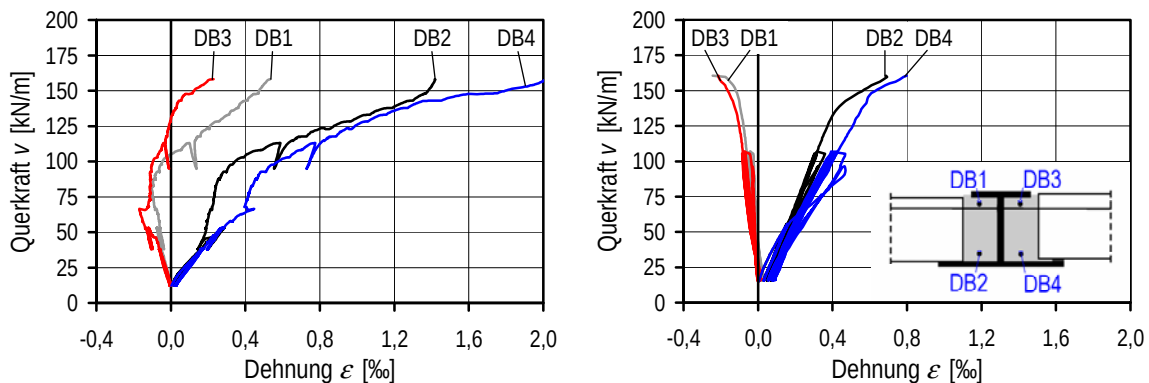


Bild 3.40: Dehnungen der Betonstahlbewehrung am IFB-Profil in Versuch 1-b (links) und Versuch 8 (rechts)

In beiden Versuchen treten an der unteren Bewehrungslage mit steigender Beanspruchung Zugdehnungen auf. In Versuch 1-b wird die obere Lage bis zum Zeitpunkt der Rissbildung entlang des Trägers bei etwa 65 kN/m Belastung gestaucht und anschließend bleiben die Dehnungen bis ca. 100 kN/m annähernd konstant. Bei weiterer Laststeigerung werden positive Zuwächse bis hin zu Zugdehnungen von 0,5 ‰ gemessen. Gleichzeitig steigen die Zugdehnungen der unteren Bewehrungslage verstärkt bis auf 2,0 ‰ an. In Versuch 8 liegen die Dehnungen der oberen Lage bis zum Versuchsende um den Nullpunkt und in der unteren Lage werden bis 0,8 ‰ gemessen.

Nach diesen Ergebnissen wird die Biegebeanspruchung des Kammerbetons insbesondere im ersten Versuch ohne Kopfplatten am IFB-Profil ab dem Beginn der Rissbildung mit einer steigenden Zugbeanspruchung überlagert. Zusätzlich zum Schlupf eines üblichen Verbundträgers wird dem Kammerbeton offenbar trotz der Rissbildung zum Teil die Verschiebung der Platten über das Auflager des Trägers nach außen aufgezwungen. Bei einer hohen Zugbeanspruchung sind Trennrisse des Kammerbetons und ein entsprechender Steifigkeitsverlust des Verbundquerschnitts zu erwarten. In den Versuchen 2 - 8 mit dem steiferen IFB-Profil war sowohl die Biege- als auch die Zugbeanspruchung entsprechend der kleineren Trägerverformung geringer, qualitativ zeigte sich jedoch eine vergleichbare Überlagerung. Die maximalen Zugdehnungen der unteren Lage waren im Mittel nur etwa halb so groß wie in Versuch 1-b.

3.7.4.5 Dehnungen der Stege und des oberen Flansches

Die Beanspruchung der Randplatten wurde in den Versuchen 1 - 4 direkt mittels DMS an den Plattenstegen (DP11 - DP14) untersucht. Bild 3.41 stellt die Betondehnungen am ersten Innensteg der Randplatte 10 in den Versuchen 2-a und 3 dar.

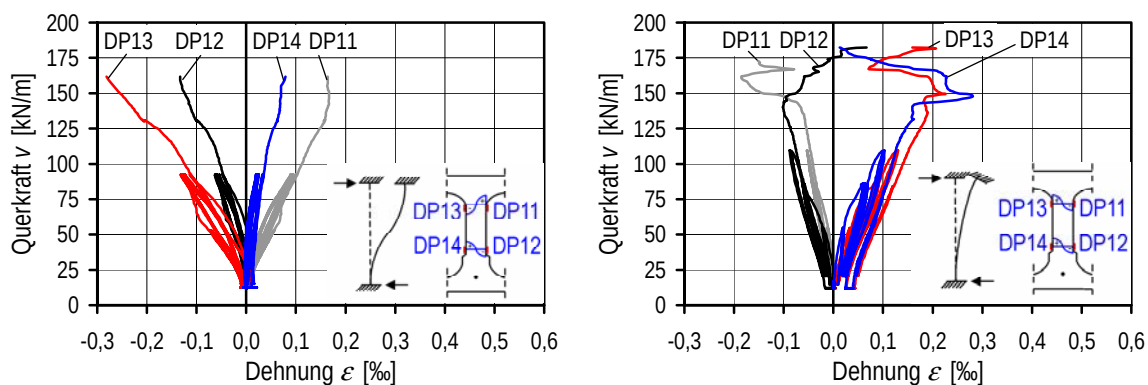


Bild 3.41: Dehnungen des ersten Innenstegs der Platte Nr. 10 in Versuch 2-a (links) und Versuch 3 (rechts)

Als Außen- bzw. Innenseite eines Steges wird fortan die dem Deckenrand bzw. den inneren Platten der Decke zugewandte Stegseite aus Blickrichtung des IFB-Profiles bezeichnet. Die Messwerte aus Versuch 2-a zeigen Zugdehnungen an der Außenseite des oberen (DP11) und der Innenseite des unteren (DP14) Stegendes. Die jeweils gegenüberliegende Stegseite wird gestaucht. Diese wechselseitige Biegebeanspruchung lässt sich am Modell eines beidseitig eingespannten Stabes verdeutlichen, dessen Auflager quer zur Stabachse gegeneinander verschoben werden (Bild 3.41, links). Die Stege sind an beiden Enden in die Plattenpiegel eingebunden und eine Verschiebung des oberen über den unteren Spiegel entspricht der Schubverformung infolge der Verbundtragwirkung zwischen Platten und Träger bei gerissener Vergussfuge. In den Versuchen 1 und 2 ohne horizontale Verschiebungsbehinderungen traten an den weiteren untersuchten Stegen qualitativ vergleichbare Messergebnisse auf.

Einige Stege in den Versuchen 3 und 4 zeigten über die gesamte Höhe an der Innenseite Zugspannungen und an der Außenseite Druckspannungen (Bild 3.41, rechts). Die geänderte Beanspruchung wird auf die seitlichen Behinderungen der Plattenverschiebung und die Füllung der Hohlkammern mit Vergussbeton zurückgeführt. Darüber hinaus sind unterschiedliche Messergebnisse in Abhängigkeit der Entfernung zwischen DMS und Riss bzw. einer Bruchprozesszone im Beton möglich.

Mit zunehmender Belastung änderte sich in vielen Fällen die Beanspruchung der Stege. Bei den Messwerten aus Versuch 3 in Bild 3.41, rechts fällt beispielsweise auf, dass die Dehnungen des Steges ab ca. 75 % der Bruchlast betragsmäßig wieder abnehmen. Offenbar hat eine gewisse Spannungsumlagerung innerhalb der Platten stattgefunden, die von außen nicht feststellbar war.

3.7.5 Maßnahmen zur Steigerung der Querkrafttragfähigkeit

3.7.5.1 Vorbemerkungen

In den Versuchen 3 - 8 wurden als Maßnahmen zur Steigerung der Querkrafttragfähigkeit bei biegeweicher Lagerung Verstärkungen der Randplatten und eine Verringerung der Verbundwirkung zwischen den Randplatten und dem Träger untersucht. Bei den Verstärkungen sind die bauseitige (Versuche 3, 4) und die werkseitige (Versuch 6) Füllung der Kammern mit Vergussbeton sowie die Herstellung „frisch in frisch“ von Platten ohne Randkammern (Versuch 5) zu unterscheiden. Eine Reduzierung der Verbundwirkung wurde in den Versuchen 7 und 8 untersucht, wobei gleichzeitig eine praxisnahe Mindestzwängung der Platten durch einen umlaufenden Ringanker vorgesehen war.

3.7.5.2 Verstärkung der Randplatten

Das nachträgliche Ausbetonieren einzelner Hohlkammern der Randplatten in den Versuchen 3 und 4 führte zu keiner messbaren Traglaststeigerung. Der Plattentyp MV5/265 erreichte in Versuch 3 mit jeweils zwei ausbetonierten (breiten) Kammern trotz der größeren Schubverformung (Kapitel 3.7.4.4) die gleiche relative Tragfähigkeit v_{bw}/v_s wie im ersten Versuch ohne Verschiebungsbehinderungen. In den Versuchen 2 und 4 mit dem Plattentyp VMM VSD 25 wurden ebenfalls annähernd gleiche relative Traglasten bei analogen Versuchsparametern festgestellt. In Kapitel 3.7.4.4 wurde bereits diskutiert, dass sich in den Versuchen 3 und 4 möglicherweise die Auswirkungen der seitlichen Zwängungen und der Kammerverschfüllung in ihrer Wirkung gegenseitig aufhoben. Im vierten Versuch wurde in beiden Deckenfeldern jeweils eine Randplatte mit zwei bzw. vier ausbetonierten (schmalen) Randkammern verwendet (Bild 3.13). Das Versagen trat zuerst in den Platten mit weniger gefüllten Kammern auf, was auf eine Erhöhung der Tragfähigkeit durch die Füllung hindeutet.

Beim Ausbau der Platten nach den Versuchen wurde festgestellt, dass sich der Vergussbeton leicht von den Innenwänden der Kammern ablösen ließ (Bild 3.42). Vermutlich entsteht durch die fehlende Vorspannung, nachträgliches Schwinden und die relativ glatte Oberfläche im Innern der Hohlkammern kein wirksamer Verbund zwischen dem Vergussbeton und den Platten. Ein nennenswerter Anteil des Vergussbetons am Lastabtrag ist daher nicht zu erwarten, offenbar wird lediglich der Widerstand gegenüber der Schubverformung erhöht.



Bild 3.42: Nachträgliche Betonverfüllung einer Platte in Versuch 3 im Bruchzustand

Die modifizierten Platten ohne Randkammern des Typs VMM VSD 25 erreichten in den Referenzversuchen zu Versuch 5 im Mittel eine rund 10 % größere Querkrafttragfähigkeit als die Standardquerschnitte (Kapitel 3.7.2). Im Großversuch wich die bezogene Querkrafttragfähigkeit $v_{bw}/v_s = 0,52$ jedoch gegenüber den anderen Versuchen deutlich nach unten ab, wobei als Bezugswert v_s unverändert die Traglast der nicht modifizierten Platten bei starrer Lagerung dient. Während des Versuchs fiel auf, dass das Versagen sich durch einen Schubriss am äußeren Rand der Platte 10 ankündigte und vergleichsweise duktil verlief. Ausgehend von den besonders hoch beanspruchten äußeren Stegen der Randplatte setzte sich der Bruchmechanismus zum Innern des Deckenfeldes fort. Wie in Bild 3.43, links zu erkennen traten dabei offensichtlich große Schubverformungen auf.

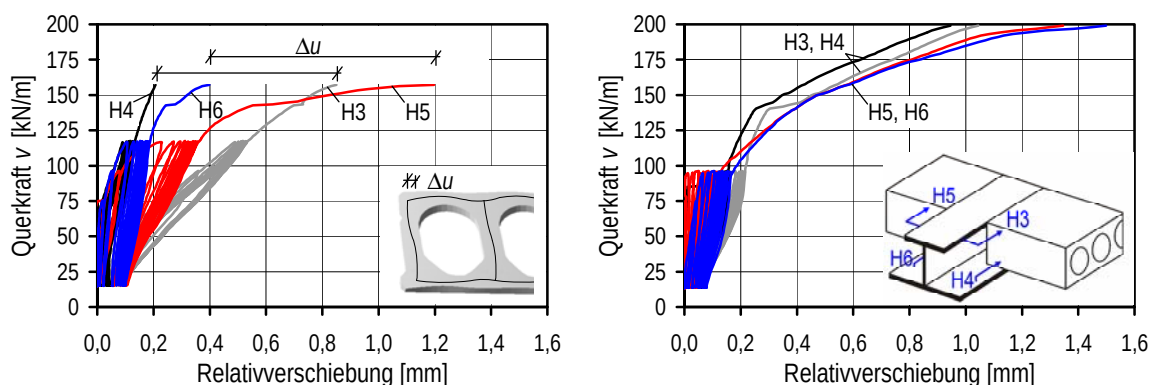


Bild 3.43: Relativverschiebungen zwischen IFB-Profil und Randplatte in Versuch 5 (links) und Versuch 6 (rechts)

Das Ziel, den Widerstand gegenüber der Schubverformung durch einen monolithischen Querschnitt ohne Randkammern zu erhöhen, wurde nach den Messergebnissen nicht erreicht. Wie eine nachträgliche Untersuchung der Platten anhand von Bohrkernen aus dem modifizierten Randbereich ergab, wurde keine gleichmäßige Verdichtung der Platte über die gesamte Breite erreicht. Die Zugfestigkeit der Bohrkern im Randbereich war deutlich geringer und die Porosität sichtbar größer als die derjenigen aus den inneren Stegen. Offenbar ist besonders die Verdichtung zur Herstellung von Platten ohne Randkammern auf den größeren Materialbedarf im Randbereich anzupassen. Während eine Streuung der Festigkeit über die Plattenbreite bei starrer Lagerung keine übermäßig große Traglastminderung bewirkt, führt die geringere Festigkeit im hoch beanspruchten Randbereich bei biegeweicher Lagerung zu einem besonders ungünstigen Versagensmechanismus von außen nach innen. Zur weiteren Untersuchung des Querschnitts ohne Randkammern wurden numerische Analysen durchgeführt, die in Kapitel 4.5.6 beschrieben sind.

Die werkseitige Verfüllung aller Hohlkammern der Randplatten des Typs MV5/265 in Versuch 6 führte in den Referenzversuchen zu etwa 20 % größeren Traglasten gegenüber dem Standardquerschnitt und im Großversuch wurde mit $v_{bw}/v_s = 0,78$ die größte bezogene Tragfähigkeit aller Versuche erreicht. Dazu passend belegen die Messergebnisse in Bild 3.43, rechts, dass die Schubverformung im Großversuch deutlich reduziert wurde. Durch die frühe werkseitige Verfüllung nach einer ausreichenden Grundstandfestigkeit und die anschließende Vorspannung des gesamten Querschnitts ist demnach eine wirkungsvolle Aktivierung des Betons in den Kammern möglich, sowohl bei starrer als auch bei biegeweicher Lagerung. Im Vergleich zu Versuch 3 wurden alle Kammern mit einem besseren Verbund zwischen Platte und Vergussbeton gefüllt. Gleichzeitig wurde die Verschiebung der Platten neben den Kopfplatten am IFB-Profil nicht durch seitliche Stahlträger behindert.

3.7.5.3 Verringerung der Verbundwirkung

Das Tragverhalten bei biegeweicher Lagerung ist von der Verbundwirkung zwischen Träger und Platten und der resultierenden Schubverformung der Randplatten abhängig. Die Reduzierung der Verbundwirkung durch ein Elastomer mit Noppen in der Lagerfuge und am Plattenende bündig abgeschlossene Hohlkammern (Kapitel 3.3.9) führte in Versuch 7 mit dem Plattentyp MV5/265 zu einer hohen relativen Tragfähigkeit von $v_{bw}/v_s = 0,73$. In Versuch 8 wurde mit $v_{bw}/v_s = 0,57$ ein vergleichbares Ergebnis wie in den anderen Versuchen mit dem Querschnitt VMM VSD 25 erreicht.

Die Last-Verformungs-Beziehungen in Bild 3.30 lassen eine etwas geringere Steifigkeit und damit geringere Verbundtragwirkung in den Versuchen 7 und 8 als in den Versuchen 3 - 6 erkennen. Allerdings erzeugten die in der Praxis üblichen Kopfplatten am IFB-Profil und der umlaufende Ringanker eine gewisse Mindestverbundwirkung. Vermutlich lag der verbleibende positive Einfluss der untersuchten Maßnahmen im

Streubereich der Ergebnisse, so dass lediglich in Versuch 7 eine Traglaststeigerung erzielt wurde. Außerdem wurden möglicherweise aufgrund der in Kapitel 3.7.3 beschriebenen Diagonalrisse an der Unterseite der Randplatten keine höheren Traglasten erreicht. Unmittelbare Auswirkungen auf das Versagen waren nicht festzustellen, doch eine Reduzierung der Bruchtragfähigkeit ist nicht auszuschließen. Die Diagonalrisse entstanden durch ein Abstützen der Randplatten auf dem Ringanker zu Beginn der Versuche und ließen sich auch nicht dadurch vermeiden, dass das Elastomerlager mit Noppen in Versuch 8 bis unter den Ringanker verlegt wurde (kein Steifigkeitsunterschied in der Lagerfuge). Der schlaff bewehrte Ringanker selbst trug aufgrund seiner geringen eigenen Querkrafttragfähigkeit nicht nennenswert zum Lastabtrag bei. Als günstige Auswirkung ist jedoch eine erhöhte Versagensduktilität zu nennen (Kapitel 3.7.2).

Das Rissbild von Versuch 8 lässt den Schluss zu, dass das Versagen in Deckenfeld a nicht an Randplatte 5, sondern an der benachbarten inneren Platte 4 eingeleitet wurde. Zwischen den beiden Platten klappte nach der Entlastung eine ca. 10 mm breite Fuge, so dass sich die Randplatte entsprechend der verminderten Zwängung offenbar weiter über das Auflager des Trägers hinaus nach außen verschoben hatte. Dementsprechend belegen die Messstellen DB1 und DB2 eine starke Zugbeanspruchung der Bewehrung im Kammerbeton am IFB-Profil (Kapitel 3.7.4.4). Durch eine Reduzierung der Verbundwirkung an der Randplatte kann der Versagensmechanismus infolge biegeeweicher Lagerung tendenziell zuerst bei der benachbarten inneren Platte auftreten. Zu dieser Fragestellung und allgemein zum Einfluss der Verbundtragwirkung auf das Tragverhalten wurden vertiefte numerische Untersuchungen durchgeführt (Kapitel 4.5.4).

3.8 Zusammenfassung

Der Einfluss einer biegeweichen Lagerung auf das Tragverhalten von Spannbeton-Fertigdecken wurde anhand von acht Deckensystemen untersucht. Zur Bestimmung von Referenztraglasten fanden zusätzlich Querkraftversuche an Einzelplatten mit starrer Lagerung statt. Parameter der ersten vier Großversuche waren der Plattentyp, die Biegesteifigkeit des IFB-Profils und in Anlehnung an Randbedingungen in der Praxis die Ausführung der Lagerfuge, seitliche Verformungsbehinderungen sowie das Ausbetonieren einzelner Hohlkammern der Randplatten. In den weiteren Großversuchen wurden modifizierte Randplatten ohne Randkammern bzw. mit werkseitig verfüllten Kammern sowie eine Reduzierung der Verbundtragwirkung zwischen Platten und Träger zur Erhöhung der Querkrafttragfähigkeit untersucht. Die wichtigsten Versuchsergebnisse lassen sich wie folgt zusammenfassen:

- Die experimentellen und rechnerischen Querkrafttragfähigkeiten bei starrer Lagerung stimmten gut überein. Im Mittel wurden in den Versuchen etwas größere Traglasten als berechnet erreicht. In allen Fällen trat ein Schubzugversagen der Platten auf.

- In den Großversuchen war ein Schubzugversagen einzelner oder mehrerer Randplatten der Deckenfelder maßgebend. Bezogen auf die experimentellen bzw. rechnerischen Querkrafttragfähigkeiten bei starrer Lagerung wurden Traglasten zwischen $v_{bw}/v_{s,exp} = 0,52 - 0,78$ bzw. $v_{bw}/v_{s,cal} = 0,55 - 0,83$ erreicht.
- Bei Durchbiegungen der Träger zwischen etwa $L/100$ und $L/200$ im Bruchzustand war kein Einfluss der Trägersteifigkeit auf die Querkrafttragfähigkeit der Platten feststellbar.
- Eine Begrenzung der Trägerdurchbiegung vermindert die Beanspruchungen der Platten infolge Querbiegung und Querkzug. Die Ergebnisse der Versuche mit dem steiferen IFB-Profil lassen auf eine geringe Beeinträchtigung der Spannkraftverankerung und damit auf eine geringe Beeinflussung der Gesamttragwirkung der Decke durch Längsrisse schließen. Grundsätzlich treten Querbiege- und Querkzugbeanspruchungen verstärkt an den inneren Platten eines Deckenfeldes auf und sind nicht für das Versagen der maßgebenden Randplatten verantwortlich.
- Bei gegebener Trägerdurchbiegung gleicht ein 10 mm dicker Elastomerstreifen in der Lagerfuge Unebenheiten und zum Teil die nicht vollflächige Auflagerung der Platten aufgrund der Trägerverkrümmung aus. Bei einer ausreichenden Begrenzung der Trägerdurchbiegung sind nachteilige Auswirkungen auf das Tragverhalten durch eine erhöhte Reibung in der Lagerfuge nicht zu erwarten.
- Trotz einer Rissbildung in den Vergussfugen werden die Platten in Querrichtung durch eine Schubverformung aufgrund der Verbundtragwirkung zwischen dem Träger und den Platten beansprucht. Dieser Effekt beeinflusst nachhaltig das frühzeitige Querkraftversagen der Randplatten bei biegeweicher Lagerung.
- Das nachträgliche Ausbetonieren einzelner Hohlkammern führte zu keiner messbaren Traglaststeigerung, obwohl die Versagensform eines Versuchs auf eine Erhöhung des Widerstands gegenüber der Schubverformung hindeutet. Bei einer werkseitigen Verfüllung wurde durch den verbesserten Verbund zwischen den Platten und dem Vergussbeton eine deutliche Traglaststeigerung erreicht. Modifizierte Randplatten ohne äußere Hohlkammern erreichten aufgrund einer ungleichen Verdichtung über die Breite eine geringere Tragfähigkeit als die Standardquerschnitte.
- Die Verringerung der Verbundtragwirkung im Bereich der Randplatten führte in einem Versuch zu einer messbaren Traglaststeigerung. Im Hinblick auf einen praxisnahen Versuchsaufbau wurde gleichzeitig ein umlaufender Ringanker simuliert. Möglicherweise führte dessen insgesamt ungünstiger Einfluss dazu, dass die Tragfähigkeit in einem zweiten Versuch nicht gesteigert wurde.

Weitergehende numerische Untersuchungen zum Einfluss der Trägersteifigkeit, des Plattenquerschnitts, des Verbundverhaltens zwischen Platten und Träger sowie einer Verfüllung der Hohlkammern auf das Tragverhalten sind in Kapitel 4 beschrieben.

4 Numerische Untersuchungen

4.1 Allgemeines

In Ergänzung zu den experimentellen Untersuchungen wurde das Tragverhalten von Spannbeton-Fertigdecken bei biegeweicher Lagerung durch nichtlineare dreidimensionale Finite-Elemente (FE) Berechnungen analysiert. Die numerischen Simulationen hatten neben einer vertieften Analyse des Tragverhaltens das Ziel, geeignete Maßnahmen zur Erhöhung der Querkrafttragfähigkeit und Kriterien zur Abgrenzung zwischen biegeweicher und starrer Lagerung zu bestimmen.

Grundlegende FE-Modelle der Versuche wurden im Rahmen des ersten AiF-Forschungsvorhabens /Heg07/ mit dem Programm LIMFES /Ker04/ entwickelt. Im Verlauf der Untersuchungen zeigte sich, dass insbesondere die Modelle der Großversuche sehr hohe Rechnerkapazitäten beanspruchen und mit einzelnen Arbeitsplatzrechnern kaum analysiert werden können. Daher wurden in Anlehnung an die bestehenden Modelle für das Programm LIMFES entsprechende Systeme für das Programm ABAQUS /Hib07/ entwickelt. ABAQUS ist für Berechnungen mit mehreren Prozessoren optimiert und konnte effizient auf einem UNIX-Rechencluster der RWTH Aachen genutzt werden. Dadurch war eine hohe Anzahl von Simulationen zum Tragverhalten biegeweich gelagerter Deckenfelder mit verschiedenen Parametern möglich.

Zunächst werden die Grundlagen des verwendeten nichtlinearen Materialgesetzes für Beton und einer oberflächenbasierten Kontaktmodellierung zwischen den Einzelbauteilen in ABAQUS beschrieben. Anschließend werden die Modelle erläutert und die Berechnungsergebnisse vorgestellt.

4.2 Grundlagen der Finite-Elemente Modelle

4.2.1 Materialmodell für Beton

In den numerischen Untersuchungen mit dem Programm ABAQUS /Hib07/ wurde für den Beton das plastische Materialmodell „Concrete Damaged Plasticity“ (CDP) verwendet. Wie andere plastische Materialmodelle enthält das Modell CDP folgende wesentliche Komponenten:

- Die Fließbedingung beschreibt, ob in einem gewissen Spannungszustand plastische Dehnungen auftreten. Im Spannungsraum beschreibt die Fließbedingung eine Grenzfläche (Fließfläche), die den elastischen Bereich umschließt.
- Die Verfestigungshypothese beschreibt die Entwicklung der Fließbedingung, wenn plastische Dehnungen auftreten bzw. die ursprüngliche Fließbedingung erfüllt ist.
- Die Fließregel bestimmt die Richtung und den Betrag des plastischen Dehnungsvektors bei gegebenem Spannungszustand.

Das Materialmodell CDP verwendet die Fließbedingung von *Lubliner et al.* /Lub89/. Zur Berücksichtigung unterschiedlicher Festigkeitsentwicklungen unter Zug- und

Druckbeanspruchung wurde diese von *Lee* und *Fenves* /Lee98/ erweitert. Die Fließbedingung wird durch die einaxiale (f_c) und zweiachsig (f_b) Betondruckfestigkeit, die einaxiale Betonzugfestigkeit f_{ct} und den Verhältniswert K_c zwischen Zug- und Druckmeridian (Bild 4.2) im Bereich negativer Hauptspannungen ($\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3 < 0$) definiert. Bild 4.1 verdeutlicht den Einfluss von K_c für Werte zwischen 0,5 - 1,0 auf die Form der Fließbedingung anhand eines Schnittes in der Deviatorebene im Bereich negativer Hauptspannungen. Für Punkte in einer Deviatorebene gilt $\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 = \text{const.}$ Mit $K_c = 1,0$ nimmt die Fließbedingung die Gestalt eines Kreises an. Bei kleineren Werten verringert sich ihre Krümmung, bis sie bei $K_c = 0,5$ in ein Dreieck übergeht.

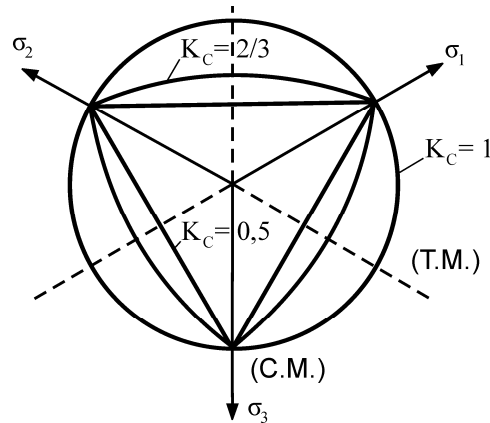


Bild 4.1: Fließbedingung in der Deviatorebene für $K_c = 0,5 - 1,0$ nach /Hib07/

Aufgrund der unterschiedlichen Zug- und Druckschädigung werden die sogenannte äquivalente plastische Druckdehnung $\tilde{\epsilon}_c^{pl}$ sowie Zugdehnung $\tilde{\epsilon}_t^{pl}$ als separate Schädigungsvariablen eingeführt /Lee98/. Die äquivalenten plastischen Dehnungen werden zur allgemeinen mathematischen Abbildung mehraxialer Spannungszustände eingeführt und lassen sich nach *Lee* und *Fenves* aus den Dehnungsinkrementen einaxialer Druck- und Zugversuche berechnen. Da $\tilde{\epsilon}_c^{pl}$ und $\tilde{\epsilon}_t^{pl}$ die Veränderung der Fließbedingung beim Auftreten plastischer Dehnungen bestimmen, was üblicherweise als Verfestigung bezeichnet wird, werden sie auch Verfestigungsparameter genannt. Die gestaltstreue, d.h. isotrope Verfestigung der Fließbedingung F im Materialmodell CDP ist in Bild 4.2, links verdeutlicht. Die Darstellung erfolgt in Abhängigkeit von p und q , die sich aus den Invarianten eines beliebigen Spannungstensors berechnen lassen. Jeder Spannungstensor lässt sich in zwei Anteile aufteilen, wobei p den hydrostatischen Druck (negative Hauptspannungen $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$) und q die effektive von Mises Spannung des Spannungsdeviators beschreibt. Der Deviator ist nach /Zie06/ ein Maß für die Schubspannung.

Durch die Fließbedingung und die Verfestigungshypothese ist das Auftreten plastischer Dehnungen im Beton definiert. Weiter wird das Materialverhalten durch die Richtung und den Betrag des plastischen Dehnungsvektors beschrieben. Die Anwendung einer so genannten assoziierten Fließregel, bei der die plastischen Dehnungen in Richtung des Normalenvektors der Fließbedingung definiert sind, überschätzt nach

/Smi89/ die Volumenzunahme des Betons im Bruchzustand. Daher verwendet das Modell CDP eine so genannte nicht-assozierte Fließregel, bei der unabhängig von der Fließbedingung F ein Fließpotential G definiert ist. Der plastische Dehnungsvektor steht senkrecht auf der durch G beschriebenen Potentialfläche in dem Punkt, in dem die Fließbedingung erfüllt ist. ABAQUS verwendet als Ansatz für das Fließpotential eine hyperbolische Funktion vom Typ Drucker-Prager. In Bild 4.2, rechts ist der Verlauf des Fließpotentials der Fließbedingung in der p - q -Ebene gegenübergestellt. Unter hohem hydrostatischem Druck p nähert sich die Neigung von G dem Dilatanzwinkel ψ an. Die Dilatanz beschreibt die Volumenzunahme des Betons infolge plastischer Dehnungen.

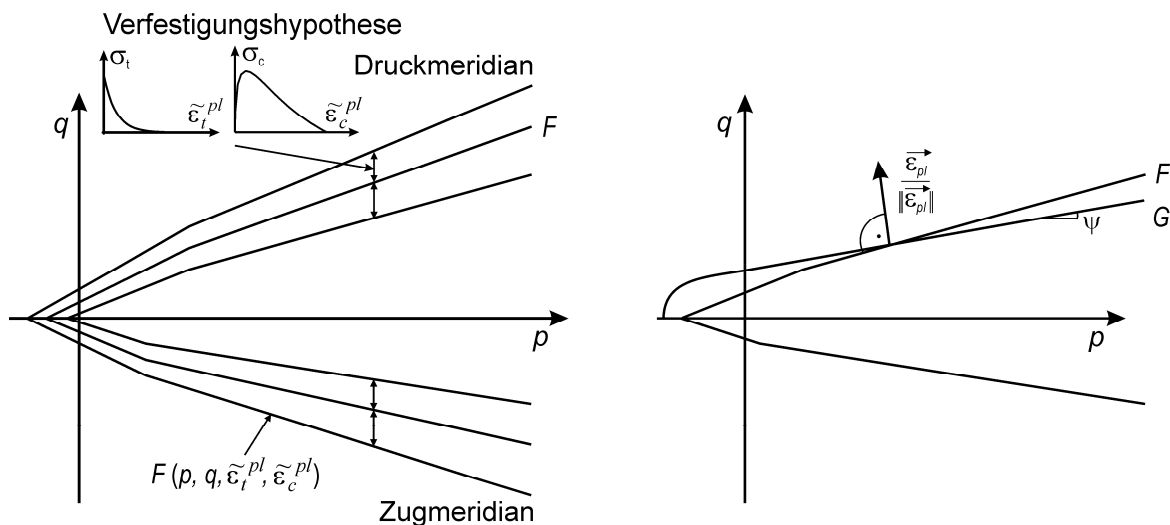


Bild 4.2: Isotrope Verfestigung der Fließbedingung (links) und Fließregel (rechts) nach /Ric09/

Neben dem Dilatanzwinkel ψ beschreibt ein Parameter ε (Eccentricity) das Fließpotential im Modell CDP. Je größer der Wert ε ist, desto ausgeprägter ist die Krümmung des Fließpotentials im Bereich niedriger bzw. positiver hydrostatischer Spannungen. Für $\varepsilon \rightarrow 0$ verringert sich die Krümmung und das Fließpotential nimmt die Form einer Geraden entsprechend der klassischen Formulierung nach Drucker-Prager aus der Geotechnik an.

Die Baustoffuntersuchungen der verwendeten Spannbeton-Fertigdecken umfassten die E-Moduln sowie die einaxialen Zug- und Druckfestigkeiten (Kapitel 3.4). Ausgehend von diesen Kennwerten wurden die einaxialen Spannungs-Dehnungs-Beziehungen des Betons zur Ermittlung der Verfestigungsparameter $\tilde{\varepsilon}_c^{pl}$ und $\tilde{\varepsilon}_t^{pl}$ analytisch bestimmt. Zur mathematischen Beschreibung des Druckbereichs wird Gleichung 4.1 nach Sargin (z.B. /Ste96/) verwendet, bei der das Baustoffverhalten insbesondere nach Überschreitung der Druckfestigkeit f_c über einen Faktor D definiert wird. Für $D = 0$ entspricht die Formulierung DIN 1045-1, Gleichung (62). Eine Vergrößerung des Faktors D führt zu einem duktileren Verlauf der Spannungs-Dehnungs-Beziehung im Nachbruchbereich.

$$\sigma_{c(\varepsilon)} = -f_c \cdot \frac{k \cdot \eta + (D-1) \cdot \eta^2}{1 + (k-2) \cdot \eta + D \cdot \eta^2} \quad (4.1)$$

mit: E_{cm} mittlerer Elastizitätsmodul (Sekantenmodul) des Betons

ε_{cl} Dehnung bei Erreichen der Druckfestigkeit

$$\eta = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cl}}$$

$$k = -\frac{1,1 \cdot E_{cm} \cdot \varepsilon_{cl}}{f_c}$$

Zur Untersuchung des Querkraftversagens der unbewehrten Plattenstege ist besonders eine genaue Beschreibung des Zugtragverhaltens erforderlich. Bis zum Erreichen der Zugfestigkeit f_{ct} wird ein elastisches Verhalten mit dem gleichen E-Modul E_{cm} wie im Druckbereich modelliert. Im Nachbruchbereich wird das fiktive Rissmodell nach *Hillerborg* /Hil81/ herangezogen, wonach mit zunehmender Öffnung eines diskreten Risses abnehmende Zugspannungen zwischen den Rissufern übertragbar sind. Die Spannungs-Rissöffnungs-Beziehung kann z.B. mit Gleichung 4.2 beschrieben werden:

$$\sigma_{ct(w)} = f_{ct} \cdot e^{\left(-w \cdot f_{ct} / G_f\right)} \quad (4.2)$$

mit: w fiktive Rissöffnung

G_f Bruchenergie des Betons

Die Spannungs-Rissöffnungs-Beziehung wird von der Zugfestigkeit f_{ct} und der Bruchenergie G_f beeinflusst. Die Bruchenergie ist ein Materialkennwert und definiert als die zum Riss einer Einheitsfläche erforderliche Energie. Im Spannungs-Rissöffnungs-Diagramm entspricht G_f der Fläche unterhalb der Kurve. Den qualitativen Verlauf einer auf f_{ct} normierten Spannungs-Rissöffnungs-Beziehung stellt Bild 4.3 dar.

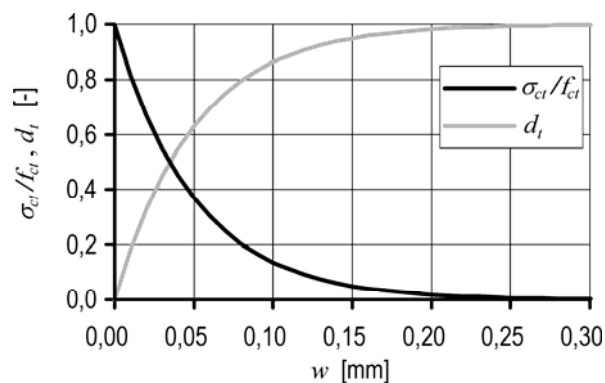


Bild 4.3: Qualitativer Verlauf der verwendeten Spannungs-Rissöffnungs-Beziehung und zugehörige Schädigungs-Rissöffnungs-Beziehung

Bei der Überführung der Modellvorstellung eines fiktiven Risses in die numerische Berechnung wird die lokale Rissöffnung als Dehnung über den Einflussbereich des betroffenen Integrationspunktes in einem Element verschmiert. Hierdurch können die geschädigten Strukturbereiche weiterhin als Kontinuum betrachtet werden, was einen erheblichen Berechnungsvorteil bedeutet /Sch05/. Die fiktive Rissöffnung w und eine entsprechende Dehnung ε sind über die Beziehung $w = \varepsilon \cdot l$ verknüpft. Dabei entspricht l der Breite der so genannten Bruchprozesszone, in der nach /Baž83/ infolge von Mikrorissbildung eine Entfestigung nach dem Überschreiten der Zugfestigkeit stattfindet, bzw. im Modell der betroffenen Elementabmessung senkrecht zum Riss. Da die Richtung der Risse bzw. plastischen Dehnungen im Voraus jedoch unbekannt ist, wird l in der Berechnung durch eine auf der Elementgeometrie basierende spezifische Länge l_c ersetzt. Bei Volumenelementen wird l_c als dritte Wurzel des zu einem Integrationspunkt gehörigen Volumens bestimmt. Da die maßgebliche Elementabmessung l senkrecht zum Riss und l_c voneinander abweichen können, führt die numerische Abbildung des fiktiven Rissmodells zu einer gewissen Netzabhängigkeit. Diese kann durch ein Seitenverhältnis der Elementkanten von 1:1 minimiert werden.

Beim Materialmodell CDP kann ein Schädigungsparameter d_t ($0 \leq d_t < 1$) in Abhängigkeit der fiktiven Rissöffnung vorgegeben werden. Der Schädigungsparameter d_t berücksichtigt in erster Linie eine Steifigkeitsabnahme infolge der Rissbildung und wirkt sich bei einer Entlastung bzw. anschließenden Wiederbelastung im Nachbruchbereich aus /Hib07/. Indirekt beeinflusst d_t zudem geringfügig die rechnerische äquivalente plastische Zugdehnung $\tilde{\varepsilon}_t^{pl}$ und damit die Änderung der Fließbedingung (Verfestigungshypothese). Der Verlauf von d_t wird in den Untersuchungen umgekehrt zur Spannungs-Rissöffnungs-Beziehung definiert (Bild 4.3). Bei einmaliger Belastung kann d_t wie im weiteren Verlauf der Arbeit herangezogen werden, um die Bereiche der FE-Modelle mit plastischen Dehnungen zu verdeutlichen.

Die Parameter des Materialmodells CDP wurden auf Grundlage der durchgeführten Baustoffprüfungen und anhand von Nachrechnungen der Referenzversuche mit starr gelagerten Einzelplatten bestimmt. Zur Untersuchung des Einflusses der Bruchenergie, der Zugfestigkeit, der Fließbedingung (K_c) und des Fließpotentials (ψ, ε) wurden ergänzende Parameterstudien durchgeführt. Die in Tabelle 4.1 zusammengefassten Einstellungen orientieren sich zudem an Referenzwerten aus der Literatur. Im Einzelnen wurden die Parameter folgendermaßen festgelegt:

- Ein nennenswerter Einfluss des Parameters K_c war für Werte zwischen 0,5 - 0,8 (möglicher Streubereich nach /Lub89/) nicht feststellbar. *Ricker* /Ric09/ ermittelte durch einen Vergleich der Fließbedingung mit Triaxialversuchen aus der Literatur $K_c = 0,68$. Entsprechend /Hib07/, /Lub89/, /Fin07a,b/ und /Win08/ wurde in den eigenen Berechnungen ein geringfügig kleinerer Wert von $K_c = 0,66$ verwendet.
- Die Dehnung bei Erreichen der Druckfestigkeit wurde entsprechend DIN 1045-1, Tabelle 9 für Beton der Festigkeitsklasse C45/55 zu $\varepsilon_{cl} = -2,55 \text{ ‰}$ gesetzt. Der

Parameter D zur Beschreibung des Nachbruchbereichs unter Druckbeanspruchung hatte keinen Einfluss auf die Ergebnisse und wurde zu 0,2 gesetzt.

- Als einaxiale Betondruckfestigkeit f_c wurden entsprechend CEB-FIP Model Code 1990 /CEB91/ für jeden Plattentyp 95 % des Mittelwertes der Baustoffprüfungen (zu den Versuchen 1 - 4, Tabelle 3.4) verwendet.
- Bei einer Steigerung der Zugfestigkeit im Wertebereich von 2,9 - 4,1 N/mm² nahm die Traglast fast proportional zu /Heg09/. Zur Berücksichtigung von Streuungen der Festigkeit wurden in den Modellen als charakteristische einaxiale Betonzugfestigkeit f_{ctk} jeweils 85 % des Mittelwertes der Baustoffprüfungen (Tabelle 3.4) verwendet.
- Das Verhältnis der biaxialen zur einaxialen Betondruckfestigkeit f_b/f_c wurde nach /Kup73/ zu 1,16 angenommen.
- Als E-Modul wurde für jeden Plattentyp ein mittlerer Sekantenmodul E_{cm} aus den Baustoffprüfungen (Tabelle 3.4) übernommen.
- Der Einfluss der Potentialfunktion G wurde durch Parameterstudien mit Einstellungen von $\varepsilon = 0,05 - 0,4$ und $\psi = 20 - 50^\circ$ untersucht. Die Berechnungen ergaben keinen nennenswerten Einfluss von ε , so dass dieser Wert entsprechend /Hib07/ zu 0,1 gesetzt wurde. Als Dilatanzwinkel werden in /Ric09/ zwischen $23 - 40^\circ$ und in /Roo04/, /Fin07a,b/ sowie /Win08/ einheitlich 30° angesetzt. Für $\psi \leq 25^\circ$ trat in den eigenen Modellen anstelle eines Schubzugversagens der Stege bereits bei geringer Beanspruchung ein horizontaler Riss entlang der Spannlitzen auf. Für $\psi \geq 30^\circ$ wurde die Versagensart zutreffend abgebildet und eine weitere Erhöhung rief steilere Schubrisse und geringfügige Querkraftsteigerungen hervor. Für weitere Berechnungen wurde $\psi = 35^\circ$ gewählt. Diese Einstellung liegt im Wertebereich der Literatur und führt zur guten Abbildung der Versagensart der Versuche.
- Nach /CEB91/ beträgt die Bruchenergie eines Betons mit 16 mm Größtkorn und 60 N/mm² Druckfestigkeit $G_f = 105$ N/m. Nach einer Zusammenstellung verschiedener Untersuchungen in /Hor91/ sind Werte zwischen 95 N/m und mehr als 180 N/m möglich. Im Bereich von 105 - 175 N/m führte eine Erhöhung der Bruchenergie zu geringfügigen Traglaststeigerungen /Heg09/. Die Rezeptur und die Verarbeitung des Betons der Spannbeton-Fertigdecken weichen deutlich von Normalbeton ab, die Bruchenergie wurde jedoch bisher nicht systematisch untersucht. Aufgrund der hohen Verdichtungsenergie bei der Herstellung wurden mit $G_f = 175$ N/m für Plattentyp MV5/265 bzw. $G_f = 150$ N/m für Typ VMM VSD 25 Einstellungen im oberen Wertebereich nach /Hor91/ verwendet.

Tabelle 4.1: Verwendete Parameter des Materialmodells CPD

Plattentyp	Druckfestigkeit f_c	Zugfestigkeit f_{ctk}	E-Modul E_{cm}	Bruchenergie G_f	Parameter K_c	Dilatanzwinkel ψ	Parameter ε
[-]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/m]	[-]	[°]	[-]
MV5/265	58,4	3,5	43300	175	0,66	35	0,1
VMM VSD 25	53,9	3,0	38700	150			

4.2.2 Kontaktmodellierung

In den Modellen der biegeweich gelagerten Deckenfelder wurden die einzelnen Platten und der deckengleiche Stahlträger separat abgebildet und anschließend zusammengefügt. Anstelle eines zusammenhängenden Gesamtmodells mit durchgängigem FE-Netz wirken die Einzelbauteile jedoch nur über Kontaktformulierungen in vordefinierten Grenzflächen zusammen. Das bedeutet, dass Kräfte zwischen benachbarten Platten oder den Platten und dem Träger nur durch Kontakt übertragen werden können (Kapitel 4.4). Beim Zusammentreffen zweier Körper sind Grenzflächendeformationen, Reibung sowie eine Durchdringung oder die erneute Trennung der Körper möglich. Zur numerischen Abbildung solcher Kontaktbedingungen kann in ABAQUS ein oberflächenbasierter Ansatz verwendet werden. Hierbei ist keine Übereinstimmung der Knotenkoordinaten der sich berührenden Grenzflächen erforderlich, so dass die Elementierung einzelner Platten und des Trägers unabhängig voneinander erfolgen kann. Dadurch wird insbesondere die gezielte Netzverfeinerung in hoch beanspruchten Bereichen des Modells vereinfacht.

Zunächst ist festzulegen, welche Oberflächen der in Frage kommenden Körper miteinander in Kontakt treten können. In der so genannten Masterfläche eines Kontaktpaares liegen die unabhängigen Elementknoten, deren Freiheitsgrade über die Kontaktformulierung mit denen der abhängigen Knoten in der zugehörigen Slavefläche verknüpft werden. Grundsätzlich können Knoten der Masterfläche die Slavefläche durchdringen, doch nicht umgekehrt. Um Durchdringungen in den Berechnungen zu minimieren, wurde entsprechend /Hib07/ in der Lagerfuge der Platten der gröber vernetzte Trägerflansch als Masterfläche definiert (Bild 4.11).

Weiterhin ist im Rahmen einer Kontaktformulierung das Verhalten in Normalenrichtung und in Tangentialrichtung der Kontaktflächen festzulegen. Kontaktformulierungen führen allgemein zu einem deutlich erhöhten Berechnungsaufwand und können Konvergenzprobleme hervorrufen, da beim Berühren und Trennen eines Kontaktpaares sprunghafte Änderungen der Steifigkeitsverhältnisse des Gesamtsystems möglich sind. Zur Erhöhung der Berechnungsstabilität können derartige Steifigkeitssprünge durch eine Annäherung der Kontaktdruck-Abstands-Beziehung in Normalenrichtung vermindert werden. Beim so genannten harten Kontakt sind unbegrenzte Druckspannungen ohne Durchdringung übertragbar, wenn zwei Körper in Kontakt treten (Bild 4.4, links). Bei der angenäherten linearen Beziehung im rechten Teil der Abbildung können Spannungen in Abhängigkeit der Kontaktsteifigkeit k mit zunehmender Durchdringung der betroffenen Körper übertragen werden. Bei einer exponentiellen Beziehung steigt die Kontaktsteifigkeit mit zunehmender Durchdringung überproportional stark an. Bereits ab einem Abstand c_0 zwischen den Kontaktflächen sind Spannungen übertragbar und erst beim Überschreiten der Pressung p_0 kommt es zu einer gewissen Durchdringung der Körper.

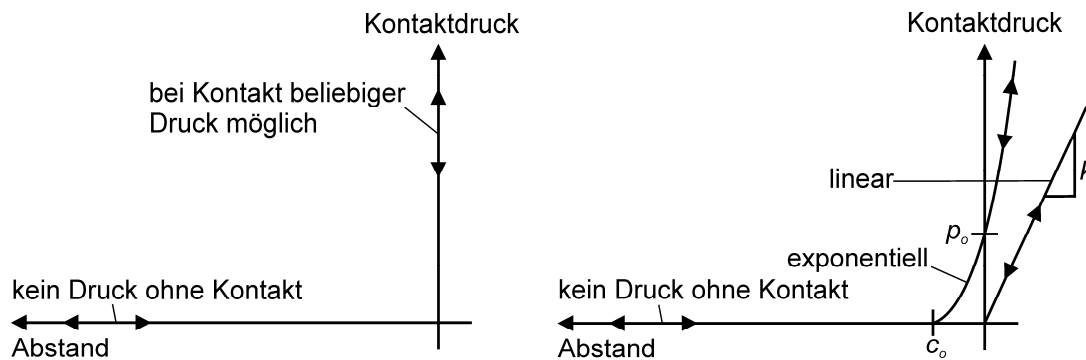


Bild 4.4: Harte (links) und linear bzw. exponentiell angenäherte Kontaktdruck-Abstands-Beziehung in Normalenrichtung nach /Hib07/

Vergleichsrechnungen mit hartem Kontakt und variablen Einstellungen bei linear bzw. exponentiell angenähertem Verhalten in Normalenrichtung offenbarten lediglich bei sehr geringen linearen Kontaktsteifigkeiten k nicht zufriedenstellende Berechnungsergebnisse /Heg09/. Dabei kann durch eine angenäherte Kontaktdruck-Abstands-Beziehung prinzipiell die lastverteilende Wirkung eines Elastomerstreifens in der Lagerfuge (Kapitel 3.7.4) berücksichtigt werden. Bei Berechnungen mit hartem Kontakt waren die Auflagerpressungen sehr stark an den Rändern der Platte konzentriert. Zur Abbildung des Kontaktes mit ausreichender Berechnungsstabilität aber ohne größere Durchdringungen wurde in den endgültigen Modellen eine exponentielle Spannungs-Abstands-Beziehung gewählt. Die exponentiell ansteigende Kontaktsteifigkeit verhindert zunehmende Durchdringungen immer stärker und Voruntersuchungen mit Kleinmodellen sowie die Vergleichsrechnungen in /Heg09/ ergaben eine geringe Empfindlichkeit der Ergebnisse gegenüber den Kontaktparametern c_0 und p_0 . Der Kontakt zwischen den Platten und dem IFB-Profil ließ sich mit den Einstellungen $c_0 = 0,4$ mm und $p_0 = 15$ N/mm² gut abbilden.

Unabhängig vom Kontaktverhalten in Normalenrichtung können nahezu beliebige Eigenschaften in Tangentialrichtung simuliert werden. Die Kontakteigenschaften in Tangentialrichtung beeinflussten das Tragverhalten in den Modellen der Großversuche wesentlich deutlicher als die in Normalenrichtung. Die Einstellungen in den durchgeführten Untersuchungen sind in Kapitel 4.4 beschrieben.

4.3 Starr gelagerte Einzelplatten

4.3.1 Modellbeschreibung

Bild 4.5 stellt die Modelle der Querkraftversuche mit starrer Lagerung dar. Die untersuchten Plattenquerschnitte wurden durch Rechteckvolumenelemente mit quadratischer Ansatzfunktion (reduzierte Integration) abgebildet. Im hoch beanspruchten Bereich zwischen der Lasteinleitung und dem nahe gelegenen Auflager wurde zur Erfassung der Schädigung eine feine Elementierung mit dem nichtlinearen Materialmodell CDP verwendet. Zur Reduzierung des Rechenbedarfs wurde der übrige, last-

abgewandte Bereich mit größeren Elementen und linear-elastischem Materialverhalten simuliert. Am Übergang zwischen dem fein und dem grob vernetzten Bereich wurden die Freiheitsgrade der benachbarten Knoten miteinander verknüpft, ohne dass die Netze aufeinander abgestimmt sein mussten. Bei ausreichender Entfernung des Netzübergangs vom hoch beanspruchten Bereich waren keine Unterschiede gegenüber Vergleichsrechnungen mit durchgängig feiner Elementierung feststellbar. Aufgrund der Symmetriebedingungen in Querrichtung wurden lediglich die halben Plattenquerschnitte abgebildet.

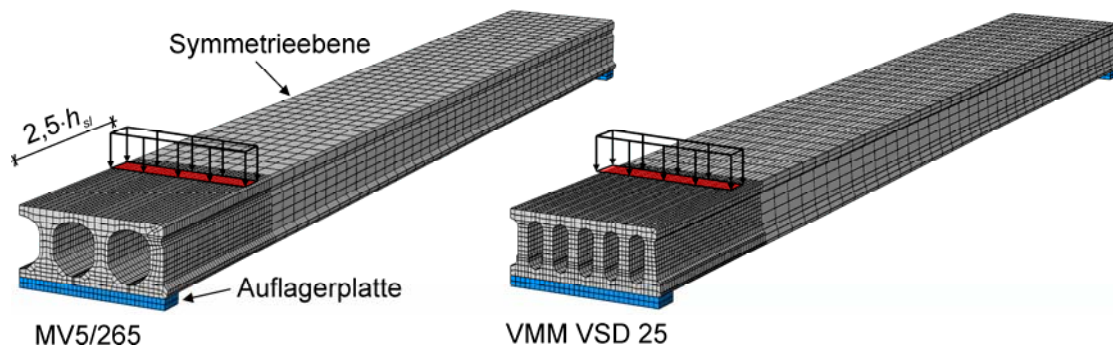


Bild 4.5: Modelle der Referenzversuche an Einzelplatten bei starrer Lagerung

Elastisch-plastische Fachwerkelemente bildeten die Spannlitzen (St 1570/1770) ab. Die Knotenfreiheitsgrade der Fachwerkelemente wurden mit den Freiheitsgraden der sie umgebenden Betonvolumenelemente gekoppelt, um die Vorspannung im Modell zu übertragen. Auf diese Weise wird ein vollkommener Verbund zwischen Spannstahl und Beton simuliert. Um dennoch einen möglichst realistischen Spannungsverlauf innerhalb der Übertragungslänge der Vorspannung mit sofortigem Verbund zu berücksichtigen, erhielten die Elemente ausgehend von den Plattenenden stufenweise ansteigende Vorspannungen. Als Spannkrafteinleitungslänge wurde bei Plattentyp MV5/265 bzw. VMM VSD 25 nach /Bül08/ $l_{bp} = 34$ cm bzw. 41 cm modelliert (0,5“-Litzen mit $\sigma_{p0} = 900$ N/mm² bzw. 1080 N/mm², Tabelle 3.2). Die resultierenden Druckspannungstrajektorien sind in Bild 4.6 dargestellt und stimmen gut mit dem Verlauf nach /Ruh77/ sowie /CEB91/ überein.

Eine realistische Abbildung der zugehörigen Schubspannungen infolge Spannkrafteinleitung ist wichtig, da diese unmittelbar das Querkrafttragverhalten beeinflussen (Kapitel 2.2.3). Im Hintergrund der Druckspannungstrajektorien sind die betragsmäßigen Schubspannungen dargestellt. Ihr Verlauf stimmt gut mit den Ergebnissen numerischer Untersuchungen in /Heg03b/ überein (vgl. z.B. Bild 2.7) und wird offenbar zutreffend beschrieben. Die Modelle in /Heg03b/ basieren auf Untersuchungen in /Heg01/ zur vertieften Untersuchung der Beanspruchungen im Übertragungsbereich der Vorspannkraft, die anhand der Ergebnisse von Spannkrafteinleitungsversuchen /Nit01/ kalibriert wurden.

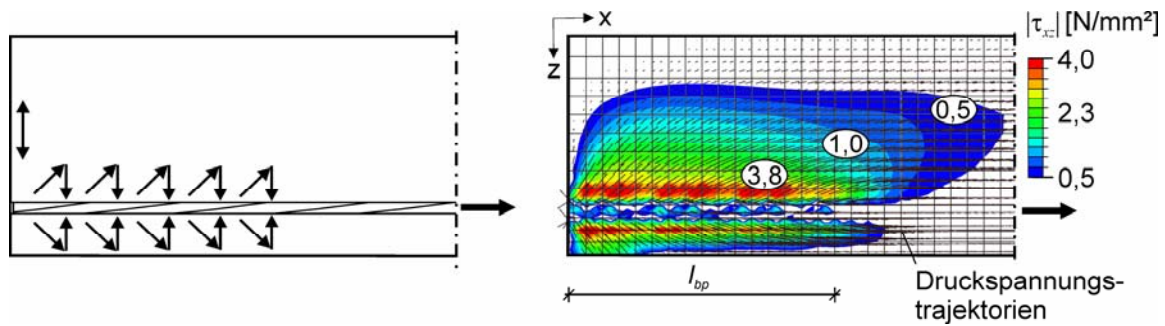


Bild 4.6: Beanspruchungen im Spannkrafteinleitungsbereich nach /Ruh77/ (links) sowie Spannungstrajektorien und Schubspannungen im Modell (rechts)

Die Berechnungen wurden lastgesteuert mit dem Newton-Raphson Verfahren durchgeführt. Unterschiedliche Elementtypen und Berechnungseinstellungen wirkten sich in Vergleichs- bzw. Kontrollrechnungen nicht nennenswerte auf die Ergebnisse aus, so dass mit den entwickelten Modellen reproduzierbare und belastbare Ergebnisse zu erwarten sind. In den folgenden Abschnitten werden das Tragverhalten und die Abbildung der durchgeführten Referenzversuche mit den kalibrierten Materialparametern (Kapitel 4.2.1) vorgestellt.

4.3.2 Tragverhalten

Zur Untersuchung des Tragverhaltens wurden in den Modellen die Spannkrafteinleitungslänge und die Auflagertiefe variiert. Durch eine Verkürzung der Spannkrafteinleitungslänge l_{bp} bei konstanter Vorspannkraft und Auflagertiefe erhöhen sich die traglaststeigernden Normalspannungen in einem Schnitt im Abstand x vor der Auflagervorderkante (mit: $x < l_{bp}$). Gleichzeitig muss mehr Vorspannung je Längeneinheit dx auf den Betonquerschnitt übertragen werden, wodurch es zu einer Erhöhung der Schubspannungen infolge Spannkrafteinleitung kommt (Kapitel 2.2.2). Diese überlagern sich mit den Schubspannungen aus dem Querkraftabtrag und die Bruchlast nimmt ab. Aufgrund der gegenläufigen Effekte streuen die Berechnungsergebnisse bei unterschiedlichen Spannkrafteinleitungslängen (± 5 cm) nur geringfügig.

Besonders bei vorgespannten Bauteilen mit kleinen Schubslankheiten wird ein Teil der Querkraft über ein Sprengwerk abgetragen. Der über einen geneigten Druckbogen direkt ins Auflager eingetragene Sprengwerkanteil ist unter ansonsten gleichen Bedingungen von der an der Auflagervorderkante verankerten Vorspannkraft abhängig. Bei Vorspannung mit sofortigem Verbund ist mit zunehmender Auflagertiefe eine größere Horizontalkraftkomponente des geneigten Druckbogens aufnehmbar und der Sprengwerkanteil steigt (Bild 4.7).

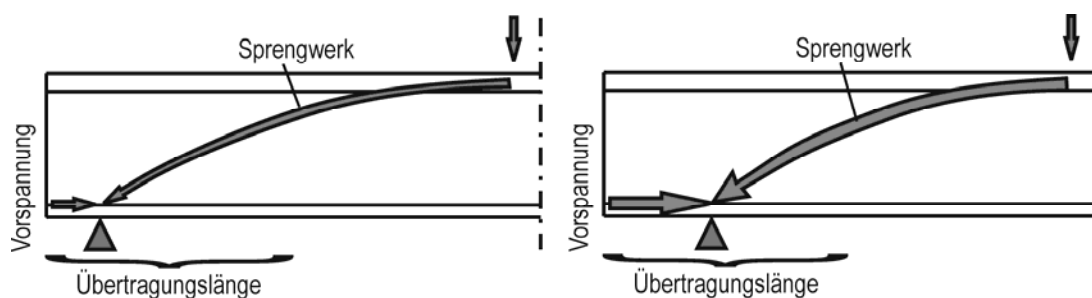


Bild 4.7: Querkrafttragverhalten von Bauteilen mit Vorspannung mit sofortigem Verbund bei unterschiedlichen Auflagertiefen /Ber08/

In den Referenzversuchen an starr gelagerten Einzelplatten betrug die Auflagertiefe 10 cm, wohingegen die biegeweich gelagerten Platten in den Großversuchen nur 7 cm tief auf dem Flansch des IFB-Profils auflagen. Die Auswirkungen einer unterschiedlichen Auflagertiefe wurden mit dem Modell des Referenzversuchs von Plattentyp MV5/265 überprüft. Nach den Berechnungen wird die Bruchlast bei unveränderter Schubslankheit $a/h_{sl} = 2,5$ (a : Abstand zwischen den Mittelachsen des Auflagers und der Lasteinleitung, Bild 3.1) jedoch um 3 cm verringerter Auflagertiefe um 3 - 4 % reduziert. Bei den experimentellen Untersuchungen mit $a/h_{sl} = 2,5$ nach DIN EN 1168 /DIN09/ ist somit ein kleiner Teil der Traglastabminderung in den Großversuchen gegenüber den Referenzversuchen auf die verkürzte Auflagertiefe zurückzuführen. Wird dies bei der Versuchsauswertung berücksichtigt, ergeben sich entsprechend höhere bezogene Querkrafttragfähigkeiten v_{bw}/v_s als nach Tabelle 3.8.

In Bild 4.8 sind aus Sicht der Symmetrieebene die Querschnittsbereiche beider Plattentypen mit plastischen Dehnungen im Bruchzustand anhand des Zugschädigungsparameters d_t (Kapitel 4.2.1) verdeutlicht. Beim Querschnitt MV5/265 sind die beiden mittleren Stege (erster Steg von links in der Abbildung) mit jeweils drei Litzen am höchsten vorgespannt. Infolge der ungleichmäßigen Verteilung der Spannlitzen wölbt sich der Querschnitt beim Vorspannen geringfügig in Querrichtung und auf die inneren Stege entfällt der größte Lastanteil. Zudem kommt es verstärkt zu einer Überlagerung der Schubspannungen aus Spannkrafteinleitung und Querkraftbeanspruchung, so dass die plastische Schädigung bei 85 - 90 % der Bruchlast am inneren Steg beginnt. Auf Bruchlastniveau weisen am Innensteg demzufolge große Bereiche eine relativ hohe Zugschädigung auf, wogegen diese im Randsteg gerade erst eingesetzt hat.

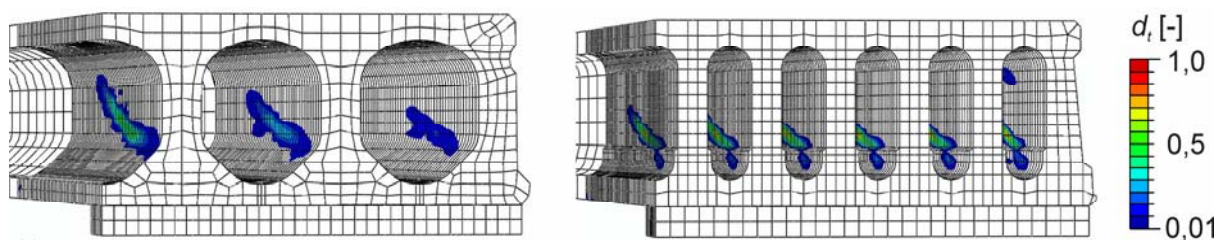


Bild 4.8: Zugschädigungsparameter d_t im Bruchzustand bei Platte MV5/265 (links) und VMM VSD 25 (rechts)

Beim Plattentyp VMM VSD 25 sind die Spannlitzen gleichmäßig über die Querschnittsbreite verteilt (eine Spannlitze je Steg). Die plastische Schädigung setzt in allen Stegen gleichzeitig ein und nimmt anschließend gleichförmig zu. Als Unterschied zwischen den untersuchten Plattentypen bei starrer Lagerung ist festzuhalten, dass der Randsteg der Platte MV5/265 gegenüber den inneren Stegen noch geringfügige Traglastreserven aufweist, wogegen alle Stege des Plattentyps VMM VSD 25 nahezu gleichzeitig ihre Maximaltragfähigkeit erreichen. Die unterschiedliche Ausnutzung der Randstege wirkt sich auf das Tragverhalten bei biegeweicher Lagerung aus, da hierbei die Randstege der Randplatte besonders hoch beansprucht werden (Kapitel 4.4.2).

4.3.3 Abbildung der Versuche

Mit den in Tabelle 4.1 angegebenen Parametern des Materialmodells CDP ergeben die Simulationen der Referenzversuche Querkrafttragfähigkeiten von $v_s = 226 \text{ kN/m}$ und 269 kN/m für die Plattentypen MV5/265 bzw. VMM VSD 25, was 90 % und 95 % der mittleren experimentellen Traglasten (Tabelle 3.6, Standardquerschnitte) entspricht. Der Vergleich der Last-Verformungs-Beziehungen in Bild 4.9 belegt, dass die rechnerischen Bruchlasten im unteren Streubereich der Versuche bzw. knapp darunter liegen. Nach der in Kapitel 4.2.1 zusammengefassten Parameterstudie führt insbesondere die Steigerung der Zugfestigkeit f_{ct} , aber auch eine Erhöhung der Bruchenergie G_f oder des Dilatanzwinkels ψ , zu größeren Traglasten in den Modellen. Eine weitere Angleichung der numerischen und experimentellen Bruchlasten auf Kosten größerer Abweichungen zwischen den eigenen Materialparametern und Werten aus der Literatur bzw. den Ergebnissen der Baustoffuntersuchungen wurde jedoch nicht vorgenommen.

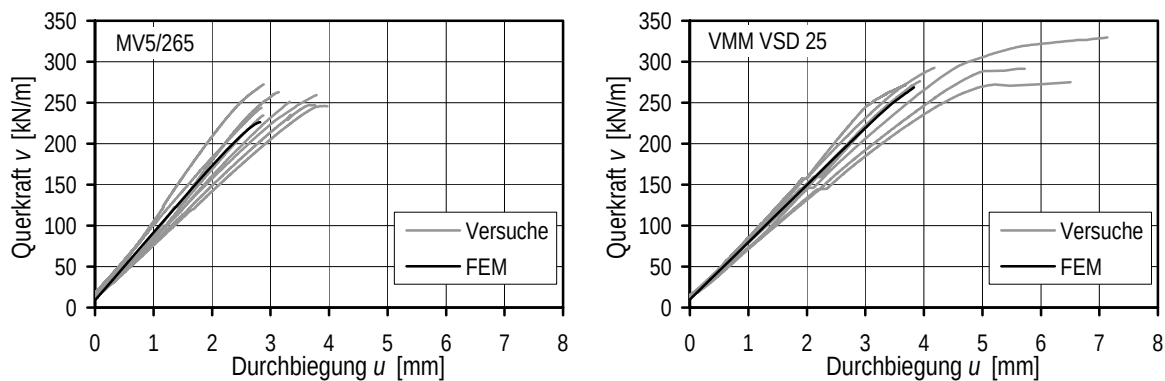


Bild 4.9: Experimentelle und numerische Last-Verformungs-Beziehungen der Referenzversuche mit Platte MV5/265 (links) und VMM VSD 25 (rechts)

Abgesehen von den geringen Verformungszuwächsen während der Lastzyklen erfassen die Modelle die Durchbiegung unterhalb der Lasteinleitungssache in den Versuchen ohne Biegerissbildung (Kapitel 3.7.2) gut. Die Verformungszuwächse während der Lastzyklen werden auf Setzungen der Gipsschichten zur vollflächigen Lasteinleitung und einer Kalotte zurückgeführt, die in den Modellen nicht simuliert wurden. Für beide

Plattentypen liefern die Modelle ein relativ sprödes Schubzugversagen mit nur geringem Steifigkeitsverlust vor Erreichen der Bruchlast. In einzelnen Referenzversuchen mit Plattentyp VMM VSD 25 kam es dagegen vor dem endgültigen Schubzugversagen zur Biegerissbildung unterhalb der Lasteinleitung und entsprechend größeren Verformungszuwächsen (Kapitel 3.7.2). Im Modell trat dieses Tragverhalten nicht auf, doch die Biegelängsspannungen in der Randfaser des Querschnitts erreichten auf Bruchlastniveau unterhalb der Lasteinleitung beinahe die Betonzugfestigkeit. Die hohen Längsspannungen im Modell entsprechen den Versuchsbeobachtungen, wonach beim Querschnitt VMM VSD 25 aufgrund des hohen Steganteils (b_w/b) die Schubzugtraglast oberhalb der Biegerisslast liegen kann.

In Bild 4.10 sind die Versagensrisse eines Innenstegs des Plattentyps MV5/265 im Modell und im Versuch gegenübergestellt. In der Simulation verläuft der Riss ab der Auflagervorderkante zunächst in Höhe des unteren Steganschnitts annähernd horizontal. Anschließend neigt er sich mit zunehmender Entfernung vom Plattenende immer stärker bis zum oberen Steganschnitt. Der Vergleich mit dem Bruchbild im Versuch zeigt eine gute Übereinstimmung, was auch für die Untersuchungen mit Plattentyp VMM VSD 25 zutrifft.

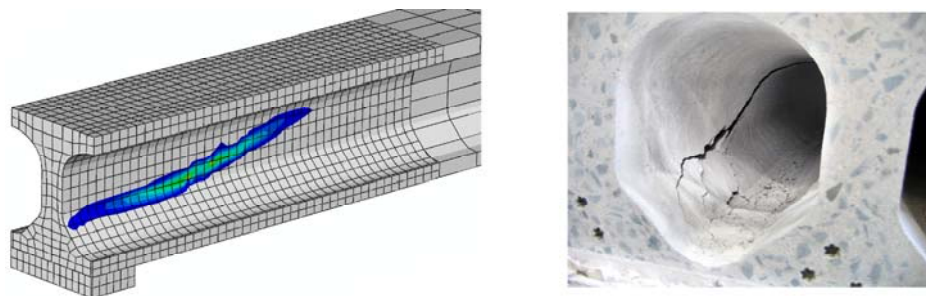


Bild 4.10: Versagensriss eines Innenstegs bei Platte MV5/265 in den FE-Berechnungen (links) und im Versuch (rechts)

Durch den Vergleich der numerischen und experimentellen Verformungen, der Versagensart und der Bruchlast sowie ergänzende Parameterstudien wurden die Modelle der Referenzversuche umfassend verifiziert. Aufgrund der guten Ergebnisse zum Querkrafttragverhalten bei starrer Lagerung wurden darauf aufbauend Modelle der Großversuche mit biegeweicher Lagerung entwickelt.

4.4 Biegeweich gelagerte Deckenfelder

4.4.1 Modellbeschreibung

Der modellierte Deckenausschnitt der Großversuche ist in Bild 4.11 dargestellt. In den Versuchen wiesen die Endauflager vergleichbare Durchbiegungen wie das Mittelaufgänger (IFB-Profil) auf und die Platten lagerten nach der Rissbildung entlang des IFB-Profils an beiden Enden nahezu gelenkig. Demzufolge wurde neben der Symmetrie in

Querrichtung jene in Längsrichtung ausgenutzt und lediglich die halbe Plattenlänge abgebildet. Durch die zusätzliche Symmetriebedingung in Längsrichtung bleibt der Momentenverlauf bei gegebener Querkraftbeanspruchung am IFB-Profil bis zur Lasteinleitungsachse unverändert. Es treten lediglich etwas größere Durchbiegungen auf, was das Tragverhalten nach einer Vergleichsrechnung mit voller Plattenlänge jedoch nicht beeinflusste.

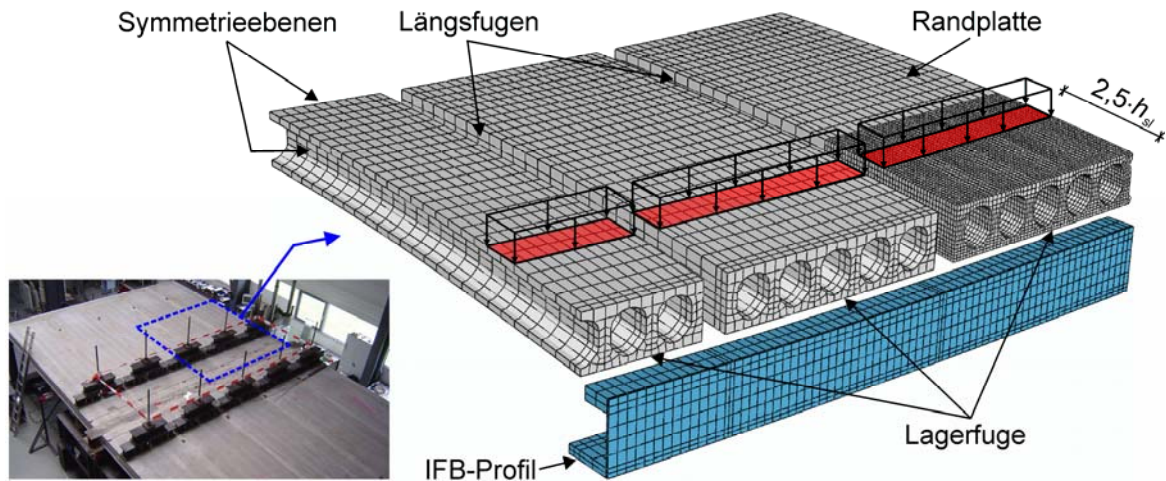


Bild 4.11: Modellierter Deckenausschnitt der Großversuche (Platte MV5/265)

Entsprechend dem beobachteten Versagen wurde die Randplatte zwischen IFB-Profil und Lasteinleitung durch kleinere Elemente mit dem Materialmodell CDP abgebildet. Die restlichen Bereiche bestanden aus größeren, linear-elastischen Elementen zur Begrenzung des Rechenbedarfs. Eine Längsrissbildung der inneren Platten konnte wegen des linear-elastischen Verhaltens nicht abgebildet werden, wodurch das maßgebende Schubzugversagen der Randplatte jedoch nicht beeinflusst wurde. Die Materialparameter wurden ebenso wie die unterschiedlich fein vernetzen Plattenquerschnitte und die Abbildung der Vorspannung aus den Modellen der Referenzversuche übernommen. Das IFB-Profil blieb in den Versuchen elastisch (Kapitel 3.7.2) und wurde dementsprechend durch linear-elastische Volumenelemente (quadratische Ansatzfunktion, reduzierte Integration) modelliert.

Entscheidend für die realistische Abbildung des Tragverhaltens ist das Zusammenwirken der einzelnen Bauteile über die Vergussfugen der Decke. Eine detaillierte Beschreibung des Vergussbetons in den Fugen mit nichtlinearen Volumenelementen erfordert vertiefte Kenntnisse des Verbund- und Schwindverhaltens und erhöht die Rechenanforderungen enorm. Die für das Tragverhalten im Bruchzustand maßgebenden Verbundbedingungen mussten daher auf andere Weise modelliert werden. In den Versuchen rissen während der Lastzyklen die Längsfugen zwischen den Platten über die gesamte Plattendicke auf, so dass anschließend bis zum Bruch lediglich Normal- und Reibkräfte im überdrückten oberen Fugenbereich übertragen werden konnten. Weiterhin verschoben sich die Platten nach der Rissbildung entlang des IFB-Profils ab einem relativ geringen Lastniveau kontinuierlich entlang des Trägers nach außen

(Kapitel 3.7.2). In den Modellen wurde entsprechend dieser Beobachtungen bei gerissenen Fugen Coulombsche Reibung (Gleitreibung) zwischen den Bauteilen simuliert. Hierzu wurden oberflächenbasierte Kontaktformulierungen verwendet, die Druck- und entsprechende Schubkräfte in Abhängigkeit der Reibbeiwerte μ_V in den Längsfugen und μ_L in der Lagerfuge zwischen Träger und Platten zuließen (Bild 4.11).

In Kapitel 4.4.2 werden die Auswirkungen unterschiedlicher Reibbeiwerte μ_L bzw. μ_V auf das Tragverhalten erläutert und in Kapitel 4.4.3 die vorgenommenen Einstellungen zur Abbildung der Versuche angegeben. Als Anhaltswerte für den Reibbeiwert μ_V zwischen Betonoberflächen in den Längsfugen dienen die Werte aus DIN 1045-1, Tabelle 13. Für den Wert μ_L in der Lagerfuge war dagegen im Vorfeld der Berechnungen keine zuverlässige Einstellung zu bestimmen. Zum einen liegen die möglichen Reibbeiwerte eines Elastomers in Abhängigkeit der Oberflächenrauigkeit, der Temperatur und der Pressung in einem großen Streubereich /Sch79/. Zum anderen sollten durch μ_L nicht nur die Reibung in der Lagerfuge, sondern auch alle weiteren Verbundmechanismen zwischen Träger und Platten (Kapitel 3.7.4) im Modell erfasst werden. Aus diesen Gründen wurde μ_L durch den Vergleich mit Versuchswerten kalibriert.

Die Formulierung in Normalenrichtung der Kontaktflächen ist in Kapitel 4.2.2 beschrieben. Hierbei wurden in der Lagerfuge und in den Längsfugen identische Einstellungen $c_0 = 0,4 \text{ mm}$ und $p_0 = 15 \text{ N/mm}^2$ für eine exponentielle Kontaktdruck-Abstands-Beziehung verwendet.

4.4.2 Tragverhalten

Die schematischen Verdrehungen und Verschiebungen eines Steges der Randplatte bei biegeweicher Lagerung sind im oberen Teil von Bild 4.12 dargestellt.

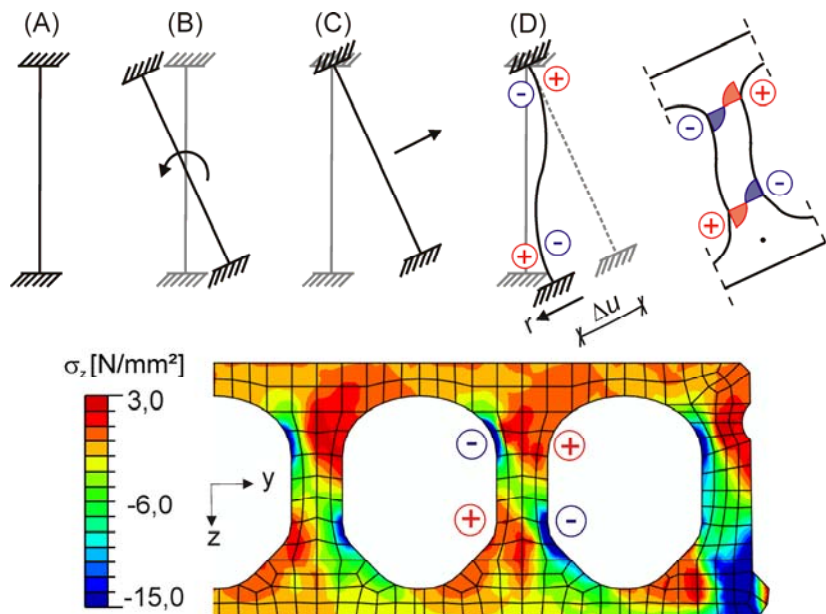


Bild 4.12: Verformungen eines Steges in der Randplatte (oben) und zugehörige Spannungen σ_z der äußeren Stege (unten)

Es wird eine Einspannung der Stegenden in die Plattenspiegel angenommen (A). Die Verformung des Trägers verursacht eine Rotation der Platte (B). Durch die auftretenden Druckkräfte zwischen den oberen Plattenspiegeln (Kapitel 2.3.1) wird eine freie Rotation jedoch verhindert und es kommt zu einer Verschiebung entlang des Trägers nach außen (C). Die Reibkraft r in der Lagerfuge wirkt dieser Verschiebung entgegen und ruft eine gewisse Schubverformung Δu der Stege hervor (D). Aufgrund der Einspannung in die Plattenspiegel entstehen Zug- und Druckbereiche (vertikale Normalspannungen σ_z) an gegenüberliegenden Seiten am oberen und unteren Ende (Bild 4.12, unten). Eine derartige Beanspruchung belegen auch die Messergebnisse der DMS an den Stegen in den Versuchen 1 und 2 (Kapitel 3.7.4, Bild 3.41). Nach den Berechnungen erstrecken sie sich bis maximal 40 - 50 cm tief in die Platten und klingen mit zunehmender Entfernung vom Auflager relativ schnell ab.

Die Schubverformung Δu_{cal} in den Modellen wurde näherungsweise mit Hilfe der Verdrehungen φ_1 und φ_2 ermittelt (Bild 4.13). Hierbei entspricht φ_1 der Starrkörperverdrehung der Randplatte bei einer Lagerung unterhalb der Punkte A und B und φ_2 der Verdrehung des äußeren Randstegs. Beide Winkel lassen sich anhand der horizontalen (u_h) und vertikalen (u_v) Verschiebungen der Punkte A bis C berechnen, wobei aufgrund der kleinen Winkel φ_1 bzw. φ_2 gilt $a \approx a'$ und $b \approx b'$. Bei einem Winkel von 90° zwischen den Verbindungslinien dieser Punkte in der unteren rechten Ecke der Platte gilt ohne Schubverformung $\varphi_1 \approx \varphi_2$. Aus der Differenz zwischen φ_1 und φ_2 ist die rechnerische Schubverformung Δu_{cal} zu ermitteln:

$$\Delta u_{cal} = (\tan \varphi_1 - \tan \varphi_2) \cdot b \quad (4.3)$$

mit: b Abstand zwischen den Punkten B und C in der Mitte der Plattenspiegel

$$\varphi_1 = \arctan \left(\frac{u_{v,A} - u_{v,B}}{a} \right)$$

$$\varphi_2 = \arctan \left(\frac{u_{h,C} - u_{h,B}}{b} \right)$$

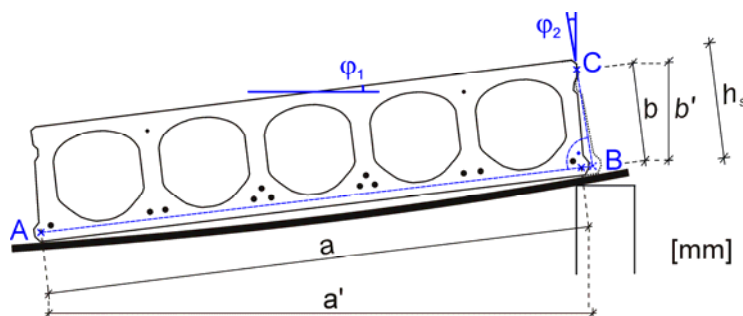


Bild 4.13: Geometrie zur Ermittlung der rechnerischen Schubverformung Δu_{cal} einer Randplatte am Auflager des Trägers

Nach /Les01/ und /Les04/ tritt trotz gerissener Fugen der Decken im Bruchzustand eine für die Querkrafttragfähigkeit der Platten entscheidende Interaktion mit dem Träger

auf. *Leskelä* betrachtet einen Verbundquerschnitt aus dem Träger, Vergussbeton und den Platten mit mehreren Grenzflächen zwischen den vorhandenen Bauteilen bzw. Tragelementen (Bild 2.19). Für die gerissene Konstruktion mit Reibung in der Lagerfuge lässt sich daran der horizontale Schubfluss in Querrichtung und die entsprechende Schubverformung der Randplatten beschreiben. Die am oberen Plattenspiegel angreifende Druckkraft steht mit der horizontalen Reibkraft in der Lagerfuge im Gleichgewicht (Bild 2.11). Insbesondere der Reibbeiwert μ_L in der Lagerfuge beeinflusst somit maßgeblich das Tragverhalten in den Modellen.

Die Entwicklung der Schubverformung Δu_{cal} in Abhängigkeit der Querkraft und des Reibbeiwertes μ_L für Plattentyp MV5/265 ist in Bild 4.14, oben dargestellt (Berechnung mit dem steiferen IFB-Profil). Die bei hohen Lasten verstärkt zunehmende Schubverformung hängt maßgeblich von μ_L bzw. vom Grad der Verbundtragwirkung zwischen Träger und Platten ab. Mit zunehmender Verbundwirkung wird eine freie Verschiebung der Platten ohne Schubverformung stärker behindert. Im Bruchzustand variiert Δu_{cal} zwischen 0,13 - 0,28 mm für Reibbeiwerte μ_L von 0,4 - 0,8. Gleichzeitig verringert sich die aufnehmbare Querkraft, so dass das frühzeitige Versagen wie in /Paj98a/ beschrieben auf die Schubverformungen zurückzuführen ist. Für die untersuchten Reibbeiwerte μ_L variiert die Querkrafttragfähigkeit zwischen 181 kN/m und 158 kN/m, was bezogen auf die rechnerische Traglast bei starrer Lagerung Verhältnissen v_{bw}/v_s von 80 bzw. 70 % entspricht. Bild 4.14, unten ist zu entnehmen, dass der horizontale Schubfluss in Querrichtung der Platten an den Stegenden eine Zugschädigung (Schädigungsparameter d_t) entsprechend den in Bild 4.12 dargestellten Bereichen mit positiven Normalspannungen σ_z hervorruft. Die Schädigung im Bruchzustand nimmt mit stärkerer Verbundwirkung und damit größerer Schubverformung zu.

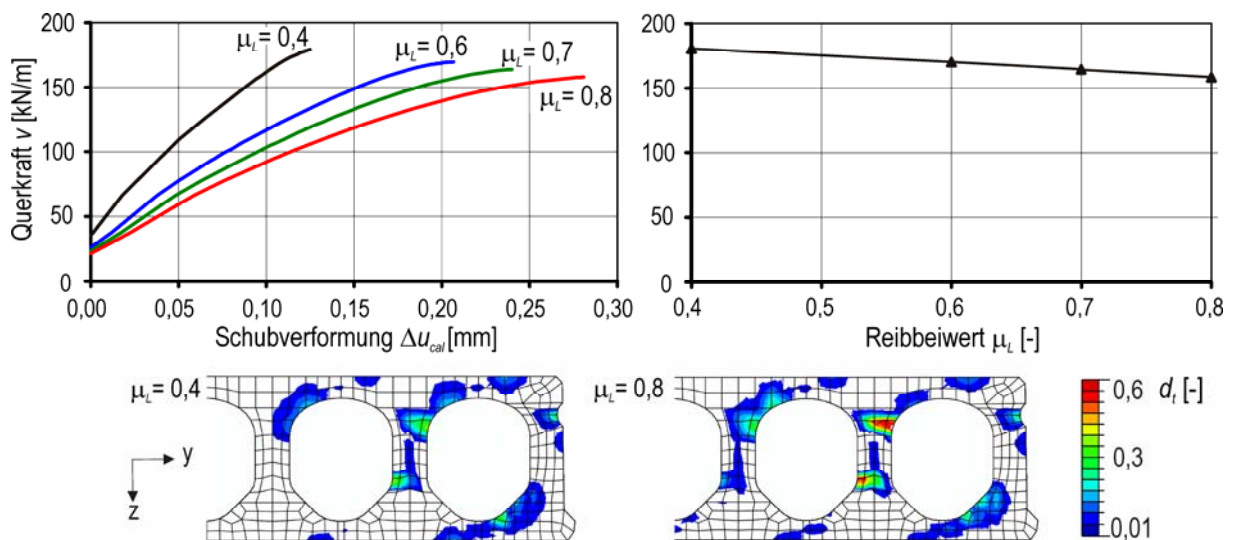


Bild 4.14: Schubverformungen und Querkrafttragfähigkeit (oben) sowie Zugschädigung der äußeren Plattenstege (unten) bei verschiedenen Reibbeiwerten μ_L

Die Zugschädigungen beider Plattentypen im Bruchzustand bei biegeweicher und starrer Lagerung sind in Bild 4.15 gegenübergestellt. Bei biegeweicher Lagerung

nimmt die Schädigung der Stege der Randplatte zum Deckenrand hin zu. Aufgrund einer verstärkten Pressung unterhalb der Randstege infolge der Trägerkrümmung und des zusätzlichen horizontalen Schubflusses geht das Versagen von den äußeren Stegen am Rand der Decke aus. Bei ungefähr 65 % der Traglast verursacht der Schubfluss eine erste Schädigung an der Außenseite des Randstegs ((1), oberes Stegende). Der betroffene Bereich verläuft horizontal unterhalb des oberen Plattenspiegels in der Nut zur Profilierung des Längsfugenquerschnitts und zum Ansetzen des Verlegewerkzeugs bis in eine Tiefe von 45 cm. Gleichzeitig tritt eine Schädigung an der Innenseite des unteren Stegends auf (2). Davon ausgehend verzweigt sich bei ungefähr 90 % der Bruchlast bei beiden Plattentypen der für das Versagen maßgebende Schubzugriss (3). Die Versagensrisse der Versuche und der Modelle stimmen gut überein (Kapitel 4.4.3).

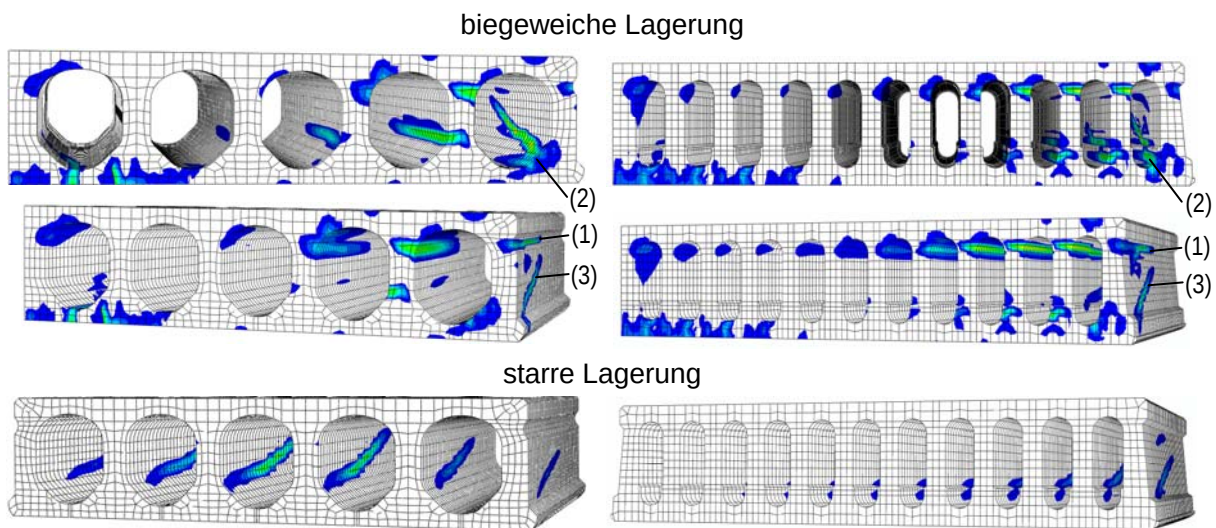


Bild 4.15: Zugschädigung im Bruchzustand von Plattentyp MV5/265 (links) und VMM VSD 25 (rechts) bei biegeweicher und starrer Lagerung

Ein Vergleich der Schädigung bei starrer und biegeweicher Lagerung belegt eine starke Konzentration an den äußeren Stegen anstelle einer gleichmäßigeren, symmetrischen Verteilung über die Plattenbreite in den Simulationen der Großversuche. Im Unterschied zum Plattentyp VMM VSD 25 ist der bei biegeweicher Lagerung maßgebende Randsteg beim Querschnitt MV5/265 im Bruchzustand auf starren Auflagern weniger stark ausgenutzt als die inneren Stege (Kapitel 4.3.2). Demzufolge besitzt die Platte MV5/265 höhere Traglastreserven bei biegeweicher Lagerung und entsprechend den Versuchen ergeben sich in den Berechnungen etwas größere Traglastverhältnisse v_{bw}/v_s (Kapitel 4.4.3). Während der Plattentyp VMM VSD 25 bei starrer Lagerung gleichmäßiger und damit effektiver ausgenutzt wird, kann der Typ MV5/265 wegen der Reserven im Randsteg eine höhere bezogene Traglast bei biegeweicher Lagerung aufnehmen.

Eine weitere Ursache geringerer Traglastverhältnisse v_{bw}/v_s im Modell von Plattentyp VMM VSD 25 ist bei gegebenem horizontalem Schubfluss die höhere Beanspruchung der Stege aufgrund ihrer größeren Schlankheit. Aus dem geschädigten Bereich an der Innenseite des unteren Stegends entwickelt sich frühzeitiger der entscheidende

Schubzugriss. Zwar hat der Querschnitt insgesamt doppelt so viele Stege wie der Plattentyp MV5/265, doch der Schubfluss wird im Wesentlichen nur durch die Stege am äußeren Rand der Decke abgetragen. Zusätzlich können Spannungskonzentrationen und -umlenkungen innerhalb der Querschnitte Auswirkungen auf das Tragverhalten haben. Bereits in /Wal83/ wird auf eine Umlenkung der Schubspannungen innerhalb der Stege entlang der Ränder der Hohlkammern hingewiesen. Nach /Pal07/ weisen Querschnitte, die mit Gleitfertigern produziert werden, gegenüber Extruderplatten abruptere geometrische Übergänge zwischen dem unteren Plattenspiegel und den Stegen mit entsprechend größeren Spannungskonzentrationen auf. Diese Aussage wird durch große Zugschädigungen einzelner Elemente an den einfallenden Ecken der Stege vom Plattentyp VMM VSD 25 bestätigt, wobei die verzerrten Elementabmessungen in diesen Bereichen beachten sind.

Die aufgrund der Trägerkrümmung eingeleiteten Querkzugspannungen führen in den Modellen unterhalb der Hohlkammern neben dem inneren Randsteg zu ein bis zwei Längsrissen bis in 40 cm Tiefe des Plattenspiegels, die in den Versuchen nicht beobachtet wurden. Ursache für die Abweichung ist vermutlich eine im Modell gegenüber dem Versuch erhöhte Konzentration der Auflagerpressungen unterhalb der Randstege. Andererseits entspricht der Riss unmittelbar im Auflagerbereich den im Versuch beobachteten Diagonalarissen an den Plattenecken (Kapitel 3.7.3), lediglich die Neigung zum Plattenrand wird nicht richtig abgebildet.

Durch die Verbundtragwirkung werden in den Modellen im überdrückten Bereich der Längsfugen Querkkräfte ΔV von den inneren auf die äußeren Platten der Decke in Querrichtung umgelagert. Eine Querkraftumlagerung ließ sich aus messtechnischen Gründen in den Versuchen nicht direkt nachweisen, wurde jedoch aufgrund der verfügbaren Messergebnisse in /Heg08b/ als Ursache eines Teils der Traglastabminderung bei biegeweicher Lagerung vermutet. Die Umlagerung steigt in den Berechnungen mit zunehmendem Reibbeiwert μ_L in der Lagerfuge an, da dieser die Größe der auftretenden horizontalen Druckkräfte zwischen den oberen Plattenspiegeln bestimmt. Die von der benachbarten inneren Platte in die Randplatte eingeleitete Kontaktkraft c muss mit der entgegenwirkenden horizontalen Reibkraft in der Lagerfuge im Gleichgewicht stehen, die sich durch Integration der Reibspannungen r_i über die Auflagerfläche A ergibt (Bild 4.16). Bei gegebener Kontaktkraft c hängt die Größe der umgelagerten Querkraft ΔV zusätzlich vom Reibbeiwert μ_V der Längsfugen ab (Coulombsche Reibung).

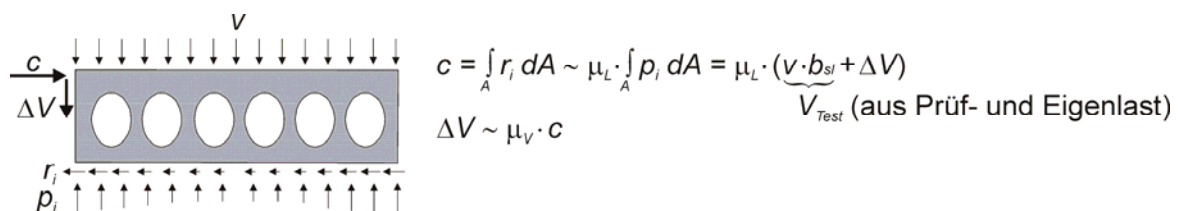


Bild 4.16: Kräftegleichgewicht an einer Randplatte

Die resultierenden auf die Randplatte einwirkenden Kontaktkräfte in einer Berechnung mit Plattentyp MV5/265 (steiferes IFB-Profil) und den Reibbeiwerten $\mu_V = 0,5$ bzw. $\mu_L = 0,7$ sind in Bild 4.17, links dargestellt.

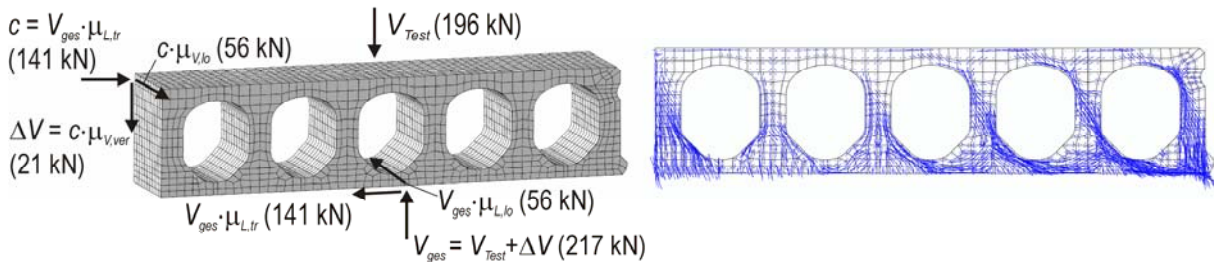


Bild 4.17: Einwirkende Kräfte (links) und Druckspannungstrajektorien (rechts) im Auflagerbereich der Randplatte vom Typ MV5/265

Entsprechend den auftretenden Relativverschiebungen zwischen Trägerflansch und Plattenunterseite bzw. zwischen den Randstegen benachbarter Platten teilen sich die Reibkräfte in Querrichtung (*tr*) und Längsrichtung (*lo*) der Platte sowie in die Vertikale (*ver*) auf. Im vorliegenden Beispiel gilt in der Lagerfuge $\mu_{L,tr} = 0,65$ und $\mu_{L,lo} = 0,26$, so dass als Resultierende die maximal mögliche Reibkraft aktiviert wird:

$$\sqrt{\mu_{L,tr}^2 + \mu_{L,lo}^2} = \sqrt{0,65^2 + 0,26^2} = 0,7 = \mu_L \quad (4.4)$$

In der Längsfuge werden Reibbeiwerte von $\mu_{V,lo} = 0,40$ und $\mu_{V,ver} = 0,15$ aktiviert. Die Resultierende dieser beiden Komponenten beträgt:

$$\sqrt{\mu_{V,lo}^2 + \mu_{V,ver}^2} = \sqrt{0,40^2 + 0,15^2} = 0,43 < 0,5 = \mu_V \quad (4.5)$$

Nach /Hib07/ werden Reibkräfte zur Stabilisierung der Berechnung erst ab einer Mindestverschiebung (Anteil $5 \cdot 10^{-3}$ der so genannten charakteristischen Elementoberfläche) zwischen zwei Kontaktflächen erfasst. Offenbar sind die Relativverschiebungen zwischen den Platten in Teilbereichen geringer als die Mindestverschiebung, so dass in den Längsfugen nicht die vollen Reibkräfte aktiviert werden.

Aufgrund der (aktivierten) Umlagerung ΔV werden entsprechend Bild 4.17, links über die Randplatte etwa 11 % mehr Last V_{ges} als infolge ihrer direkten Querkraftbeanspruchung aus Prüflast und Eigengewicht V_{Test} in den Träger eingeleitet. In Vergleichsrechnungen mit Reibbeiwerten $\mu_V = 0,5 - 1,0$ und $\mu_L = 0,4 - 0,8$ betrug die Umlagerung bezogen auf V_{Test} zwischen 5 - 20 %. Die erhöhte Gesamtlast der Randplatte trägt jedoch nur unwesentlich zu deren frühzeitigem Versagen bei, da die umgelagerte Kraft ΔV größtenteils durch den unkritischen Randsteg an der Längsfuge zur benachbarten inneren Platte abgetragen wird. Dies verdeutlichen die in Bild 4.17, rechts dargestellten Druckspannungstrajektorien innerhalb der Randplatte. Lediglich die Horizontalkraftkomponente c in Abhängigkeit von μ_L verläuft zunächst entlang des

oberen Plattenspiegels und wird dann zunehmend über die äußeren Stege der Decke in den Träger abgeleitet. Dementsprechend belegen Parameterstudien, dass der Reibbeiwert μ_V in den Längsfugen vorrangig die Umlagerung und kaum die Querkrafttragfähigkeit beeinflusst.

4.4.3 Abbildung der Versuche

In den endgültigen Modellen wurde als Reibbeiwert zwischen den Betonoberflächen in den Längsfugen $\mu_V = 0,5$ in Anlehnung an DIN 1045-1, Tabelle 13 (sehr glatte Fuge) verwendet. Aufgrund des hohen Einflusses auf die Berechnungsergebnisse wurde der Reibbeiwert μ_L durch den Vergleich mit Versuchsergebnissen kalibriert. Dabei wurden insbesondere die Versuche 1 und 2 ohne seitliche Verschiebungsbehinderungen oder traglaststeigernde Maßnahmen (Tabelle 3.1) herangezogen. Parameterstudien ergaben, dass sich das Tragverhalten der Versuche mit $\mu_L = 0,7$ zutreffend abbilden lässt. Zur Untersuchung der einzelnen Versuchsparameter wurden ausgehend von den Grundmodellen der Versuche 1 und 2 folgende Modifikationen vorgenommen:

- Bei den Versuchen 1 und 2 war in den gegenüberliegenden Deckenfeldern mit und ohne Elastomerstreifen in der Lagerfuge am IFB-Profil kein Unterschied in der Beanspruchung der maßgebenden Randplatten und demzufolge kein nennenswerter Traglastunterschied feststellbar. Der Elastomerstreifen wurde daher in den Modellen nicht explizit berücksichtigt.
- Die nachträgliche Verfüllung der äußeren Hohlkammern der Randplatten in den Versuchen 3 und 4 wurde durch Volumenelemente nachgebildet. Den Elementen wurde unter Berücksichtigung der Ergebnisse der Baustoffprüfungen am Vergussbeton das Materialmodell CDP zugewiesen. Die Verfüllkörper und die Platten wurden über eine Kontaktformulierung ohne Übertragung von Zugspannungen und mit einem Reibbeiwert $\mu = 0,5$ in der Verbundfuge (sehr glatte Fuge nach DIN 1045-1, Tabelle 13) verknüpft.
- Die seitlichen Stahlträger der Versuche 3 und 4 (Deckenfeld a) wurden durch einen Rechteckquerschnitt aus Volumenelementen mit gleicher Biegesteifigkeit nachgebildet. Der Querschnitt war entsprechend den seitlichen Trägern in den Versuchen gelagert und behinderte über eine 60 mm hohe Kontaktfläche (ohne Reibung) die seitliche Verschiebung der Randplatte.
- Im Modell von Versuch 5 wurde eine modifizierte Randplatte ohne äußere Hohlkammern nachgebildet und durchgängig vernetzt. Entsprechend dem monolithischen Gesamtquerschnitt in den Versuchen wurde den Elementen durchgängig das Materialmodell CDP mit den Parametern der Platten zugewiesen.
- Die werkseitige Verfüllung aller Kammern der Randplatten aus Versuch 6 wurde analog zur nachträglichen Verfüllung der Versuche 3 und 4 mit angepasster Fülltiefe und Kammeranzahl modelliert. Die besseren Verbundeigenschaften der werkseitigen Verfüllung wurden durch einen Reibbeiwert $\mu = 0,7$ simuliert (raue Fuge nach DIN 1045-1, Tabelle 13). Dem Vergussbeton wurde das Materialmo-

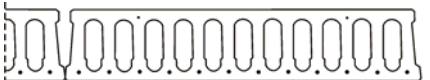
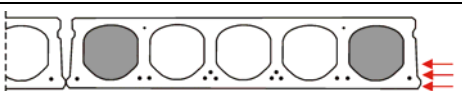
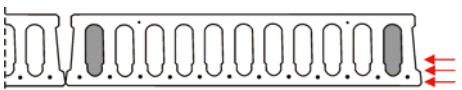
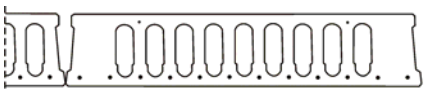
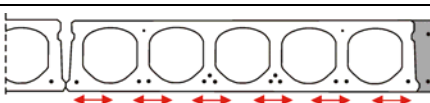
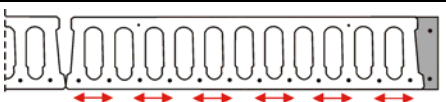
dell CDP mit den mittleren Baustoffeigenschaften der Betonfestigkeitsklasse C45/55 nach DIN 1045-1, Tabelle 9 zugewiesen.

- Die reduzierte Verbundwirkung zwischen Träger und Platten in den Versuchen 7 und 8 ließ sich durch einen kleineren Reibbeiwert $\mu_L = 0,6$ in der Lagerfuge der Randplatte abbilden. Ein umlaufender Ringanker wurde nicht explizit abgebildet, da dessen Erhöhung der Verbundtragwirkung ebenfalls durch μ_L erfasst werden konnte und kein nennenswerter Lastabtrag über den Ringanker stattfand.
- Durch die an den Auflagern des steiferen IFB-Profils eingeschweißten Kopfplatten wurde die Trägerverformung in den Versuchen 3 - 8 gegenüber Versuch 2 reduziert (Bild 3.30). Der Vergussbeton, dessen Verschiebung entlang des Trägers vollständig behindert wurde, erhöht die Biegesteifigkeit des Verbundquerschnitts gegenüber dem reinen IFB-Profil um ca. 8 %. Die Kopfplatten führten zusätzlich zu einer Reduzierung der Plattenverschiebung entlang des Trägers und damit zu einer weiteren Erhöhung der Verbundtragwirkung (Kapitel 3.7.4). Zur Simulation der Trägerverformungen aus den Versuchen (ohne explizite Modellierung der Kopfplatten) wurde daher die Biegesteifigkeit des Profils in den Berechnungen um 15 % vergrößert (Erhöhung des E-Moduls).

Die absoluten Traglasten der biegeweich gelagerten Platten sowie die Verhältnisse der Querkrafttragfähigkeit bei biegeweicher und starrer Lagerung v_{bw}/v_s in den Berechnungen (*num*) und in den Versuchen (*exp*) sind in Tabelle 4.2 zusammengefasst. Die Piktogramme verdeutlichen die zugehörigen Versuchspare.

Ein Vergleich der absoluten Traglasten ergibt, dass die Modelle die verminderte Querkrafttragfähigkeit bei biegeweicher Lagerung tendenziell richtig wiedergeben. Anstelle der absoluten Traglasten sind für eine Gegenüberstellung der Versuche und der Modelle jedoch besser die bezogenen Tragfähigkeiten v_{bw}/v_s heranzuziehen. Als Referenzwerte v_s werden dabei für das Verhältnis $v_{bw}/v_{s,num}$ die rechnerischen und für $v_{bw}/v_{s,exp}$ die experimentellen Traglasten der Einzelplatten bei starrer Lagerung verwendet. Auf diese Weise lassen sich die Abweichungen zwischen Modell und Versuch bei starrer Lagerung (Kapitel 4.3.3) neutralisieren. Besonders für Plattentyp MV5/265 (Versuche 1, 3, 6 und 7) werden bei zutreffender Abbildung der relativen Tragfähigkeit v_{bw}/v_s geringere Absoluttraglasten v_{bw} als im Versuch berechnet, da sich bei starrer Lagerung $v_{s,num} \approx 0,9 \cdot v_{s,exp}$ ergab. Die zumeist gute Übereinstimmung zwischen den Traglastverhältnissen v_{bw}/v_s belegt, dass die Auswirkungen der biegeweichen Lagerung und der einzelnen Versuchspare in den Modellen zutreffend wiedergegeben werden.

Tabelle 4.2: Vergleich der rechnerischen und experimentellen Querkrafttragfähigkeiten

Versuch	Parameter	experimentelle Bruchlast $v_{bw,exp}$	rechnerische Bruchlast $v_{bw,num}$	$v_{bw}/v_{s,exp}$	$v_{bw}/v_{s,num}$
[-]	[-]	[kN/m]	[kN/m]	[%]	[%]
1		158	141	66	62
2		162	158	61	59
3		182	152	68	67
4		168	155	60	58
5		157	210	52	78
6		200	177	78	78
7		174	168	71	74
8		161	160	57	59

In Versuch 1 wurde eine höhere relative Traglast als berechnet erreicht. Dies wird auf eine geringere Verbundwirkung zwischen dem schlankeren IFB-Profil und den Platten aufgrund der großen Durchbiegungen und seitlichen Verschiebungen der Platten zurückgeführt. Durch die daraus resultierende stärkere Rissbildung der Vergussfuge sind zwischen Träger und Platten geringere Verbundkräfte übertragbar. Der Reibbeiwert $\mu_L = 0,7$ gibt die Verbundtragwirkung in den Versuchen mit dem steiferen IFB-Profil besser wieder. Nach einer Vergleichsrechnung wird die bezogene Tragfähigkeit von Versuch 1 mit der Einstellung $\mu_L = 0,6$ besser erfasst ($v_{bw}/v_{s,num} = 0,65$).

Eine deutliche Abweichung liegt zwischen Versuch 5 und dem zugehörigen Modell vor. Der monolithische Randplattenquerschnitt ohne äußere Hohlkammern erreicht in den Berechnungen sehr hohe Traglasten und versagt schließlich durch einen Schubriss, der sich vom Innern des verstärkten Randbereichs zum äußeren Deckenrand hin fortsetzt (Kapitel 4.5.6). Im Versuch kam es dagegen ausgehend vom Deckenrand zu einem frühzeitigen Versagen, was wie in Kapitel 3.7.5 beschrieben auf eine geringere Zugfestigkeit im Randbereich als in der Mitte der modifizierten Platten zurückgeführt

wird. Im Modell war die Zugfestigkeit zunächst über die gesamte Querschnittsbreite konstant. Weitergehende Berechnungen mit einer Variation der Zugfestigkeit im Randbereich der Randplatte offenbaren deren hohen Einfluss auf die Tragfähigkeit des gesamten Querschnitts (Kapitel 4.5.6).

Das Traglastverhältnis $v_{bw}/v_{s,exp}$ wird in den Modellen der Versuche 7 und 8 gut abgebildet bzw. geringfügig überschätzt. Dabei wurde der Reibbeiwert μ_L von 0,7 auf 0,6 vermindert. Nach der durchgeführten Parameterstudie verschiedener Reibbeiwerte (Bild 4.14) hat eine Reduzierung der Verbundwirkung eindeutig positivere Auswirkungen auf das Tragverhalten der Randplatten als im Versuch beobachtet. Dies bestärkt die Vermutung, dass der umlaufende Ringanker in den Versuchen entsprechend den Ausführungen in Kapitel 3.7.5 traglastmindernd wirkte. Weitere Analysen zur Reduzierung der Verbundtragwirkung zwischen Träger und Platten sind in Kapitel 4.5.4 beschrieben.

Die experimentellen und numerischen Last-Verformungs-Beziehungen in Feldmitte des Trägers sind in Bild 4.18 gegenübergestellt. Da die Kontaktformulierungen im Modell von Anfang an gerissene Vergussfugen abbilden, werden die Hysteresen während der Lastzyklen nicht wiedergegeben. Im Versuch lag zunächst eine erhöhte Verbundwirkung vor, die mit zunehmender Rissbildung der Fugen und Verschiebung der Platten entlang des Trägers abnahm. Die Steifigkeiten bei höheren Belastungen stimmen wiederum gut überein. Lediglich bei Versuch 1 mit dem biegeweicheren IFB-Profil und einem relativ großen Steifigkeitsverlust wird im Modell die Verformungszunahme im Bruchzustand unterschätzt. In den übrigen Versuchen steigt die Trägerdurchbiegung wie in den Simulationen bis zum Versagen nahezu linear an.

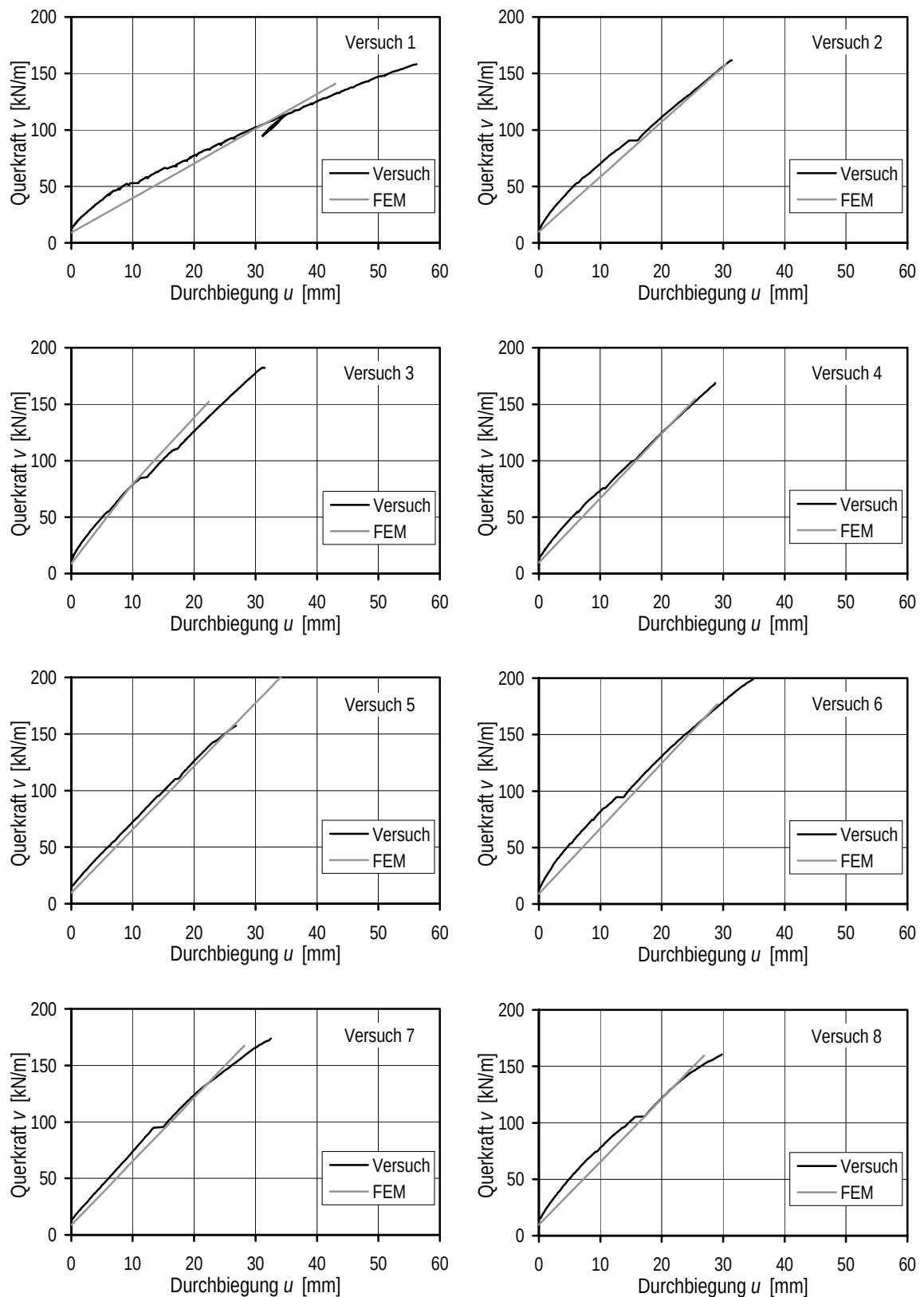


Bild 4.18: Experimentelle und numerische Last-Verformungs-Beziehungen der Großversuche

Für einen vertieften Vergleich zwischen Modell und Versuch ist die entscheidende Beanspruchung der Randplatten durch den Schubfluss in Querrichtung heranzuziehen. Zur Überprüfung des Tragverhaltens ohne besondere Randbedingungen werden die Versuche 1 (Platte MV5/265) und 2 (Platte VMM VSD 25) ohne seitliche Verschiebungsbehinderungen der Platten oder traglaststeigernde Maßnahmen verwendet.

Nach Bild 4.19, links betragen die rechnerischen Schubverformungen Δu_{cal} infolge des horizontalen Schubflusses beim Erreichen der Bruchlast 0,29 mm im Modell von Versuch 1 und 0,26 mm in dem von Versuch 2. In beiden Versuchen wurde gegenüber den Trägerflanschen keine direkte Schubverformung gemessen, da am oberen und unteren Plattenspiegel gleich große Relativverschiebungen auftraten (Bild 3.39 und Anhang). Wie in Kapitel 3.7.4 beschrieben sind bei der Auswertung jedoch die Schubverformungen der Träger zu berücksichtigen. Unter einer Querkraftbelastung des Trägers v_b infolge der numerisch bestimmten Traglasten der Platten $v_{bw,num}$ von 141 kN/m (Versuch 1) und 158 kN/m (Versuch 2) betragen diese rechnerisch 0,42 mm bzw. 0,28 mm ($v_b \approx 2 \cdot v_{bw,num} \cdot L_b/2$, schlankeres IFB-Profil in Versuch 1). Die rechnerischen Schubverformungen der Randplatten lagen somit in der gleichen Größenordnung wie die der Träger (Kapitel 3.7.4)

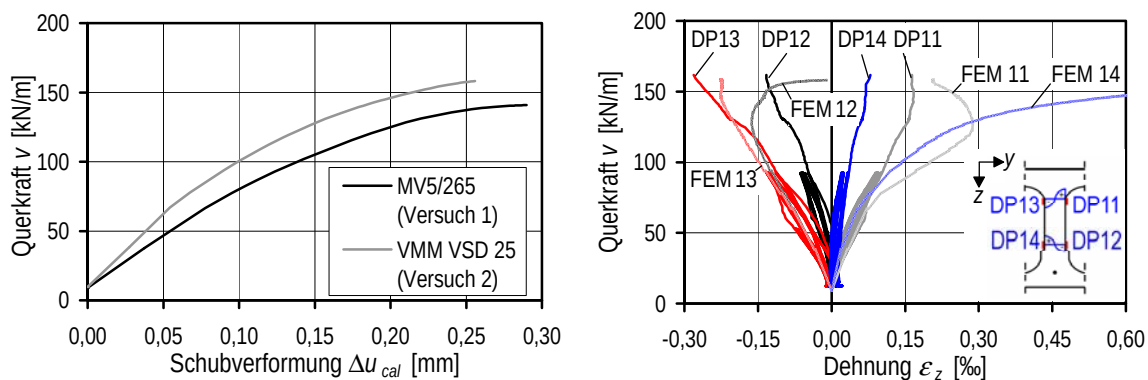


Bild 4.19: Rechnerische Schubverformung in den Modellen der Versuche 1 und 2 (links) sowie Dehnungen ϵ_z an den Stegen bei Versuch 2-a (rechts)

Beim Vergleich der Schubverformungen ist zu beachten, dass die Werte sowohl auf Grundlage der numerischen als auch der experimentellen Ergebnisse nur durch weiterführende Berechnungen zu bestimmen waren (Bild 4.13). Dabei korrespondieren die ermittelten Schubverformungen in den eigenen Untersuchungen gut mit den in /Paj98a/ angegebenen Werten. Die Modelle bilden zutreffend ab, dass die Randplatten offenbar nur Schubverformungen in Höhe von wenigen zehntel Millimetern aufnehmen können. Darüber hinaus zeigen Versuch und Modell übereinstimmend die Tendenz, dass der Plattentyp MV5/265 bis zum Bruch stetig größere Schubverformungen erfährt bzw. aufnehmen kann als der Querschnitt VMM VSD 25.

Im rechten Teil von Bild 4.19 sind für Versuch 2-a die experimentellen und rechnerischen Dehnungen ϵ_z an den Enden des zweiten Steges vom Rand der Decke in einer

Tiefe von 10 cm in den Kammern gegenübergestellt. Die wechselseitige Biegebeanspruchung der Stege durch den horizontalen Schubfluss wird im Modell qualitativ richtig erfasst. Vor dem Erreichen der Bruchlast kommt es in einigen Elementen zu einem Rückgang der absoluten Dehnung, was auf eine Lastumlagerung innerhalb des Querschnitts hindeutet. Vergleichbare Dehnungsverläufe zeigen auch einzelne Messstellen in den Versuchen (Anhang). Allgemein ist in den druckbeanspruchten Bereichen eine bessere Übereinstimmung der absoluten Werte als in den Bereichen mit Zugdehnungen zu erkennen. Eine Erklärung könnte sein, dass in den Modellen teilweise starke Dehnungsgradienten in und neben Elementen bzw. Integrationspunkten mit plastischen Zugdehnungen und einer entsprechenden Schädigung auftraten. In gleicher Weise sind auch deutlich unterschiedliche Messwerte der DMS im Versuch möglich, wenn diese genau in oder neben einer Bruchprozesszone liegen. Daher ist besonders im Zugbereich lediglich eine Übereinstimmung der qualitativen Verläufe zu erwarten.

Als letztes Kriterium zur Überprüfung der Modelle wurden die Versagensrisse der Randplatte gegenübergestellt. Bild 4.20 zeigt exemplarisch das Bruchbild in Versuch 2-a und im zugehörigen Modell. Die Schädigung an der Außenseite des oberen Steges infolge der Schubverformung trat in der Simulation bereits ab etwa 65 % der Bruchlast auf, war jedoch für das weitere Bruchverhalten nicht unmittelbar maßgebend (Kapitel 4.4.2). Erst kurz vor dem Versagen bildete sich der entscheidende Schubzugriss, dessen Verlauf in der Berechnung und im Versuch gut übereinstimmt. Ähnlich gute Übereinstimmungen der Neigung des maßgebenden Schubzugrisses lagen auch bei den übrigen Simulationen vor.

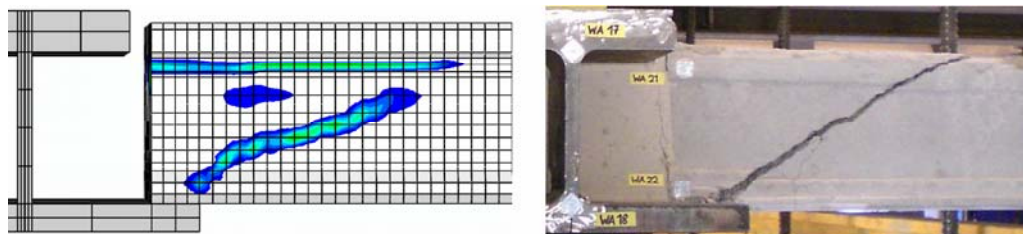


Bild 4.20: Versagensriss in der FE-Berechnung (links) und in Versuch 2-a (rechts)

Zusammenfassend ist festzustellen, dass sowohl die Last-Verformungs-Beziehungen bei gerissenen Vergussfugen als auch das Tragverhalten mit einer Verschiebung der Platten entlang des Trägers und einer Schubverformung der Randplatten in den Modellen zutreffend wiedergegeben werden. Weiterhin stimmen die relativen Querkrafttragfähigkeiten v_{bw}/v_s und das Schubzugversagen der Randplatten gut überein. Die validierten Modelle wurden im nächsten Schritt herangezogen, um Maßnahmen zur Traglaststeigerung zu untersuchen (Kapitel 4.5). Zudem wurde eine Parameterstudie zum Einfluss der Trägersteifigkeit auf das Tragverhalten durchgeführt (Kapitel 4.6).

4.5 Maßnahmen zur Steigerung der Querkrafttragfähigkeit

4.5.1 Übersicht

Zur Erhöhung der Querkrafttragfähigkeit bei biegeweicher Lagerung wurden zwei Ansätze verfolgt: Zum einen sollten die Einwirkungen auf die für das Versagen maßgebenden Randplatten vermindert und zum anderen deren Widerstand erhöht werden. Wie in Bild 4.21 dargestellt lassen sich verschiedene Maßnahmen zu Gruppen mit dem gleichen Ziel zusammenfassen.

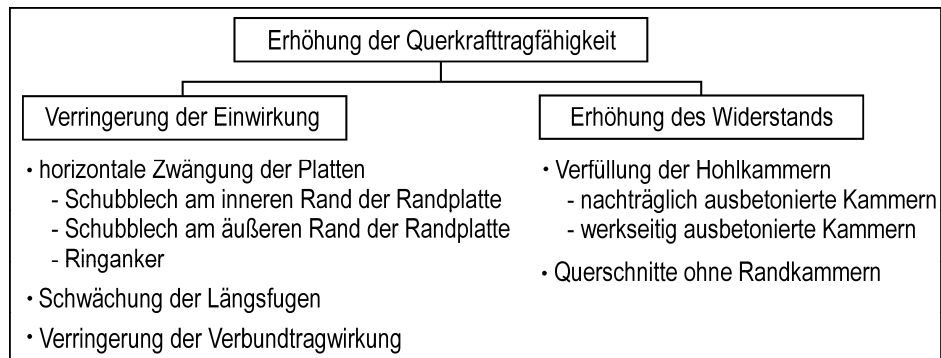
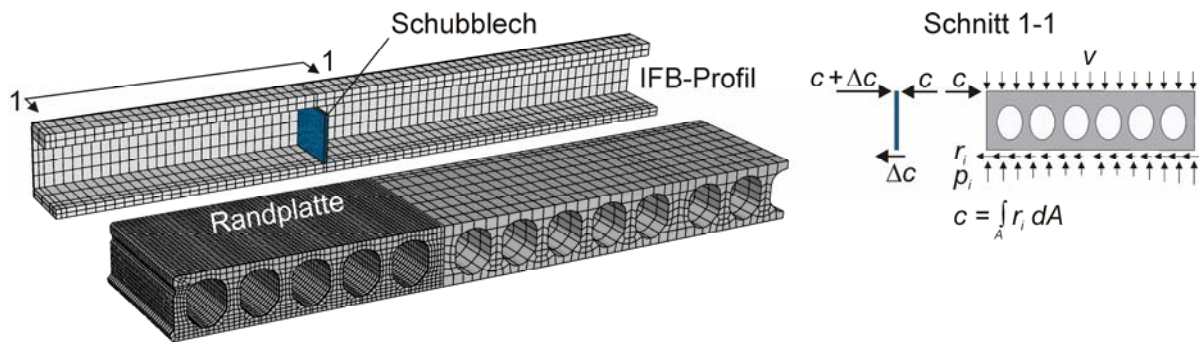


Bild 4.21: Maßnahmen zur Steigerung der Querkrafttragfähigkeit bei biegeweicher Lagerung

Nachfolgend werden die Ergebnisse der Untersuchungen im Einzelnen vorgestellt, zunächst die Ansätze zur Verringerung der Einwirkungen und anschließend die zur Erhöhung des Widerstands. Die Berechnungen fanden überwiegend mit dem Plattentyp MV5/265 statt. Wie einzelne Untersuchungen an beiden Querschnitten belegen, lassen sich die Ergebnisse qualitativ auf die Platte VMM VSD 25 übertragen. Ein Ziel der Berechnungen war die Auswahl geeigneter Parameter für die Versuche 5 - 8 mit traglaststeigernden Maßnahmen. Weiterhin wurden nachträglich die Versuche 3 und 4 analysiert, um Aussagen zur Wirkung der nachträglich ausbetonierten Hohlkammern treffen zu können. In diesen Versuchen wurden gleichzeitig seitliche Zwängungen der Platten mit nachteiligen Auswirkungen auf die Tragfähigkeit untersucht, so dass die einzelnen Parameter schwer zu beurteilen waren.

4.5.2 Horizontale Zwängung der Platten

Durch ein am IFB-Profil angeschweißtes Schublech neben dem inneren Rand der Randplatten sollte ein Teil der horizontalen Druckkraft c zwischen den oberen Plattenspiegeln direkt in den Träger abgeleitet werden. Bild 4.22, links stellt das verwendete Modell dar, in dem das Schublech bis zur Vorderkante des unteren Trägerflanschs in die Längsfuge zwischen der Randplatte und der benachbarten inneren Platte reicht.



In den Modellen mit Kontakt auf Höhe des oberen Plattenspiegels stellte sich das Kräftegleichgewicht gemäß Bild 4.23, rechts ein. Bei realistischen Blechdicken traten aufgrund der Verformung des Schubblechs weiterhin Verschiebungen der Randplatte auf und es wurde der volle Reibwiderstand in der Lagerfuge aktiviert. Die in den Träger abgeleitete Kraft Δc erhöht daher analog zu einem Schubblech am inneren Rand der Platte lediglich die Druckkraft $c + \Delta c$ zwischen den Platten. Über die Stege der Randplatte wird unverändert ein Schubfluss infolge der Kraft c abgetragen.

Aufgrund der Zwängung reduziert sich die Schubverformung in Abhängigkeit der Blechdicke bzw. kehrt sich sogar um ($\Delta u_{cal} < 0$). Bild 4.24 zeigt die rechnerischen Schubverformungen Δu_{cal} der Randplatte bei einer seitlichen Zwängung durch unterschiedlich dicke Schubbleche. Die Traglast erhöht sich nach den Berechnungen nur dann um maximal 4 % gegenüber dem Standardfall (Platte MV5/265 ohne Zwängung auf dem biegesteiferen IFB-Profil), wenn die Steifigkeit des Bleches gerade so groß ist, dass die Schubverformung kompensiert wird. Bei Blechdicken ab $t = 15$ mm treten deutlich negative Schubverformungen auf und es kommt infolge großer Zwängkräfte Δc frühzeitig zu einem Druckversagen des oberen Plattenspiegels.

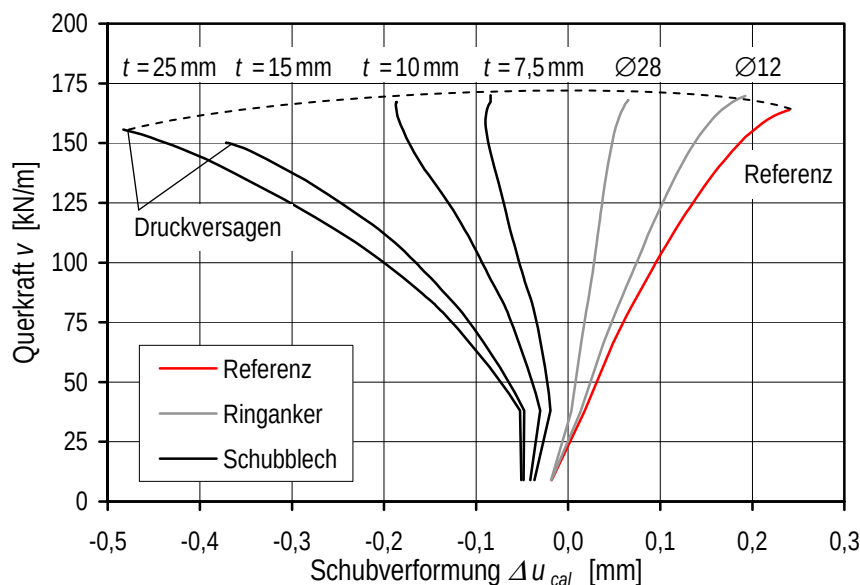
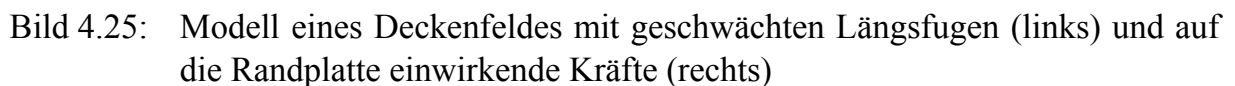


Bild 4.24: Schubverformung Δu_{cal} der Randplatte bei seitlichen Zwängungen durch unterschiedlich dicke Schubbleche und Ringankerbewehrungen

Grundsätzlich kann ein umlaufender Ringanker die Schubverformung der Randplatte reduzieren, wenn die Bewehrung (nur) auf Höhe des oberen Plattenspiegels geführt wird. Zur Simulation einer derartigen Zwängung durch den Ringanker wurden im Auflagerbereich der Randplatte am oberen Spiegel horizontale Federn modelliert. Entsprechend der Dehnsteifigkeit der Bewehrung im Kammerbeton entlang des Trägers ($L = 6$ m) wurde diesen die Steifigkeit EA/l zugewiesen (mit: $E = 2 \cdot 10^5$ N/mm², $A = \pi \cdot \varnothing^2/4$ und $l = L/2 = 3$ m). Für das resultierende Kräftegleichgewicht an der Randplatte gilt qualitativ das Gleiche wie bei einem Schubblech am äußeren Deckenrand. In

Die Berechnungsergebnisse in Bild 4.24 lassen sich durch die dargestellte Einhüllende umschließen. Sie bestätigen den in Kapitel 4.4.2 beschriebenen Zusammenhang zwischen der Schubverformung und der Querkrafttragfähigkeit. Weiterhin ist jedoch festzustellen, dass eine Zwängung der Randplatten keine geeignete Maßnahme zur Traglaststeigerung ist. Die mögliche Erhöhung der Tragfähigkeit ist relativ gering und bei großen Zwängungen kann eine noch ungünstigere Versagensform auftreten. Die für die größte Querkrafttragfähigkeit erforderliche Zwangskraft ist unter anderem vom Plattentyp und vom Träger abhängig und mit den Modellen nicht genau genug zu bestimmen.

Aufgrund der Trägerdurchbiegung wird die horizontale Druckkraft c zwischen den Platten nach den Berechnungen nur auf den oberen 3 - 4 cm der Längsfugen übertragen. Durch eine Verschiebung des Lastangriffpunktes nach unten sollte ein größerer Teil der Kraft c direkt über den inneren Randsteg anstatt über die höher beanspruchten äußeren Stege der Randplatte in den Träger abgeleitet werden. Untersucht wurde eine Schwächung bzw. Aussparung der Längsfugen in den oberen fünf Zentimetern. Im Bauwerk könnte die Fuge dementsprechend nur teilweise ausbetoniert werden und im oberen Bereich eine Weichschicht angeordnet werden. Im Modell wurde diese Maßnahme simuliert, indem lediglich im unteren Fugenbereich Kontakt zwischen den Außenseiten der benachbarten Platten vorgegeben wurde (Bild 4.25, links).



139

Plattenspiegel und schließlich die äußeren Stege abgetragen. Die rechnerische Schubverformung Δu_{cal} am Außenrand der Platte wird entsprechend reduziert und die Tragfähigkeit steigt um rund 7 %.

Bei der praktischen Umsetzung geschwächter Längsfugen treten jedoch eine Reihe offener Fragen bezüglich der Herstellung einer Scheibentragwirkung oder der Querverteilung von Lasten auf. Eine ausreichende Verbindung zur Übertragung vertikaler und horizontaler Druckkräfte zwischen den Platten ist bei nur teilweise vergossenen Längsfugen nicht sichergestellt. Eine Schwächung der Längsfugen wurde daher versuchs-technisch nicht überprüft und auch numerisch nicht weiter analysiert.

4.5.4 Verringerung der Verbundtragwirkung

Wie in Kapitel 4.4.2 beschrieben ist die Verbundwirkung zwischen Träger und Platten entscheidend für das Tragverhalten bei biegeweicher Lagerung. Die Querkrafttragfähigkeit der Randplatten steigt, wenn die Verbundwirkung und damit der horizontale Schubfluss bzw. die Schubverformung reduziert werden. Die in Bild 4.14 dargestellten Berechnungsergebnisse der Platte MV5/265 lassen sich qualitativ auf den Plattentyp VMM VSD 25 übertragen. Danach lässt sich die Querkrafttragfähigkeit um etwa 15 % steigern, wenn die Verbundwirkung ausgehend von einem durch $\mu_L = 0,8$ beschriebenen Zustand halbiert wird. Im vorliegenden Kapitel werden weitergehende Untersuchungen mit dem Modell des Plattentyps MV5/265 zu folgenden Fragestellungen beschrieben:

- Wie weit lässt sich die Querkrafttragfähigkeit maximal steigern, wenn eine absolut zwängungsfreie Verschiebung der Platten entlang des Trägers möglich wäre?
- Kann das typische Versagen der Randplatten bei biegeweicher Lagerung an der benachbarten inneren Platte auftreten, wenn die Verbundwirkung nur lokal im Bereich der Randplatte reduziert wird?

Bei einer deutlichen Reduzierung der Verbundtragwirkung stellt sich wie bei einer Schwächung der Längsfugen grundsätzlich die Frage der baupraktischen Umsetzung. Zwängungen durch benachbarte Deckenfelder, Stützenanschlüsse oder Ringanker zur Ausbildung einer Scheibentragwirkung sind kaum zu verhindern. Andererseits erhöhen diese nach den Untersuchungen verschiedener horizontaler Zwängungen in Kapitel 4.5.2 lediglich die gesamte Zwangskraft ($c + \Delta c$) in der Decke. Im Wesentlichen bestimmen die Verbundeigenschaften zwischen dem Träger und der Randplatte den durch die Stege abzuleitenden Schubfluss.

Der theoretische Fall einer zwängungsfreien Verschiebung der Platten entlang des Trägers lässt sich im Modell durch $\mu_L = 0$ simulieren. Aufgrund der Trägerverkrümmung liegen die Platten dabei weiterhin verstärkt im Bereich der Randstege auf und innerhalb der Platten findet eine Lastverteilung von der Mitte zu den Rändern statt. *Pajari* und *Leskelä* /Les95/, /Paj95/ führen den Begriff „Vierendeel-Effekt“ ein, da der

Querschnitt einer Spannbeton-Fertigdecke beim Lastabtrag in Querrichtung an einen Vierendeelträger erinnert (Stege monolithisch mit den Plattenspiegeln verbunden). In Bild 4.26, oben ist der Momentenverlauf in den Stegen eines Vierendeelträgers unter gleichförmiger Streckenlast dargestellt. Es stellt sich eine von der Mitte zu den Auflagern hin abnehmende wechselseitige Biegebeanspruchung ein. Übertragen auf eine biegeweich gelagerte Randplatte ruft dieser Momentenverlauf in den äußeren Stegen qualitativ gleiche Beanspruchungen wie der horizontale Schubfluss infolge der Verbundtragwirkung hervor. Dies belegt ein Vergleich der resultierenden Normalspannungen σ_z im Auflagerbereich der Platte in Bild 4.26, unten (Modell mit $\mu_L = 0$) und in Bild 4.12 (ursprüngliches Modell mit $\mu_L = 0,7$ und entsprechender Verbundtragwirkung).

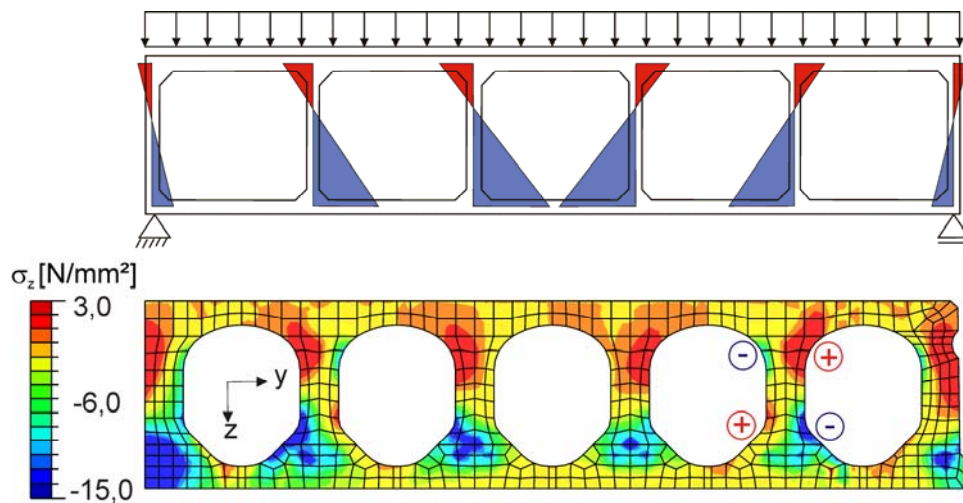


Bild 4.26: Momentenverlauf in den Stegen eines Vierendeelträgers unter Gleichlast (oben) und Spannungen σ_z in den Stegen einer Randplatte ($\mu_L = 0$, unten)

Das Versagen tritt im Modell mit $\mu_L = 0$ durch nahezu gleichförmig ausgeprägte Schubrisse am inneren und äußeren Randsteg auf (Bild 4.27). Auch in den mittleren Stegen ist im Bruchzustand eine erste Zugschädigung erkennbar. Aufgrund der fehlenden Verbundtragwirkung treten nur an vereinzelten Stegenden kleinere Bereiche mit plastischen Dehnungen infolge der wechselseitigen Biegebeanspruchung auf. Weiterhin verteilt sich das gesamte Schädigungsbild symmetrisch über die Plattenbreite.

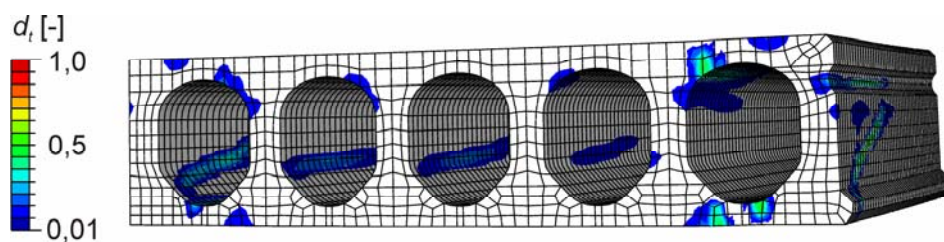


Bild 4.27: Zugschädigung der Randplatte im Bruchzustand bei biegeweicher Lagerung ohne Verbundtragwirkung ($\mu_L = 0$, Plattentyp MV5/265)

Nach den Berechnungen werden aufgrund des Vierendeel-Effektes bei der untersuchten Trägersteifigkeit (IFB-Profil der Versuche 2 - 8) maximal rund 90 % der Querkrafttragfähigkeit v_s bei starrer Lagerung erreicht. Zur Ableitung eines Bemessungsansatzes wurden weitere Berechnungen mit unterschiedlichen Trägersteifigkeiten und beiden Plattentypen (MV5/265 und VMM VSD 25) durchgeführt, deren Ergebnisse in Bild 5.9 dargestellt sind. In Abhängigkeit der modellierten Kontaktsteifigkeit in Normalenrichtung der Lagerfuge (Kapitel 4.2.2) werden geringfügig unterschiedliche Traglasten ermittelt, da hierdurch die Konzentration der Auflagerpressungen in den Randbereichen der Platte reduziert bzw. verstärkt wird. Die konkrete Traglastabminderung im Bauwerk hängt offenbar neben der Biegesteifigkeit und damit der Krümmung des Trägers auch von Zwischenschichten in der Lagerfuge ab. Ein Elastomerstreifen gleicht die Lagerpressungen aus und reduziert somit tendenziell den Vierendeel-Effekt.

Die zweite Fragestellung, ob sich der Versagensort von der Rand- auf die benachbarte Innenplatte verlagern kann, wurde anhand eines Modells mit hoher Netzauflösung und dem nichtlinearen Materialmodell CDP bei beiden Platten untersucht (Bild 4.28, links). Weiterhin wurde das Ausgangsmodell so modifiziert, dass unabhängig von den anderen Platten in der Lagerfuge der Randplatte eine geringere Verbundwirkung (Reibbeiwert $\mu_{L,rand}$) untersucht werden konnte.

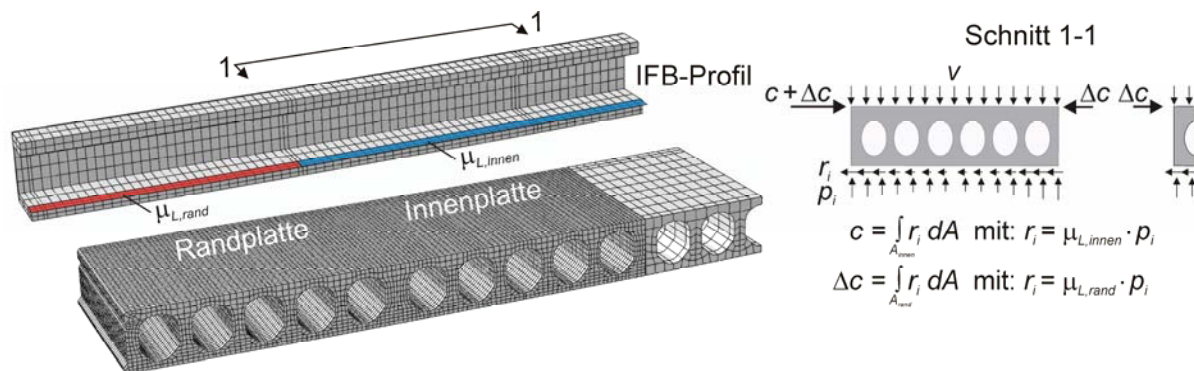


Bild 4.28: Modell eines Deckenfeldes mit zwei fein vernetzten, nichtlinearen Platten (Typ MV5/265, links) und auf die Innenplatte einwirkende Kräfte (rechts)

Die auf die Innenplatte einwirkenden Kräfte entsprechen qualitativ denen, die bei einer Zwängung am äußeren Rand der Decke durch ein Schublech oder einen Ringanker an der Randplatte angreifen (vergleiche Bild 4.28, rechts und Bild 4.23). Beide Platten können sich entlang des Trägers verschieben und in den Lagerfugen wird der Reibwiderstand in Abhängigkeit des jeweiligen Reibbeiwertes $\mu_{L,rand}$ bzw. $\mu_{L,innen}$ aktiviert. Die Reibkraft in der Lagerfuge der Randplatte entspricht einer Kraft Δc , welche die Druckkraft $c + \Delta c$ zwischen den Platten in Feldmitte des Trägers erhöht und direkt durch den oberen Spiegel der Innenplatte weitergeleitet wird. Über die Stege der Innenplatte wird ein Schubfluss infolge der Kraft c abgetragen.

Bei einem durchgängigen Reibbeiwert $\mu_{L,rand} = \mu_{L,innen} = 0,7$ versagt im Modell zuerst die Randplatte, während in der benachbarten Platte lediglich eine geringe Schädigung an den Stegenden durch den horizontalen Schubfluss auftritt. Wird das Versagen der Randplatte durch linear-elastisches Materialverhalten ausgeschaltet, führt ein flach geneigter Schubzugriss erst bei 17 % höherer Traglast zum endgültigen Versagen der Innenplatte. Diese Ergebnisse werden auf die Querkraftumlagerung zwischen den Platten in Querrichtung der Decke zurückgeführt. In Abhängigkeit der Berechnungseinstellungen betrug die Querkraftumlagerung ΔV bezogen auf die Querkraftbeanspruchung aus Prüflast und Eigengewicht zwischen 5 - 20 %. (Kapitel 4.4.2). Der Randsteg der Innenplatte stützt sich dabei auf dem der Randplatte ab. Ein Abstützen der Randplatte auf beispielsweise einem Ringanker im Bauwerk ist dagegen nicht möglich, da dieser üblicherweise eine zu geringere Steifigkeit bzw. ausnutzbare Querkrafttragfähigkeit besitzt.

Wird im Modell mit nichtlinearem Materialverhalten beider fein vernetzten Platten der Reibbeiwert in der Lagerfuge der Randplatte auf $\mu_{L,rand} = 0,35$ reduziert, tritt das Schubzugversagen nahezu gleichzeitig an der Randplatte und an der Innenplatte auf (Bild 4.29). Die Traglast ist gegenüber einem durchgängigen Reibbeiwert $\mu_L = 0,7$ um rund 10 % erhöht und liegt damit unterhalb der Traglast in der Simulation mit linear-elastischer Randplatte (17 % Steigerung, s.o.). Eine vertiefte Auswertung zeigt, dass die Innenplatte sich aufgrund der gleichzeitigen Schädigung der Randplatte in geringem Maße auf dieser abstützen kann.

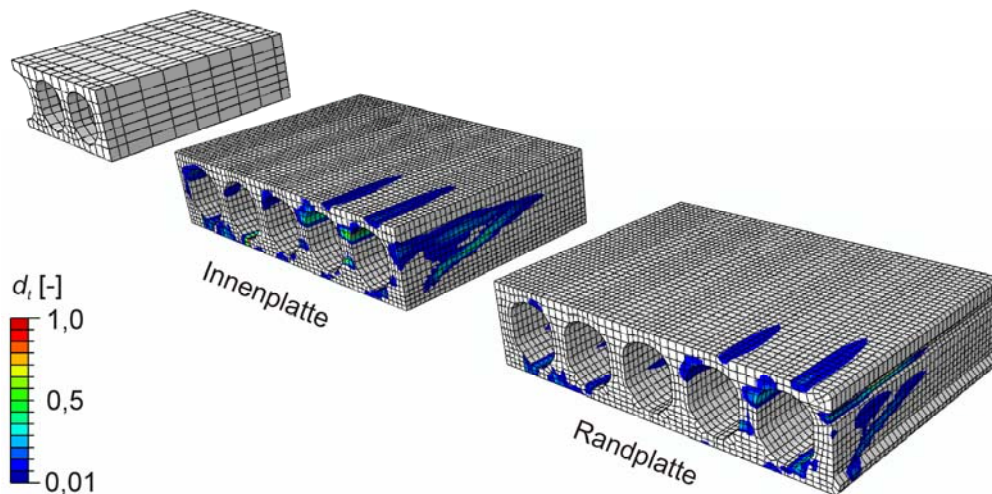


Bild 4.29: Zugschädigung der Innen- und der Randplatte im Bruchzustand bei reduzierter Verbundwirkung zwischen Träger und Randplatte (Typ MV5/265)

Aus den Berechnungsergebnissen ist zu schließen, dass bei biegeweicher Lagerung üblicherweise die Querkrafttragfähigkeit der Randplatten maßgebend ist. Bei einer deutlichen Reduzierung der Verbundwirkung zwischen Träger und Randplatte kann es jedoch auch zu einem gleichartigen Versagen der benachbarten inneren Platte kommen. Möglicherweise war dies in Versuch 8 der Fall, dessen Rissbild auf ein gleichzei-

tiges Versagen an der Innenplatte 4 und der benachbarten Randplatte 5 hindeutet (Kapitel 3.7.2). Der Versuch wurde letztendlich nach dem vollständigen Versagen der Randplatte abgebrochen, auf der sich die Innenplatte abgestützt haben könnte. Grundsätzlich ist die Einleitung des Versagens an einer Innenplatte außerdem denkbar, wenn diese eine deutlich geringere Zugfestigkeit als die Randplatten besitzt oder wenn durch einen unvollständigen Fugenverguss keine Querkraftumlagerung bzw. Abstützung in Querrichtung möglich ist.

4.5.5 Verfüllung der Hohlkammern

Eine nachträgliche Füllung der Randkammern der Randplatten mit Vergussbeton bis in ca. 80 cm Tiefe wurde in den Versuchen 3 und 4 untersucht (Kapitel 3.3.6). In Versuch 6 wurden Randplatten untersucht, bei denen alle Kammern nach einer ausreichenden Grünstandfestigkeit des Betons bis in 30 - 35 cm Tiefe werkseitig verfüllt wurden (Kapitel 3.3.8). Bei den untersuchten Verfüllarten unterscheiden sich insbesondere die E-Moduln des Vergussbetons und dessen Verbundeigenschaften im Innern der Hohlkammern. Nachfolgend werden die Auswirkungen dieser Unterschiede auf das Tragverhalten diskutiert. Bild 4.30 stellt das Modell zur Untersuchung verschiedener Hohlkammerverrüllungen der Randplatten dar.

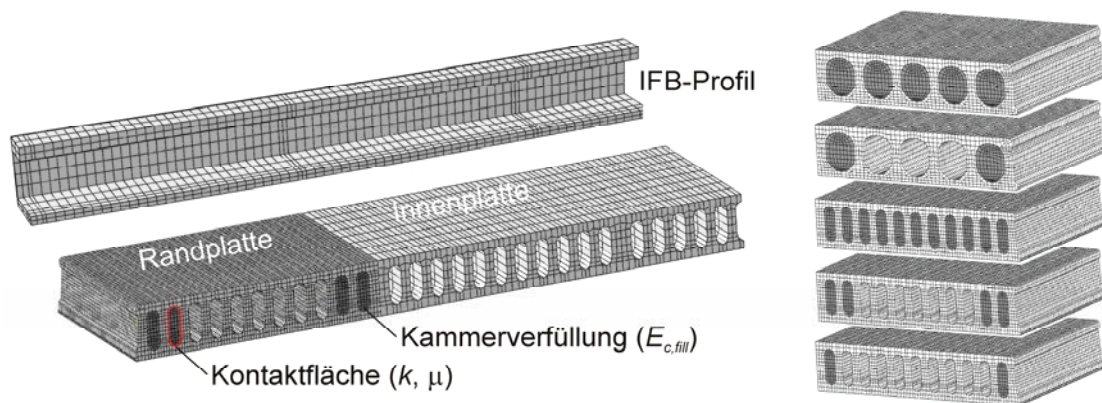


Bild 4.30: Modell eines Deckenfeldes mit Kammerverfüllungen der Randplatten (Typ VMM VSD 25, links) und Überblick der untersuchten Varianten (rechts)

Die Verfüllkörper wurden mit Volumenelementen abgebildet und über Kontaktformulierungen in das Modell integriert. In den Berechnungen konnten die Kontaktbedingungen (lineare Steifigkeit k in Normalenrichtung der Kontaktfläche gemäß Bild 4.4 und Reibbeiwert μ) und der E-Modul $E_{c,fill}$ des Vergussbetons variiert werden. Weiterhin wurden die im rechten Teil der Abbildung dargestellten Varianten mit unterschiedlichen Plattentypen und Anzahlen verfüllter Kammern (mit variabler Fülltiefe) analysiert.

Die rechnerische Traglast steigt erwartungsgemäß durch die Verfüllung einer größeren Anzahl von Hohlkammern. Beim Plattentyp MV5/265 nimmt die Tragfähigkeit um 12 % zu, wenn anstatt nur der beiden Randkammern alle Kammern verfüllt sind. Wie hoch die Traglaststeigerung gegenüber dem Standardquerschnitt ohne Kammerfüllung ausfällt, hängt von den Parametern k und $E_{c,fill}$ ab. Im untersuchten Wertebereich von $k = 20 - 2000 \text{ N/mm}^3$ (N/mm^2 je Millimeter Durchdringung der Kontaktflächen) und $E_{c,fill} = 21000 - 43300 \text{ N/mm}^2$ entsprechend den mittleren E-Moduln des Vergussbetons bzw. der Platten betrug die Traglaststeigerung zwischen 5 - 18 %. Mit zunehmender Steifigkeit des Vergussbetons ($E_{c,fill}$) bzw. der Verbundfuge (k) wird ein größer Anteil des horizontalen Schubflusses über geneigte Druckstreben durch die Kammern in den Träger abgeleitet. Bild 4.31 verdeutlicht dies anhand der Druckspannungstrajektorien im Querschnitt MV5/265 bei einer Verfüllung aller Kammern. Der Schubfluss führt bei der weicheren Verfüllung (links) weiterhin zu einer starken wechselseitigen Biegebeanspruchung der Stege. Durch die steiferen Verfüllungen (rechts) werden dagegen besonders am äußeren Querschnittsrand geneigte Druckspannungen übertragen.

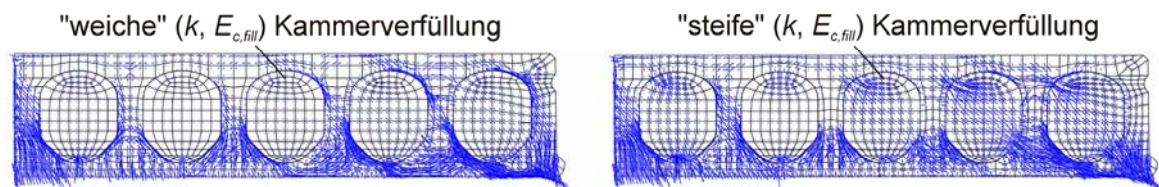


Bild 4.31: Druckspannungstrajektorien in der Randplatte vom Typ MV5/265 mit weicheren (links) und steiferen (rechts) Verfüllungen aller Hohlkammern

Für den Plattentyp VMM VSD 25 gelten qualitativ die gleichen Zusammenhänge. Durch die Verfüllung aller Kammern steigt die Tragfähigkeit gegenüber einer Verfüllung der äußersten Randkammern im Modell lediglich um 7 %. Ob nur die Randkammern oder zusätzlich die benachbarten inneren Kammer verfüllt werden (Bild 4.30, rechts), wirkt sich kaum auf die rechnerische Traglast aus. In einem Wertebereich der Parameter k und $E_{c,fill}$ entsprechend den Untersuchungen mit der Platte MV5/265 (E-Modul der Platten von 38700 N/mm^2) wurden, bezogen auf den unverfüllten Querschnitt, ähnliche Traglaststeigerungen zwischen 3 - 15 % ermittelt.

Bei beiden Plattentypen trat im Vergussbeton der Kammern bis zum Bruch keine nennenswerte Zugschädigung auf. Der maßgebende Schubzugriss verlief stets durch die Plattenstege. Daraus ist zu schließen, dass die Kammerverfüllungen wie in Kapitel 3.7.5 vermutet im Wesentlichen den Widerstand gegenüber dem horizontalen Schubfluss bzw. der Schubverformung erhöhen und keine nennenswerte Querkraft abtragen. Nach den Berechnungen sollte zur Verfüllung der Kammern ein Beton mit möglichst hohem E-Modul und geringem Schwindmaß verwendet werden. Die Auswirkungen eines hohen Schwindmaßes können tendenziell mit einer geringen Kontaktsteifigkeit k im Modell verglichen werden. Wenn zwischen dem Plattenquerschnitt und der Verfüllung keine absolut kraftschlüssige (Druck-)Verbindung vorliegt, kommt es ohne wirksame Aktivierung des Vergussbetons zu einem Versagen des relativ steifen

und spröden Plattenquerschnitts bei nicht nennenswert gesteigerter Tragfähigkeit. Die Zugschädigung der Stege beginnt in den Simulationen bereits bei einer Schubverformung der Randplatte von wenigen zehntel Millimetern.

Eine Variation des Reibbeiwertes μ zwischen 0,5 für sehr glatte Fugen und 0,7 für raue Fugen nach DIN 1045-1, Tabelle 13 beeinflusste die Tragfähigkeit nicht wesentlich. Dies gilt auch für unterschiedliche Verfülltiefen zwischen der 1,0-fachen Plattendicke h_{sl} (25 bzw. 26,5 cm) und 35 cm. Nach Auswertung der Berechnungen klingen die Beanspruchungen durch den horizontalen Schubfluss mit zunehmender Entfernung vom Plattenende sehr schnell ab. Dementsprechend nimmt die Effektivität des Vergussbetons mit zunehmender Fülltiefe ab. *Pajari* stellte in Versuchen an starr gelagerten Einzelplatten einen besonders günstigen Einfluss des Vergussbetons bis zu einer Tiefe entsprechend der Kammerhöhe auf den Widerstand gegenüber Einwirkungen in Querrichtung fest /Paj95/.

Ausgehend von den oben beschriebenen Modellen wurden nachträglich die Versuche 3 und 4 analysiert, um die gegenläufigen Auswirkungen einer Kammerverfüllung und einer horizontalen Zwängung durch seitliche Stahlträger abschätzen zu können. Dem Vergussbeton wurde $E_{c,fill} = 21000 \text{ N/mm}^2$ in Anlehnung an die Ergebnisse der Baustoffprüfungen (Tabelle 3.5) zugewiesen. Mit einem seitlichen Stahlträger entsprechend den Versuchen und einer Kontaktsteifigkeit $k = 2000 \text{ N/mm}^3$ in den Kammern werden die bezogenen Tragfähigkeiten v_{bw}/v_s der Versuche gut abgebildet (Kapitel 4.4.3). In Vergleichsrechnungen beider Plattentypen mit seitlicher Zwängung durch den Stahlträger, jedoch ohne Kammerverfüllung, war die Tragfähigkeit jeweils um rund 6 - 7 % geringer. Da die resultierenden Traglasten v_{bw}/v_s der Versuche 3 und 4 mit denen der Versuche 1 und 2 ohne besondere Parameter vergleichbar sind, führte die Verfüllung offenbar zu einer Steigerung und die seitliche Zwängung zu einer Reduzierung der Traglast in gleichem Maße.

4.5.6 Herstellung ohne Randkammern

In Versuch 5 wurden Randplatten vom Typ VMM VSD 25 ohne Randkammern untersucht (Kapitel 3.3.7). Zur Abbildung dieses Versuchs wurden die modifizierten Querschnitte mit einem durchgängigen Elementnetz im Bereich der verbreiterten Randstege modelliert (ohne Kontaktformulierungen in den Kammern). Als weiterer Unterschied zu den nachträglichen oder werkseitigen Verfüllungen wurden dem gesamten Querschnitt gleichmäßige Betoneigenschaften zugewiesen (anhand der Referenzversuche kalibrierte Materialparameter des Modells CDP, Tabelle 4.1). Im Modell stellt sich demzufolge ein kontinuierlicher Kraftfluss im gesamten Randbereich der Platte ein, wie die Druckspannungstrajektorien in Bild 4.32, links belegen. Der Beton im Bereich der ursprünglichen äußeren Hohlkammern wird in dem monolithischen Querschnitt voll aktiviert.

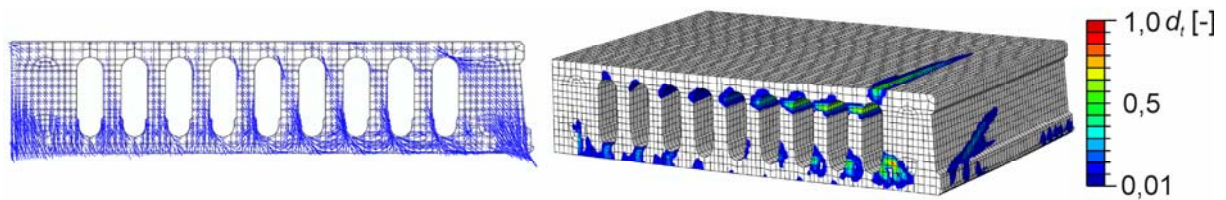


Bild 4.32: Druckspannungstrajektorien (links) und Zugschädigung (rechts) der Randplatte vom Typ VMM VSD 25 ohne Randkammern im Bruchzustand

In den modifizierten Randplatten wird aufgrund der höheren Steifigkeit ein noch größerer Teil des horizontalen Schubflusses als im Standardquerschnitt durch den Randbereich abgetragen. Dessen Widerstand gegenüber der resultierenden wechselseitigen Biegebeanspruchung ist jedoch im Vergleich zu schlanken Einzelstegen deutlich vergrößert. Daher kommt es erst bei höherer Belastung zu einer Zugschädigung oberhalb des unteren Plattenspiegels an der Innenseite des verstärkten Randbereichs, aus der sich ein Schubzugriss entwickelt. Der Querschnitt versagt schließlich, wenn sich der Schubriss von der Innenseite des modifizierten Randbereichs zum äußeren Deckenrand hin fortsetzt (Bild 4.32, rechts).

Im Modell wird mit $v_{bw}/v_{s,num} = 0,78$ eine deutlich größere Traglast als im Versuch mit $v_{bw}/v_{s,exp} = 0,52$ erreicht (Kapitel 4.4.3). Der große Traglastunterschied wurde bereits auf eine verminderte Betonzugfestigkeit im Randbereich der getesteten modifizierten Platten zurückgeführt. Vergleichsrechnungen mit reduzierter Zugfestigkeit im Randbereich belegen deren hohen Einfluss auf die Tragfähigkeit der gesamten Randplatte bei biegeweicher Lagerung. Eine um 10 % verringerte Festigkeit der verbreiterten Randbereiche führte zu einer Traglastminderung von 6 %. Die hohe Traglast im Modell mit konstanter Zugfestigkeit über die Querschnittsbreite bestätigt nochmals die vorausgegangene Schlussfolgerung, dass der Widerstand der Randplatten durch Verfüllungen mit möglichst hoher Steifigkeit und guten Verbundeigenschaften wirksam zu erhöhen ist (Kapitel 4.5.5).

4.6 Einfluss der Trägersteifigkeit auf das Tragverhalten

Eine Parameterstudie mit verschiedenen Trägersteifigkeiten sollte klären, welche Auswirkungen die biegeweiche Lagerung bei unterschiedlichen Durchbiegungen auf die Querkrafttragfähigkeit der Spannbeton-Fertigdecken hat und ab wann eine starre Lagerung angenommen werden kann. Ausgehend vom steiferen IFB-Profil der Versuche 2-8 mit $EI = 156 \text{ MNm}^2$ wurde der E-Modul in den Modellen bei konstanten Trägerabmessungen verdoppelt, verdreifacht und vervierfacht. In Bild 4.33 sind die rechnerischen Werte v_{bw}/v_s der untersuchten Plattentypen bei verschiedenen bezogenen Trägersteifigkeiten EI/L^3 dargestellt. Infolge einer Linienlast weisen Träger mit beliebigen Spannweiten L , jedoch konstanten bezogenen Steifigkeiten EI/L^3 , die gleiche bezogene Mittendurchbiegung u/L auf. Mit $L = 6 \text{ m}$ liegt der untersuchte Bereich zwischen $EI/L^3 = 0,7 - 2,9 \text{ MN/m}$.

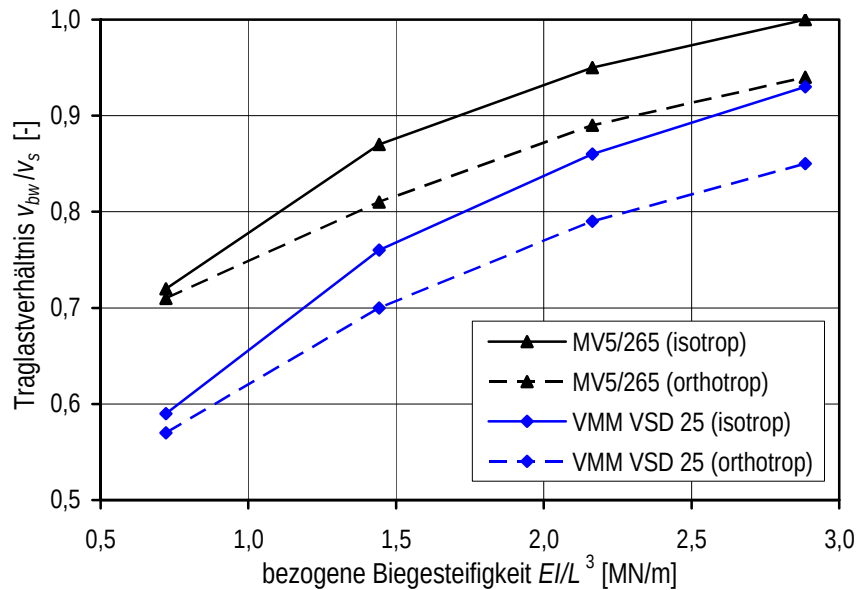


Bild 4.33: Traglastverhältnisse v_{bw}/v_s bei unterschiedlichen bezogenen Trägersteifigkeiten EI/L^3

Bei einem konstanten isotropen Reibbeiwert $\mu_L = 0,7$ in der Lagerfuge ergibt sich als obere Traglastgrenze $v_{bw}/v_s = 0,72 - 1,0$ für Platte MV5/265 und $v_{bw}/v_s = 0,59 - 0,94$ für Platte VMM VSD 25. Die auftretenden Reibkräfte wirken dabei wie in Kapitel 4.4.2 beschrieben der resultierenden Verschiebung zwischen dem Trägerflansch und den Platten entgegen und lassen sich anteilig in Quer- und in Längsrichtung der Decke zerlegen. Nach den Berechnungen ist der Schlupf s_{tr} der Platten in Querrichtung der Decke entlang des Trägers stark von dessen Krümmung bzw. Durchbiegung abhängig. Der betragsmäßig kleinere Schlupf s_{lo} in Längsrichtung der Decke aufgrund der Plattendurchbiegung und Querbiegung des Trägerflansches ist dagegen nahezu unabhängig von der Trägersteifigkeit. Somit stellt sich bei biegeweichen Trägern ein deutlich größeres Verhältnis s_{tr}/s_{lo} als bei steifen Trägern ein.

In Bild 4.34 sind die bei isotroper Reibung ermittelten Kräfte in der Lagerfuge der Randplatte vom Typ MV5/265 für bezogene Trägersteifigkeiten von 0,7 MN/m und 2,9 MN/m dargestellt (vgl. Bild 4.17, links). Entsprechend dem geänderten Verhältnis der Schlupf- bzw. Verschiebungskomponenten s_{tr}/s_{lo} reduziert sich mit zunehmender Trägersteifigkeit die für die Schubverformung kritische anteilige Reibkraft in Querrichtung ($\mu_{L,tr}$). Gleichzeitig erhöht sich die zugehörige Reibkraft in Längsrichtung ($\mu_{L,lo}$), da der Betrag des gesamten Reibwiderstandes unverändert bleibt (μ_L). Der Reibwiderstand in Längsrichtung ($\mu_{L,lo}$) wirkt im vorliegenden Fall der Relativverschiebung in der Lagerfuge durch die Querbiegung des schlanken Trägerflansches (Bild 2.24) entgegen. Entsprechend der Kinematik ruft dies eine Drucknormalkraft in der Platte hervor. Sowohl die Reduzierung der kritischen Reibkraft in Querrichtung ($\mu_{L,tr}$) als auch die Vergrößerung der Drucknormalkraft durch die anteilige Reibung in Längsrichtung steigern die Querkrafttraglast im Modell.

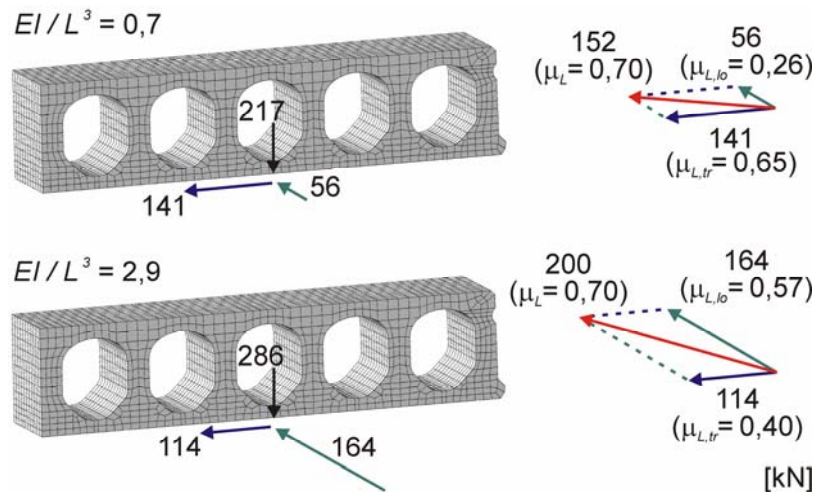


Bild 4.34: Kräfte in der Lagerfuge der Randplatte (Typ MV5/265) bei isotroper Reibung und verschiedenen bezogenen Trägersteifigkeiten EI/L^3

Zur weiteren Untersuchung wurden Berechnungen mit so genannten orthotropen Reibeigenschaften in der Lagerfuge durchgeführt. Die untere Traglastgrenze von $v_{bw}/v_s = 0,71 - 0,94$ (Platte MV5/265) bzw. $v_{bw}/v_s = 0,57 - 0,85$ (Platte VMM VSD 25) aus Bild 4.33 wurde mit konstanten orthotropen Reibbeiwerten in Querrichtung ($\mu_{L,tr} = 0,65$) und in Längsrichtung ($\mu_{L,lo} = 0,26$) der Decke berechnet. Die verwendeten anteiligen Reibbeiwerte entsprechen der Kraftaufteilung in der ursprünglichen Berechnung mit einfacher Trägersteifigkeit ($EI/L^3 = 0,7 \text{ MN/m}$) und isotropen Reibeigenschaften.

Der Streubereich zwischen der oberen und unteren Traglastgrenze wird aufgrund der Kalibrierung der orthotropen Reibbeiwerte bei $EI/L^3 = 0,7 \text{ MN/m}$ mit zunehmender Trägersteifigkeit größer und verdeutlicht die Auswirkung unterschiedlicher Modellierungen. Es ist zu vermuten, dass das wirkliche Tragverhalten einer Zwischenform der beiden Reibansätze entspricht. Einerseits ist nach den Untersuchungen zu Versuch 1 (biegeweicheres IFB-Profil) mit zunehmender Verschiebung der Platten entlang des Trägers eine Reduzierung der Verbundwirkung zu erwarten. Im Gegensatz dazu erhöht sich jedoch der kritische anteilige Reibbeiwert $\mu_{L,tr}$ im Modell bei isotroper Reibung. Andererseits kann eine starke Querbiegung des Flansches oder die Plattendurchbiegung offenbar durchaus zu nennenswerten Relativverschiebungen zwischen den Bauteilen in der Lagerfuge führen. In diesem Fall berücksichtigt der isotrope Reibansatz zutreffend, dass ein größerer Anteil der Reibkräfte in Längsrichtung der Platten ($\mu_{L,lo}$) entfällt. Bei gleichförmigen Verbundeigenschaften entlang des Trägers ist außerdem ein verschiebungsunabhängiger und damit konstanter Reibbeiwert $\mu_{L,tr}$ denkbar.

Für die Platte VMM VSD 25 liefern die Modelle mit beiden Reibansätzen bei vergleichbarem Zusammenhang zwischen Steifigkeit und Querkrafttragfähigkeit etwas geringere Traglastverhältnisse als für den Querschnitt MV5/265. Dies ist offenbar auf die höhere Ausnutzung der Randstege bei starrer Lagerung und die größere Schlankheit der Stege des erstgenannten Plattentyps zurückzuführen (Kapitel 4.4.2).

Die Berechnungen ergaben unabhängig vom Reibansatz und vom Plattentyp eine Erhöhung der Traglast mit zunehmender Trägersteifigkeit. Zur Beurteilung der untersuchten Steifigkeiten wurde ausgehend von den Bemessungswerten $v_{Rd,ct1}$ der Querkrafttragfähigkeit bei starrer Lagerung nach /DIBt04/ (MV5/265: 76,7 kN/m) bzw. /DIBt07a/ (VMM VSD 25: 119,0 kN/m) eine mittlere Gebrauchslast des Trägers berechnet. Mit einer Ausnutzung von $0,5 \cdot v_{Rd,ct1}$ bei biegeweicher Lagerung entsprechend dem Maximalwert der Zulassungen, einem Teilsicherheitsbeiwert auf der Einwirkungsseite von $\gamma_E = 1,4$ und einem Eigengewicht des Trägers von $g = 3,0$ kN/m ergeben sich 73 kN/m als 1,0-fache Streckenlast. Dabei wird vereinfacht vernachlässigt, dass erst Belastungen nach dem Fugenverguss Schubverformungen der Platten hervorrufen und dass der Träger ggf. überhöht ausgeführt wird:

$$v_{Ed,SLS} = 2 \cdot \frac{\bar{v}_{Rd,ct1} \cdot 0,5}{\gamma_E} + g = 2 \cdot \frac{\left(\frac{76,7 + 119,0}{2} \right) \cdot 0,5}{1,4} + 3,0 = 73 \text{ kN/m} \quad (4.6)$$

Die Durchbiegung eines Trägers mit $EI/L^3 = 2,9$ MN/m beträgt unter der Gebrauchslast $v_{Ed,SLS} = 73$ kN/m nur etwa $L/3000$ und selbst die kleinste untersuchte Steifigkeit $EI/L^3 = 0,7$ MN/m entspricht einer Durchbiegung von weniger als $L/750$. Um eine nennenswerte Traglaststeigerung zu erzielen, müsste das praxisübliche Maß der Verformungsbegrenzung somit deutlich verschärft werden. Demzufolge wäre der Einfluss der biegeweichen Lagerung auch im Falle relativ steifer Träger bei der Bemessung zu berücksichtigen.

Unabhängig von der Trägersteifigkeit verschieben sich die Platten entlang des Trägers und die Reibkraft in der Lagerfuge der Randplatte steht im Gleichgewicht mit der horizontalen Kontaktkraft c aus der benachbarten inneren Platte (Kapitel 4.4.2). Bei gerissenen Vergussfugen wird somit stets der gleiche Schubfluss durch die Stege der Randplatten abgetragen. Wirken keine anderen Verbundmechanismen, wird die Größe des Schubflusses allein durch die Auflagerpressung und den Reibbeiwert $\mu_{L,tr}$ in der Lagerfuge bestimmt. Die Trägersteifigkeit steuert allerdings die Vierendeeltragwirkung der Platten und ist maßgeblich für die Spannungsverteilung innerhalb der Randplatten. Aus der in Bild 4.35 dargestellten Zugschädigung im Bruchzustand ist zu schließen, dass die Erhöhung der Querkrafttragfähigkeit auf eine gleichmäßigere Verteilung der horizontalen und vertikalen Beanspruchungen über die Plattenbreite zurückzuführen ist. Während bei der Steifigkeit $EI/L^3 = 0,7$ MN/m nur in den äußeren Stegen am Rand der Decke deutliche Schädigungen durch einen Schubriss und die Schubverformungen auftreten, sind bei der vierfachen Trägersteifigkeit mehr Stege am Lastabtrag beteiligt und steigern somit die Tragfähigkeit des gesamten Querschnitts.

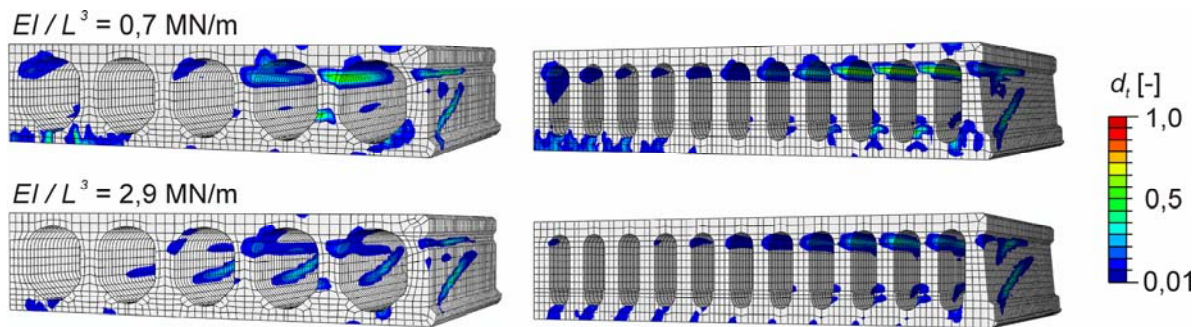


Bild 4.35: Schädigung der Randplatte MV5/265 (links) und VMM VSD 25 (rechts) im Bruchzustand bei unterschiedlichen relativen Biegesteifigkeiten EI/L^3

In den bisher beschriebenen Untersuchungen wurde der Einfluss der Trägersteifigkeit am Beispiel eines IFB-Profils überprüft. Darüber hinaus wurde ausgehend vom Modell des Plattentyps MV5/265 ein umgedrehter T-Querschnitt aus Beton mit den Abmessungen gemäß Bild 4.36 als Auflager der Platten modelliert. Der T-Querschnitt besitzt mit $E_c = 36000 \text{ N/mm}^2$ die gleiche Biegesteifigkeit wie das steifere IFB-Profil in den Versuchen. Die Verbundeigenschaften zwischen dem Träger und den Platten ($\mu_L, \mu_{L,tr}$) blieben unverändert. Somit konnten in den Modellen die Auswirkungen einer Plattenauflagerung in der Zugzone (IFB-Profil) bzw. knapp oberhalb der neutralen Faser des Trägers (T-Querschnitt) und unterschiedlich starker Querbiegungen der Flansche verglichen werden.

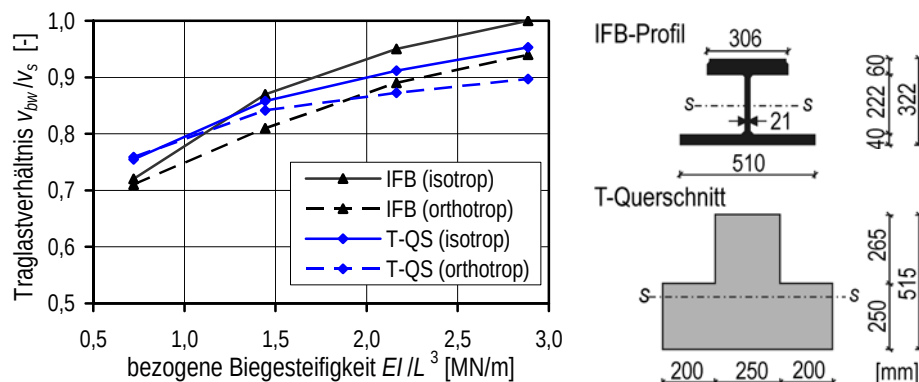


Bild 4.36: Traglastverhältnisse v_{bw}/v_s der Platte MV5/265 bei verschiedenen relativen Biegesteifigkeiten EI/L^3 und Trägertypen

Bei einer bezogenen Biegesteifigkeit von $EI/L^3 = 0,7 \text{ MN/m}$ werden für den T-Querschnitt etwas größere Verhältnisse v_{bw}/v_s ermittelt. Durch eine größere Querbiegung des Flansches liegt beim IFB-Profil die resultierende Auflagerkraft in der Lagerfuge näher am Plattenende (Bild 2.24). Die Traglast verringert sich entsprechend der bis zu diesem Punkt verankerten Vorspannkraft und dem abnehmenden Sprengwerktraganteil (Bild 4.7). Die Lage der Platten (Auflagerung in der Zugzone bzw. oberhalb der Schwereachse des Trägers) wirkte sich auf die Querkrafttragfähigkeit in den durchgeführten Berechnungen nur unwesentlich aus. Allerdings fördert eine Auflagerung in der Zugzone im Bauwerk die Längsrisssbildung der inneren Platten (Bild 2.11).

Mit zunehmender Steifigkeit nähern sich die Traglasten der beiden Trägerquerschnitte an und tendieren zu geringfügig höheren Werten beim IFB-Profil. Durch die Erhöhung des E-Moduls im Modell wird die Querbiegung des Stahlflansches deutlich reduziert und der Sprengwerkanteil dementsprechend erhöht. Insgesamt sind jedoch nur geringe Einflüsse der untersuchten Trägertypen feststellbar. Die Unterschiede der rechnerischen Traglasten in Abhängigkeit des Trägers liegen im Streubereich der Ergebnisse mit isotropen bzw. orthotropen Reibansätzen. Aus den Berechnungen kann daher geschlossen werden, dass die von *Pajari* /Paj98a/ im Allgemeinen beobachtete geringere Tragfähigkeit bei der Lagerung auf Betonunterzügen nicht auf die Lage der Platten bezüglich des Schwerpunkts zurückzuführen ist. Vielmehr lag in den Versuchen mit Betonträgern eine erhöhte Verbundtragwirkung vor.

4.7 Zusammenfassung

Zur Untersuchung des Tragverhaltens von Spannbeton-Fertigdecken bei unterschiedlicher Auflagerung wurden dreidimensionale nichtlineare FE-Berechnungen mit dem Programm ABAQUS durchgeführt. In Modellen der Referenzversuche an starr gelagerten Einzelplatten wurden basierend auf den eigenen Baustoffprüfungen und Werten aus der Literatur die Parameter eines plastischen Materialmodells für Beton (CDP) kalibriert. Das in den Versuchen beobachtete Schubzugversagen der Platten wurde zutreffend wiedergegeben. Anschließend wurden die Großversuche an biegeweich gelagerten Deckensystemen abgebildet. Die dabei entscheidende Verbundwirkung zwischen Träger und Platten wurde variiert und durch den Vergleich mit Versuchsergebnissen kalibriert. Die numerischen Analysen liefern vertiefte Erkenntnisse zum Tragverhalten sowie zum Schädigungsmechanismus der maßgebenden Randplatten einer Decke bei biegeweicher Lagerung und bilden die durchgeführten Großversuche gut ab.

In den Modellen der Großversuche wurden verschiedene konstruktive Maßnahmen mit dem Ziel einer Traglaststeigerung untersucht. Auf Grundlage der FE-Berechnungen wurden die Parameter der Versuche 5 - 8 festgelegt. Zudem ermöglichten die Simulationen eine nachträgliche Analyse ausgewählter Versuche und die Überprüfung von Schlussfolgerungen aus den Versuchsergebnissen. Anhand einer Parameterstudie wurde schließlich der Einfluss der Trägersteifigkeit auf die Querkrafttragfähigkeit bestimmt. Die Schlussfolgerungen aus den numerischen Untersuchungen lassen sich wie folgt zusammenfassen:

- Die Modelle bestätigen, dass wie in /Paj98a/ beschrieben ein horizontaler Schubfluss in Querrichtung und entsprechende Schubverformungen das frühzeitige Querkraftversagen der Randplatten bei biegeweicher Lagerung verursachen. Es kommt zur Überlagerung der Beanspruchungen infolge Querkraft, Verbundtragwirkung mit dem Träger und Spannkrafteinleitung. Die äußersten Plattenstege in einer Decke werden dabei verstärkt beansprucht und leiten das Versagen ein.

- Die Verbundeigenschaften zwischen Träger und Platten bestimmen die auftretenden Schubverformungen. Selbst bei gerissenen Vergussfugen führt die Verbundwirkung infolge Reibung in der Lagerfuge zu einem erheblichen horizontalen Schubfluss in Querrichtung der Platten. Eine geringere Verbundwirkung erhöht die Querkrafttragfähigkeit der Platten.
- Die Lage der Platten in Bezug zum Trägerschwerpunkt beeinflusst die Traglast nur unwesentlich. Grundsätzlich treten die Effekte infolge biegeeweicher Lagerung unabhängig vom Trägertyp auf und die Traglasten werden primär durch die Verbundeigenschaften der Träger bestimmt.
- Über die Längsfugen zwischen den Platten werden Querkräfte zu den Rändern einer Decke umgelagert. Dies beeinflusst die Querkrafttragfähigkeit der Randplatten jedoch nur geringfügig, da die zusätzliche Belastung vorrangig über die nicht maßgebenden Stege nahe der benachbarten inneren Platte abgetragen wird.
- Wegen der Trägerverkrümmung stellen sich konzentrierte Auflagerpressungen im Bereich der Randstege ein, so dass auch ohne eine Verbundwirkung zwischen Träger und Platten nicht die volle Tragfähigkeit bei starrer Lagerung erreicht wird. Ein Teil der Querkraftabminderung ist auf eine Lastverteilung von der Mitte zu den Rändern innerhalb der Platten zurückzuführen (Vierendeel-Effekt).
- Analog zur Randplatte wird auch durch die benachbarte Innenplatte ein horizontaler Schubfluss in den Träger abgeleitet. Da sich die innere Platte auf der Randplatte abstützen kann, ist üblicherweise ein Versagen der Randplatte maßgebend. Bei lokal reduzierter Verbundwirkung im Randbereich der Decke oder verminderter Zugfestigkeit der inneren Platte kann auch diese das Versagen einleiten.
- Horizontale Zwängungen der Randplatte durch Schubleche oder übliche Ringanker führen in den Modellen bestenfalls zu einer geringfügigen Traglaststeigerung. Durch zu hohe oder unterhalb des Plattenschwerpunkts angreifende Zwangkräfte kann die Traglast sogar reduziert werden. Zwängungen sind somit nicht als Maßnahme zur Erhöhung der Querkrafttragfähigkeit geeignet.
- Eine Schwächung der Längsfugen führt rechnerisch zu einer Erhöhung der Traglast der Randplatte. Aufgrund offener Fragen bei der baupraktischen Umsetzung wurde diese Maßnahme jedoch nicht weiter verfolgt.
- Die Wirksamkeit einer Verfüllung der Hohlkammern hängt vorrangig von der Steifigkeit des Vergussbetons und dessen Verbund zur Platte ab. Nach den Berechnungen sind deutliche Traglaststeigerungen möglich, wenn die Verfüllungen schon bei sehr kleinen Verformungen des spröderen Plattenquerschnitts aktiviert werden und den Schubfluss über geneigte Druckstreben in den Träger ableiten.
- Nach einer Analyse der Versuche 3 und 4 führte die nachträgliche Verfüllung der Randkammern zu einer Erhöhung und die horizontale Zwängung durch seitliche Stahlträger zu einer Reduzierung der Querkrafttragfähigkeit in der gleichen Größenordnung. Die Modelle mit modifizierten Randplatten ohne Randkammern zu Versuch 5 berechnen deutlich größere Traglasten als im Versuch beobachtet. Die geringere experimentelle Querkrafttragfähigkeit ist auf eine über die Breite ungleichmäßige Zugfestigkeit der getesteten Platten zurückzuführen.

- Die Querkrafttragfähigkeit lässt sich durch eine Erhöhung der Trägersteifigkeit steigern. Allerdings sind nennenswerte Traglaststeigerungen nur mit baupraktisch kaum vertretbarer Vergrößerung der Steifigkeit zu erreichen. Mit zunehmender Steifigkeit ändert sich die Beanspruchung der Randplatten in Querrichtung kaum, es findet lediglich ein gleichmäßigerer Lastabtrag über die Plattenbreite statt. Selbst bei sehr steifen Trägern aus Stahl oder Beton mit Durchbiegungen von etwa $L/3000$ unter Gebrauchslasten sind nach den Berechnungen noch die Auswirkungen einer biegeweichen Lagerung zu erwarten.

Aufgrund der hohen Rechenanforderungen war die Anzahl zu untersuchender Parameter begrenzt. Insbesondere zur Simulation des entscheidenden Verbundverhaltens zwischen Träger und Platten waren sinnvolle Vereinfachungen notwendig. Die zutreffende Abbildung der Versuche zeigt jedoch, dass die Modelle offenbar belastbare Informationen zum Tragverhalten und zur Wirksamkeit traglaststeigernder Maßnahmen liefern. Zielführend erscheinen demnach schlanke Konstruktionen mit geringem Aufwand für die Träger, bei denen die Verbundwirkung begrenzt und die Querkraftausnutzung unter Berücksichtigung der konstruktiven Randbedingungen angemessen reduziert wird.

5 Querkraftbemessung bei biegeweicher Lagerung

5.1 Allgemeines

Im vorliegenden Kapitel werden zwei Modelle zur Querkraftbemessung von Spannbeton-Fertigdecken bei biegeweicher Lagerung anhand einer Datenbank ausgeführter Großversuche untersucht. Die verwendeten Daten stammen aus den in Kapitel 2.3.3 zusammengefassten Forschungsarbeiten in Finnland und Deutschland. Anhand der Versuchsdaten wird zum einen das finnische Bemessungsmodell von *Pajari* analysiert und für eine Anwendung im Rahmen des Nachweiskonzeptes der bauaufsichtlichen Zulassungen in Deutschland kalibriert. Zum anderen wird ein eigener Ansatz entwickelt, der im Unterschied zu *Pajari's* Modell die in Versuchen beobachtete Rissbildung zwischen Träger und Platten berücksichtigt.

5.2 Versuchsdatenbank

5.2.1 Aufbau und Umfang

Aus früheren Forschungsarbeiten (Kapitel 2.3.3) wurden die Daten von insgesamt 23 Großversuchen an biegeweich gelagerten Deckensystemen zusammengestellt. Davon fanden 18 Versuche am Technical Research Centre of Finland (VTT) und zwei weitere an der Tampere University of Technology (TUT) in Finnland statt. Weiterhin wurden die Daten von insgesamt drei Versuchen an der Technischen Universität Kaiserslautern (TUKL) aufgenommen. Mit den acht eigenen Versuchen am Institut für Massivbau (Kapitel 3) stehen zusammen 31 Datensätze zur Auswertung zur Verfügung. Wie in Kapitel 2.3.3 beschrieben wurden zwei Versuche aus /Bod00/ und drei Versuche aus /Lan01/ aufgrund der besonderen oder unklaren Versagensart bzw. fehlender Angaben nicht in die Datenbank aufgenommen.

Tabelle 5.1 enthält eine Übersicht der ausgewerteten Versuche mit Angabe des durchführenden Instituts, der maßgeblichen Datenquelle und des Versuchsjahres. Bei den Untersuchungen am VTT und der TUT wurden neben den ursprünglichen Versuchsberichten (soweit vorliegend, teilweise in Finnisch) zugehörige Kurzberichte von *Pajari* (Kapitel 2.3.3) sowie die Veröffentlichungen /Paj95/, /Paj98a/, /Paj98b/ und /Paj08/ als Datenquellen herangezogen. Tabelle 5.1 fasst weiterhin die wichtigsten Ergebnisse zusammen. Aus den Großversuchen sind die Bruchlasten v_{bw} und die Quotienten L/u aus Spannweite und Mittendurchbiegung der Träger angegeben. Mit den Traglasten v_s der begleitenden Referenzversuche bei starrer Lagerung wurden die Traglastverhältnisse v_{bw}/v_s bestimmt. Einige Versuche wurden wie nachfolgend erläutert nicht zur weiteren rechnerischen Auswertung herangezogen (kursiv geschriebene Versuchsbezeichnungen). Die vollständigen Versuchsdaten befinden sich im Anhang.

Tabelle 5.1: Übersicht der Versuchsdatenbank

Nr.	Versuch	Institut	Jahr	Quelle	Bruchlast v_{bw}	Bruchlast v_s	v_{bw}/v_s	Spannweite / Durchb. L/u
[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[kN/m]	[kN/m]	[-]	[-]
1	PC265	VTT	1990	/Kou90a/ ⁽¹⁾	86,2	192,1 ⁽³⁾	0,45	505
2	PC400	VTT	1993	/Paj93a/ ⁽¹⁾	210,1	407,1 ⁽⁴⁾	0,52	926
3	PC400U	VTT	2006	/Paj06a/	235,3	277,2	0,85	774
4	PC500U	VTT	2006	/Paj06b/	280,3	455,9	0,61	330
5	WQ265	VTT	1990	/Kou90b/ ⁽¹⁾	138,4	192,1	0,72	284
6	WQ400	VTT	1993	/Paj93b/ ⁽¹⁾	244,7	430,3	0,57	342
7	WQ500	VTT	2005	/Paj05b/	224,7	542,3	0,41	340
8	DE265	VTT	1990	/Kou90c/ ⁽¹⁾	95,5	236,6	0,40	307
9	DE400	VTT	1999	/Paj00/ ⁽²⁾	185,0	349,6	0,53	208
10	DE500	VTT	2005	/Paj06c/ ⁽²⁾	305,8	441,1	0,69	280
11	MEK265	TUT	1994	/Iso94/ ⁽²⁾	123,5	186,0	0,66	301
12	SUP320	VTT	2002	/Paj02/ ⁽²⁾	106,3	202,3	0,53	274
13	LB320	TUT	2002	/Suo02/ ⁽²⁾	124,3	261,1	0,48	225
14	LBL320	VTT	1998	/Paj98c/ ⁽²⁾	134,9	246,1	0,55	240
15	A320	VTT	2006	/Paj07/ ⁽²⁾	152,8	236,7	0,65	230
16	RC265 ⁽⁵⁾	VTT	1994	/Paj94a/ ⁽¹⁾	88,9	188,5	0,47	238
17	PC265C ⁽⁵⁾	VTT	1994	/Paj94b/ ⁽¹⁾	159,5	162,2	0,98	962
18	PC265N	VTT	1993	/Kou93a/ ⁽¹⁾	136,5	175,8	0,78	649
19	PC265T ⁽⁵⁾	VTT	1993	/Kou93b/ ⁽¹⁾	116,9	161,3	0,72	362
20	PC265E ⁽⁵⁾	VTT	1993	/Paj93c/ ⁽¹⁾	123,0	209,8	0,59	128
21	IFB265	IMB	2006	Kap. 3, Nr. 1	158,0	239,0	0,66	107
22	IFB265B ⁽⁵⁾	IMB	2006	Kap. 3, Nr. 3	182,0	268,0	0,68	190
23	IFB265M	IMB	2009	Kap. 3, Nr. 6	200,0	255,0	0,78	172
24	IFB265RD	IMB	2009	Kap. 3, Nr. 7	174,0	246,0	0,71	185
25	IFB250	IMB	2006	Kap. 3, Nr. 2	162,0	266,0	0,61	191
26	IFB250B ⁽⁵⁾	IMB	2006	Kap. 3, Nr. 4	168,0	282,0	0,60	206
27	IFB250M ⁽⁵⁾	IMB	2009	Kap. 3, Nr. 5	157,0	300,0	0,52	224
28	IFB250RD	IMB	2009	Kap. 3, Nr. 8	161,0	281,0	0,57	201
29	PC270BI ⁽⁵⁾	TUKL	2006	/Sch06/	163,3	250,7	0,65	335
30	IFB150 ⁽⁵⁾	TUKL	1996	/Bod96/	53,1	-	-	157
31	IFB150T ⁽⁵⁾	TUKL	1996	/Bod96/	90,6	-	-	180

⁽¹⁾ als Datenquellen zusätzlich /Paj98a/, /Paj98b/ und zum Teil /Paj95/ herangezogen

⁽²⁾ ursprünglicher Versuchsbericht liegt nicht vor; Kurzbericht von *Pajari* herangezogen

⁽³⁾ Referenzversuche im Zuge von Großversuch WQ265 durchgeführt

⁽⁴⁾ nur Referenzversuche mit Schubzugversagen herangezogen

⁽⁵⁾ zur weiteren rechnerischen Auswertung nicht herangezogen

Die verwendeten Versuchsbezeichnungen setzen sich in Anlehnung an /Paj95/ aus bis zu drei Buchstaben für den Trägertyp, der Plattendicke in Millimetern und einem Zusatz für besondere Versuchsparameter zusammen (Tabelle 5.2). Die Bezeichnungen der eigenen Versuche wurden diesem Schlüssel angepasst (ohne Angabe der Parameter wie Kopfplatten an den Trägerenden (Kapitel 3.3.5, Versuche 3 - 8) und Betonverfüllungen einzelner Kammern der Randplatten (Kapitel 3.3.6, Versuche 3 und 4)).

Tabelle 5.2: Bezeichnungsschlüssel der Versuche

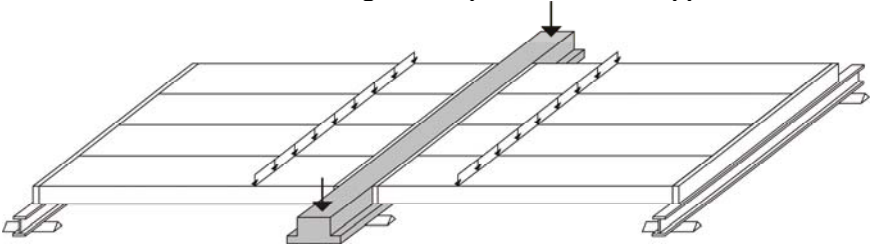
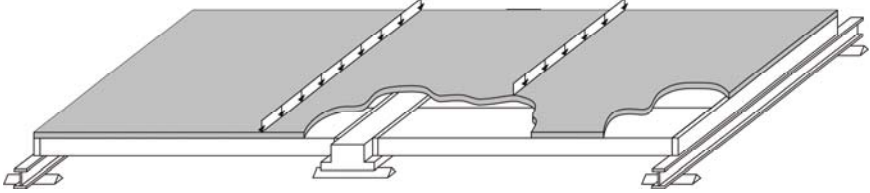
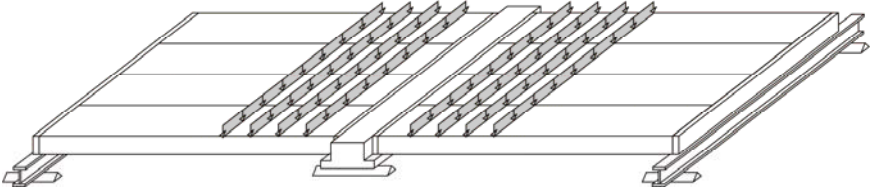
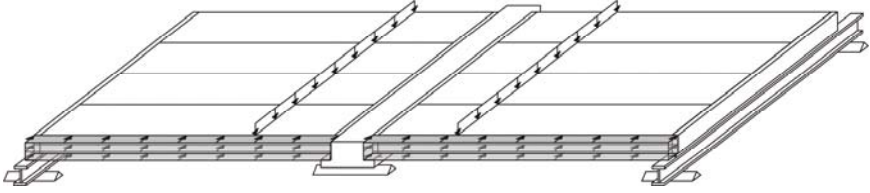
Trägertyp			Versuchsparameter	
Bez.	Form	Material	Bez.	Beschreibung
RC	T-Querschnitt	Stahlbeton	C	Durchlaufwirkung des Trägers
PC	T-Querschnitt	Spannbeton	N	Träger mit Ortbetonergänzung in der Plattenebene
WQ	Hutprofil	Stahl	T	Aufbetonschicht
DE	DELTA-beam ⁽¹⁾	Verbund	E	simulierte Flächenlast (durch vier Linienlasten)
LBL	LBL-beam ⁽¹⁾	Verbund	U	glatt geschalte Stegflächen (bei Trägertyp PC) ⁽²⁾
LB	LB-beam ⁽¹⁾	Verbund	B	Zwängung durch seitliche Stahlträger
A	A-beam ⁽¹⁾	Verbund	R	Zwängung durch Ringanker
SUP	Super-beam ⁽¹⁾	Verbund	D	reduzierte Verbundtragwirkung
MEK	MEK-beam ⁽¹⁾	Verbund	I	erhöhte Verbundtragwirkung
IFB	IFB-Profil	Stahl	M	werkseitig modifizierte Randplatten

⁽¹⁾ patentierter Verbundquerschnitt (Beschreibung im Anhang)

⁽²⁾ Trägertyp PC (ohne Zusatz U) mit profilierten Stegflächen (Beschreibung im Anhang)

Unter den 31 Versuchen der Datenbank befinden sich elf, bei denen der standardmäßige Aufbau entsprechend Bild 2.17 deutlich modifiziert wurde. Ziel dieser Versuche war die Untersuchung spezieller Einflüsse auf das Tragverhalten. Die besonderen Versuchsparameter sind in Tabelle 5.3 zusammengestellt. Eine nachträgliche Verfüllung der Hohlkammern der Randplatten in den finnischen Versuchen wird dabei nicht separat aufgeführt. Insgesamt wurden die Kammern in sechs Versuchen am VTT (PC400, PC500U, WQ500, DE500, SUP320, PC265E) verfüllt, so dass der nachträgliche Verguss keine besondere Einzelmaßnahme darstellt. Weiterhin sind die Kopfplatten an den Auflagern des IFB-Profils in den eigenen Versuchen 3 - 8 (IFB265B, IFB265M, IFB265RD, IFB250B, IFB250M, IFB250RD) nicht aufgezählt. Durch die Kopfplatten wurde eine seitliche Verschiebung der Platten nur indirekt behindert, lediglich der Vergussbeton entlang des Trägers war direkt gezwängt (Kapitel 3.3.5). Weitere Angaben zu den Versuchen aus Tabelle 5.3 sind Kapitel 3.3 (eigene Untersuchungen) bzw. dem Anhang zu entnehmen.

Tabelle 5.3: Besondere Versuchsparameter

Versuch	Parameter
PC265C (Nr. 17)	Simulation einer Durchlaufwirkung des Trägers durch Kragarme ($l = 1,0$ m); Regelung der Stützmomente an den Auflagern entsprechend dem doppelten Feldmoment 
PC265T (Nr. 19)	60 mm dicke Aufbetonschicht im gesamten Deckenfeld; Mattenbewehrung Ø5/150 
PC265E (Nr. 20)	Simulation einer Flächenlast durch vier Linienlasten je Feld im Abstand von 375, 1125, 1875 und 2625 mm vom Auflager am Mittelträger 
IFB265B (Nr. 22) IFB250B (Nr. 26)	horizontale Verschiebungsbehinderung der Platten durch seitliche Stahlträger in einem Deckenfeld; Füllung einzelner Hohlkammern der Randplatten bis in 800 mm Tiefe mit Vergussbeton (Versuche 3 und 4, Kapitel 3.3)
IFB265M (Nr. 23)	werkseitige Verfüllung aller Hohlkammern der Randplatten bis in 300 mm Tiefe (Versuch 6, Kapitel 3.3)
IFB250M (Nr. 27)	werkseitige Herstellung der Randplatten ohne Randkammern (Versuch 5, Kapitel 3.3)
IFB265RD (Nr. 24) IFB250RD (Nr. 28)	Reduzierung der Verbundwirkung zwischen Träger und Randplatten (schubweiches Elastomerlager in der Lagerfuge und bündiger Abschluss der Hohlkammern mit Bauschaum am Plattenende); Umschließung der Deckenfelder mit einem umlaufenden Ringanker (Versuche 7 und 8, Kapitel 3.3)
PC270BI (Nr. 29)	Verschiebungsbehinderung der Platten auf der gesamten Höhe durch seitliche Stahlträger an einem Deckenrand; Erhöhung der Verbundwirkung zwischen Träger und Platten durch Verbügelung der Hohlkammerfüllungen in einem Deckenfeld 
IFB150T (Nr. 31)	40 mm dicke Aufbetonschicht im gesamten Deckenfeld; Mattenbewehrung Q188A (vgl. Versuch PC265T, Nr. 19)

Die Versuche können umso besser nachgerechnet werden, je mehr Informationen über die relevanten Einflussgrößen vorliegen. Zur Untersuchung verschiedener Bemessungsmodelle sind insbesondere gut dokumentierte Versuche mit praxisnahen Randbedingungen heranzuziehen. Im folgenden Kapitel werden die verfügbaren Daten im Hinblick auf diese Anforderungen bewertet.

5.2.2 Bewertung der verfügbaren Versuche und Daten

Zur Überprüfung oder Ableitung eines Bemessungsmodells ist eine möglichst große Anzahl von Versuchen mit vergleichbaren Parametern erforderlich. Zu den in Tabelle 5.3 aufgeführten Versuchsparametern, die das Tragverhalten erheblich beeinflussen, gibt es in den meisten Fällen nur eine oder maximal zwei Untersuchungen. Außerdem wurden in einigen Deckensystemen gleichzeitig mehrere Parameter untersucht, deren Auswirkungen nicht eindeutig zu trennen sind. Aus diesen Gründen werden einige Versuche nicht zur weiteren rechnerischen Auswertung herangezogen.

In den finnischen Versuchen PC265C, -T und -E wurden die Auswirkungen einer Aufbetonschicht (T), einer Durchlaufwirkung des Trägers (C) und einer flächigen Belastung (E) untersucht. Diese Versuche werden aufgrund der unterschiedlichen besonderen Randbedingungen nicht weiter verwendet. Einige der verbleibenden finnischen Versuche wiesen eine nachträgliche Kammerversfüllung mit Ortbeton auf. Die Kammerversfüllungen werden rechnerisch wie im folgenden Kapitel beschrieben entsprechend der finnischen Bemessungsvorschrift Code Card 18 /CCD07/ berücksichtigt. Analog wird bei Versuch PC265N die Auflagerung der Platten in der Druckzone eines Trägers mit Ortbetonergänzung nach Code Card 18 erfasst.

Wegen der gleichzeitigen Untersuchung mehrerer Parameter werden die eigenen Versuche IFB265B und IFB250B nicht weiter ausgewertet. Der Versuch IFB250M wird aufgrund der ungleichmäßigen Zugfestigkeit über die Plattenbreite (Kapitel 3.7.5) ausgeschlossen. Von den eigenen Untersuchungen verbleiben somit die Versuche 1, 2, 6, 7 und 8. Dabei wird die werkseitige Kammerversfüllung in Versuch 6 (IFB265M) wie eine nachträgliche Verfüllung (analog zu den finnischen Versuchen) behandelt. Die Versuche 7 (IFB265RD) und 8 (IFB250RD) werden wie Standardversuche ohne besondere Parameter ausgewertet, da sich der Ringanker und die Maßnahmen zur Reduzierung der Verbundwirkung zwischen Träger und Randplatten in ihrer Wirkung offenbar weitestgehend gegenseitig aufhoben (Kapitel 3.7.5).

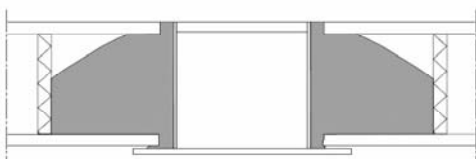
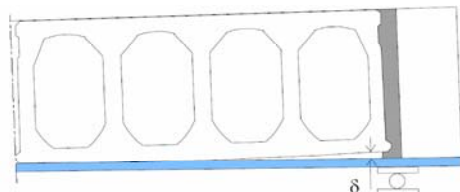
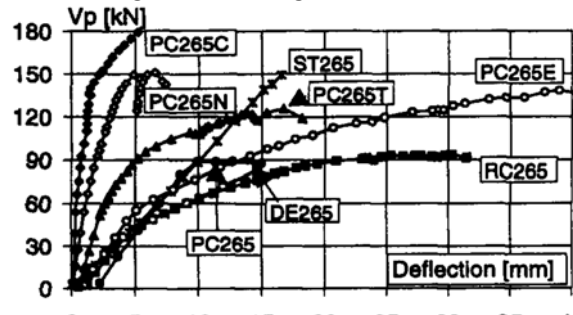
Die Nachrechnung von Versuch PC270BI aus Kaiserslautern wird durch die in Kapitel 2.3.3 beschriebenen unterschiedlichen Parameter an allen vier Randplatten erschwert. Es ist nicht eindeutig, welche Traglasten bei starrer oder biegeweicher Lagerung heranzuziehen sind. In Tabelle 5.1 und im Anhang ist für den Großversuch die Bruchlast der Platten am freien Deckenrand und für die Referenzversuche der Mittelwert aus drei Prüfungen angegeben. Allerdings wurden im Großversuch mehrere Riss- bzw. Bruchlasten ermittelt (Kapitel 2.3.3) und bei den Referenzversuchen fiel eine

große Streuung der Traglasten im Bereich von 201 - 295 kN/m auf. Aufgrund der offenen Fragen wird der Versuch PC270BI im weiteren Verlauf nicht berücksichtigt.

Bei den Versuchen IFB150 und IFB150T von *Bode et al.* wurden die getesteten Platten nicht vermessen und im zugehörigen Versuchsbericht /Bod96/ ist keine detaillierte Querschnittszeichnung gegeben. Es konnten lediglich Nominalwerte der Querschnittsabmessungen aus aktuellen Herstellerangaben verwendet werden. Weiterhin fanden keine Referenzversuche bei starrer Lagerung statt. Der Versuch IFB150T wird analog zu Versuch PC265T aufgrund der Aufbetonschicht nicht zur Auswertung herangezogen. Beim Versuch IFB150 sind Nachrechnungen aufgrund der fehlenden Angaben nur sehr eingeschränkt möglich, so dass auch dieser nachfolgend ausgeschlossen wird.

Neben den planmäßigen Versuchsparametern beeinflussten in einigen Fällen unplanmäßige Randbedingungen das Tragverhalten. Besonders auffällige Versuchsbeobachtungen sind in Tabelle 5.4 zusammengefasst, weitergehende Informationen sind dem Anhang zu entnehmen.

Tabelle 5.4: Unplanmäßige Randbedingungen

Versuch	Parameter
	unvollständige Kammerfüllung mit Vergussbeton (keine Entlüftungsöffnungen vorhanden); bei planmäßiger Fülltiefe von 400 mm betrug die effektive Fülltiefe nach /Paj08/ nur etwa 250 mm
WQ500 (Nr. 7)	  infolge Überhöhung des Trägers oder unebener Plattenunterseite keine vollflächige Auflagerung der Platten; Einfließen des Ortbetons nur in Teilbereichen der Lagerfuge  
SUP320 (Nr. 12)	unvollständige Kammerfüllung mit Vergussbeton; bei planmäßiger Fülltiefe von 250 mm betrug die effektive Fülltiefe nach /Paj08/ nur etwa 180 mm (vgl. WQ500)
RC265 (Nr. 16) PC265E (Nr. 20)	größere nichtlineare Trägerverformungen vor dem Querkraftversagen der Platten  /Paj98a/

Eine unvollständige Kammerverschallung oder teilweise Auflagerung der Platten wie bei den Versuchen WQ500 und SUP320 ist auch in anderen Fällen nicht auszuschließen (bei den finnischen Versuchen mit Stahl- oder Verbundträgern wurde in der Lagerfuge kein Elastomerstreifen angeordnet). Dokumentiert sind derartige Beobachtungen jedoch nur bei den Versuchen aus Tabelle 5.4. Eine unvollständige Kammerverschallung wird bei der Nachrechnung der Versuche WQ500 und SUP320 durch den Ansatz der tatsächlichen, effektiven Fülltiefe nach /Paj08/ berücksichtigt. Die Auswirkungen nichtlinearer Trägerverformungen oder einer unvollständigen Auflagerung können dagegen nur qualitativ bei der Interpretation der Berechnungsergebnisse berücksichtigt werden. Hierdurch werden konzentrierte Auflagerpressungen, erhöhte Beanspruchungen einzelner Stege oder Torsionsbeanspruchungen der gesamten Platten hervorgerufen, die nicht genau zu bestimmen sind. Da insbesondere durch die nichtlinearen Trägerverformungen eine erhebliche Beeinflussung des Tragverhaltens zu erwarten ist, werden die Versuche RC265 und PC265E (bereits wegen der Simulation einer Flächenlast ausgeschlossen) nicht weiter verwendet.

Nach den beschriebenen Überlegungen verbleiben von den insgesamt 31 Versuchen der Datenbank 21 zur Überprüfung und Entwicklung von Bemessungsmodellen (Versuche 1 - 15, 18, 21, 23 - 25 und 28 aus Tabelle 5.1). Die zur weiteren Auswertung herangezogenen Versuche decken abgesehen von Hohlkammerverschallungen den Standardfall biegeweich gelagerter Spannbeton-Fertigdecken ohne besondere Randbedingungen ab und wiesen keine größeren plastischen Trägerverformungen auf.

Großen Einfluss auf die Berechnungsergebnisse hat die Berücksichtigung der tatsächlichen Plattenabmessungen (ist) anstelle der entsprechenden Nominalwerte (nom) der Querschnitte. Die Summe der Stegbreiten b_w eines Querschnitts bzw. einer bestimmten Querschnittsfaser ist proportional zur Querkrafttragfähigkeit, für eine möglichst genaue Analyse sind daher die gemessenen Stegbreiten zu verwenden. *Pajari's* Bemessungsmodell basiert auf einem elastischen Verbundquerschnitt aus dem Träger, Vergussbeton und den oberen Plattenspiegeln (Kapitel 2.3.4). Die danach bestimmten Traglasten sind somit auch davon abhängig, ob für die Dicke des oberen Plattenspiegels $h_{sl,top}$ Nominalwerte oder gemessene Werte angesetzt werden. Während die minimale Summe der Stegbreiten abgesehen von Versuch PC270BI innerhalb eines Streubereichs von $\pm 10\%$ bezogen auf den Nominalwert lag, überstiegen die Plattenspiegeldicken den Nominalwert in etwa einem Drittel der Versuche um 20 % und mehr.

Die Datenbank enthält soweit bekannt die Nominalwerte und die gemessenen Werte von b_w und $h_{sl,top}$. Abweichungen dieser Größen von den Nominalwerten wirken sich auf die Lage des Schwerpunktes, die Querschnittsfläche und das (Flächen)trägheitsmoment aus. Anhand der verfügbaren Messwerte ist es jedoch nicht möglich die tatsächlichen Querschnittswerte e_{sl} , A_{sl} , S_{sl} bzw. I_{sl} genau zu bestimmen. Bei lamellenweisen Analysen der Platten entsprechend den Zulassungen wurden bei mehr als $\pm 5\%$ Abweichung vom Nominalwert zumindest die Auswirkungen der Stegbreiten auf die Querschnittswerte berücksichtigt (Kapitel 5.3.1 und Anhang).

Zuletzt sind Besonderheiten der Referenzversuche bei starrer Lagerung im Zuge der finnischen Versuche PC265, PC400, DE265, PC400U und WQ500 zu beachten. Die Referenztraglast zu Versuch PC265 wurde erst beim späteren Versuch WQ265 bestimmt. Allerdings stammten die Platten in beiden Fällen aus der gleichen Spannbahn und aufgrund ihres relativ hohen Prüfalters (90 und 143 d) war zwischen den Versuchszeitpunkten keine übermäßige Festigkeitsentwicklung mehr zu erwarten. Die Berücksichtigung der gleichen Referenztraglast bei beiden Großversuchen ist somit zulässig. Bei Versuch PC400 wurden nur zwei der insgesamt vier Referenzversuche herangezogen. In einem Fall konnte der Referenzversuch nicht bis zum Bruch durchgeführt werden und in einem weiteren trat anstelle eines Schubzugversagens ein Verankerungsversagen auf. Die im Zuge der Versuche DE265, PC400U und WQ500 ermittelten Referenztraglasten waren entweder deutlich höher oder geringer als in anderen Untersuchungen mit jeweils dem gleichen Plattentyp. Da die Abweichungen der Traglasten nicht zu erklären sind, wurde ein Teil der Berechnungen zu diesen Versuchen auf der Grundlage von Mittelwerten der Referenztraglast für die verwendeten Platten durchgeführt (Kapitel 5.3 und 5.4).

5.3 Versuchsnachrechnungen mit Pajari's Bemessungsmodell

5.3.1 Berechnungsübersicht und -grundlagen

Zur Analyse von *Pajari's* Bemessungsmodell werden wie im vorangegangenen Kapitel beschrieben 21 Versuche herangezogen. Die Nachrechnung dieser Versuche erfolgt zunächst auf Grundlage des Bemessungskonzeptes der finnischen Norm Code Card 18 /CCD07/. Zur Kalibrierung der Bemessungsgleichungen für Querkraft in Code Card 18 dienen so genannte k_{cd} -Werte, die dem Verhältnis b_{eff}/L_{eff} zwischen der mitwirkenden Breite des oberen Plattenspiegels aus dem ursprünglichen Modell in /Paj95/ und der effektiven Trägerspannweite entsprechen (Kapitel 2.3.4). Allgemein berücksichtigen hohe k_{cd} -Werte eine starke Verbundwirkung zwischen Träger und Platten und führen zu einer großen Traglastabminderung infolge biegeweicher Lagerung im Modell. Zur Bestimmung der Parameter k_{cd} sind iterative Versuchsnachrechnungen erforderlich, bis die experimentellen und rechnerischen Traglasten übereinstimmen. Zuletzt kalibrierte *Pajari* auf diese Weise im Jahr 2008 k_{cd} -Werte, um sein Modell neben der Code Card 18 auch in Verbindung mit EN 1168 (deutsche Fassung DIN EN 1168 /DIN09/) anwenden zu können /Paj08/. Die k_{cd} -Werte werden (basierend auf Code Card 18) in der vorliegenden Arbeit sowohl unter Berücksichtigung der Messwerte als auch der Nominalwerte der Dicke des oberen Plattenspiegels $h_{sl,top}$ bestimmt.

Im zweiten Schritt wird das Nachweiskonzept der bauaufsichtlichen Zulassungen in Deutschland zur Versuchsnachrechnung herangezogen. Dabei werden die Querschubspannungen τ_{zy} infolge biegeweicher Lagerung nach *Pajari* bzw. Code Card 18 ermittelt und in die Bemessungsgleichung für Querkraft bei starrer Lagerung eingebunden. Es wird eine etwas ausführlichere Bemessungsgleichung als nach *Pajari* untersucht.

Weiterhin werden die k_{cd} -Werte erstmals anhand des Verhältnisses v_{bw}/v_s zwischen den Traglasten bei biegeweicher und starrer Lagerung bestimmt und den Ergebnissen auf Grundlage der absoluten Traglasten v_{bw} gegenübergestellt. Das Ziel dieser Vergleichsrechnungen ist eine möglichst zuverlässige Kalibrierung der k_{cd} -Werte. Tabelle 5.5 fasst die wesentlichen durchgeführten Berechnungen bzw. Vergleiche zusammen.

Tabelle 5.5: Berechnungsübersicht

Nachweiskonzept	Analyse der k_{cd} -Werte
Code Card 18	- Kalibrierung unter Berücksichtigung von Messwerten und Nominalwerten der Dicke des oberen Plattenspiegels $h_{sl,top}$
bauaufsichtliche Zulassungen	- Kalibrierung anhand der Traglastverhältnisse v_{bw}/v_s und der Traglasten v_{bw}

Die Bemessungsgleichungen der Code Card 18 und der bauaufsichtlichen Zulassungen sind im Anhang zusammengestellt. Da die Biegeanteile infolge Vorspannung und äußerer Lasten im Auflagerbereich gering sind, dürfen sie in beiden Nachweiskonzepten vernachlässigt werden und die Normalspannungskomponente ist durch $\sigma_x = P/A_{sl}$ zu ermitteln. Selbst bei einheitlicher Spannkrafteinleitungslänge l_{bp} ergeben sich durch unterschiedliche Nachweisschnitte und die Berücksichtigung des Bemessungswertes l_{bpd} nach Zulassung etwas andere Spannungen σ_x als nach Code Card 18.

Bei allen Berechnungen werden Hohlkammervorfüllungen der Randplatten (Vorfüllung aller Kammern in den finnischen Versuchen und in Versuch IFB265M) durch den Faktor β_f nach Code Card 18 zur Reduzierung der Querschubspannung τ_{zy} berücksichtigt (mit: $0,7 \leq \beta_f \leq 1,0$ nach Gleichung 5.12). Die eigenen Versuche und numerischen Untersuchungen zeigen, dass zahlreiche Randbedingungen die Wirksamkeit einer Kammervorfüllung beeinflussen (Kapitel 3.7.5 und 4.5.5). Nach Auswertung der Datenbank liegt jedoch keine ausreichende Anzahl von vergleichbaren Versuchen zur genauen Bestimmung des Einflusses einer Kammervorfüllung bzw. zur Ableitung eines neuen Faktors β_f vor. Aufgrund der Erfahrungen bei der Bemessung in Finnland wird β_f unverändert aus Code Card 18 übernommen. Bei Versuch PC265N wird die Querschubspannung τ_{zy} mit dem Faktor $\beta_b = 0,8$ gemäß Code Card 18 zur Berücksichtigung der Auflagerung der Platten in der Druckzone des Trägers abgemindert.

Zur Nachrechnung der Versuche sind zum einen die Angaben aus den Versuchsberichten erforderlich. Darüber hinaus sind weitere Kennwerte rechnerisch zu bestimmen, wobei eine einheitliche Vorgehensweise festzulegen ist. Tabelle 5.6 enthält eine stichpunktartige Zusammenfassung der Berechnungsgrundlagen, die einzelnen Berechnungsschritte sind im Anhang ausführlicher beschrieben. Die Baustoffeigenschaften, die Spannkraftverluste sowie die Querschnittswerte der Träger und die statischen Systeme der Versuche wurden für alle Berechnungen einheitlich ermittelt. Bei der Spannkrafteinleitungslänge bzw. deren Bemessungswert und der Analyse der Plattenquerschnitte ergaben sich Unterschiede in Abhängigkeit der betrachteten Nachweiskonzepte (Zulassungen und Code Card 18).

Tabelle 5.6: Berechnungsgrundlagen

Merkmal	Berechnungsgrundlagen
Baustoffeigenschaften	DIN 1045-1, Tabelle 9; Berücksichtigung von Streuungen der Festigkeit in Anlehnung an DIN EN 1990 /DIN02b/ und DIN EN 206 /DIN01b/
Spannkrafteinleitungslänge l_{bp}	DIN 1045-1, Abschnitt 8.7.6; Annahme einer Druckfestigkeit $f_{cmj} = 30 \text{ N/mm}^2$ zum Zeitpunkt der Spannkrafteinleitung (Verbundspannung $f_{bp} = 3,3 \text{ N/mm}^2$ für Litzen); schlagartige Eintragung der Vorspannung durch Zuschchnitt der Elemente; bei Berechnungen nach Zulassung Berücksichtigung eines unteren ($0,8 \cdot l_{bp}$) und eines oberen ($1,2 \cdot l_{bp}$) Bemessungswertes der Übertragungslänge l_{bpd} (ungünstigerer Wert maßg.)
Spannkraftverluste	DIN 1045-1, Abschnitt 8.7.3; Kriech- und Schwindbeiwerte bis zum Versuchszeitpunkt t_{test} nach DAfStb Heft 525 /DAS03/; zur Berücksichtigung der schnellen Festigkeitsentwicklung des Betons der Spannbeton-Fertigdecken Ansatz von $t_0 = 3 \text{ d}$ als Zeitpunkt beim Ablassen der Vorspannkraft (t_0 in der Praxis üblicherweise kleiner)
Plattenquerschnitte	zur Berechnung nach Code Card 18 Übernahme der Querschnittswerte e_{sl} , A_{sl} , I_{sl} , S_{sl} (bzgl. der Schwereachse), b_w (minimale Summe der Stegbreiten) und $h_{sl,top}$ aus Versuchsberichten und /Paj08/; für Berechnungen nach Zulassung Bestimmung der lamellenweisen Plattenbreiten $b_{w,i}$ anhand von CAD-Zeichnungen der Querschnitte und damit Berechnung der übrigen Querschnittswerte; in allen Fällen bei mehr als $\pm 5 \%$ Abweichung vom Nominalwert Berücksichtigung der Messwerte von b_w aufgrund des hohen Einflusses auf die Tragfähigkeit und die Berechnungsergebnisse; für $h_{sl,top}$ Berücksichtigung von Mess- und Nominalwerten (Vergleichsrechnung)
Trägerquerschnitte	Bestimmung der ideellen Querschnittswerte mit dem Programm INCA2 /Pfe04/, dabei Anrechnung des Vergussbetons bis zur Vorderkante der Platten; aufgrund der geringen Biegebeanspruchung der Träger im Bereich der maßgebenden Randplatten Berücksichtigung ungerissener Querschnitte bei allen Trägertypen (Kapitel 5.4.3)
statische Systeme	Festlegung der statischen Systeme (Träger und Platten) anhand der Mittelachsen der Auflager- bzw. Lasteinleitungsflächen; Anrechnung der vollen Breite eines Elastomerstreifens in der Lagerfuge (sofern vorhanden) bei der Auflagertiefe

5.3.2 Bestimmung der Modellparameter

5.3.2.1 Nachweiskonzept der Code Card 18

Die nach Code Card 18 in den eigenen Berechnungen ermittelten Modellparameter k_{cd} sind in Bild 5.1 dargestellt. Wesentlichen Einfluss auf die k_{cd} -Werte haben die Plattendicke h_{sl} und der Trägertyp. Daher ist h_{sl} als Bezugsgröße auf der x-Achse abgetragen und die unterschiedlichen Trägertypen (Tabelle 5.2) sind farblich getrennt. Mit Spannbetonträgern (PC und PC U) fanden Versuche mit jeweils zwei Plattendicken statt. Drei Plattendicken wurden zusammen mit DELTA-Trägern (DE) und Stahlhutprofilen (WQ) getestet. Durch Verbindungslinien sind die entsprechenden Versuchsreihen gekennzeichnet, die übrigen Versuche stellen Einzelpunkte dar. Neben dem Diagramm sind die Einzelergebnisse tabellarisch aufgelistet. Die k_{cd} -Werte wurden auf Grundlage der Messwerte (ist) und der Nominalwerte (nom) der oberen Plattenspiegeldicke $h_{sl,top}$ kalibriert, so dass deren Einfluss auf die Berechnungsergebnisse deutlich wird.

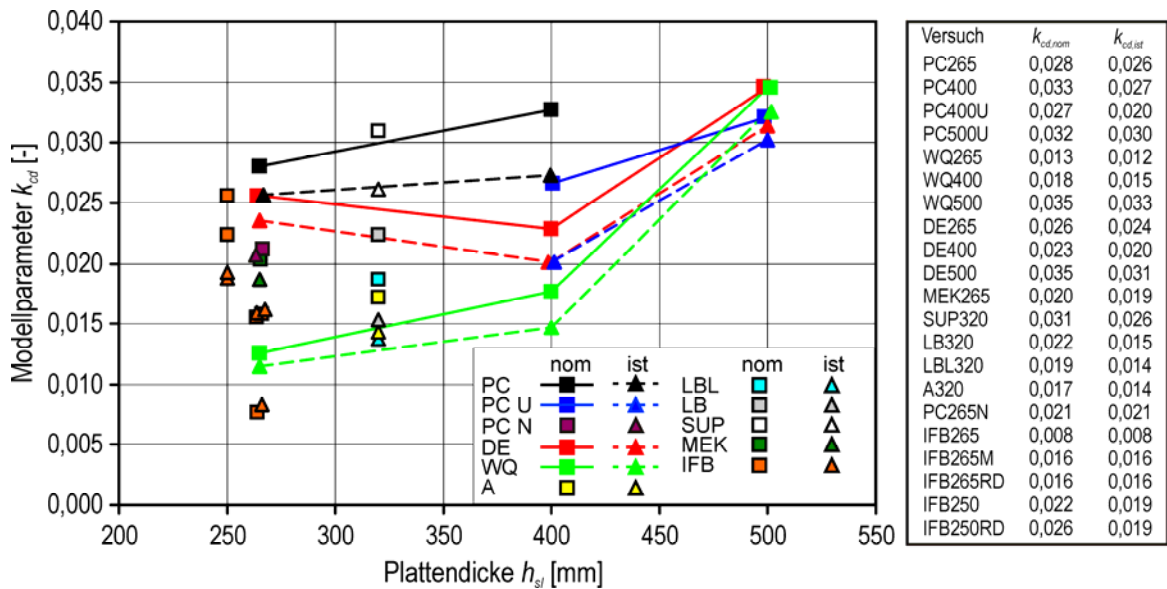


Bild 5.1: Modellparameter k_{cd} auf Grundlage der Messwerte und der Nominalwerte der Dicke des oberen Plattenspiegels

Die k_{cd} -Werte auf Grundlage der gemessenen Plattenspiegeldicken liegen in fast allen Fällen unterhalb derer, die mit Nominalwerten ermittelt wurden. Besonders groß sind die Abweichungen unter anderem bei den Versuchen PC400U, LBL320 und LB320. Der Zusammenhang zwischen k_{cd} und $h_{sl,top}$ ist aus den Bemessungsgleichungen der Code Card 18 (Anhang) abzuleiten. Bei gegebener Traglast und Zugfestigkeit sowie unveränderten Spannungskomponenten σ_x und τ_{xz} muss die rechnerische Schubspannung τ_{zy} in Querrichtung der Platten im Bruchzustand ebenfalls konstant sein. Durch die Verwendung der Messwerte anstelle der Nennwerte von $h_{sl,top}$ ändern sich die Querschnittswerte des gesamten betrachteten Verbundquerschnitts sowie der Abstand $e_{sl,top}$ zwischen dessen Schwerachse und dem oberen Plattenspiegel nur geringfügig. Die Dehnsteifigkeit $(EA)_{sl,top}$ des oberen Plattenspiegels zur Berechnung der Schubspannung τ_{zy} hängt dagegen linear von der angesetzten Plattenspiegeldicke ab. Mit diesen Überlegungen ergibt sich wie in den Versuchsnachrechnungen beobachtet ein annähernd antiproportionaler Zusammenhang zwischen k_{cd} und $h_{sl,top}$:

$$k_{cd} \cong \frac{1}{h_{sl,top}} \Rightarrow \frac{h_{sl,top,nom}}{h_{sl,top,ist}} \approx \frac{k_{cd,ist}}{k_{cd,nom}} \quad (5.1)$$

Die k_{cd} -Werte in Code Card 18 wurden anhand der Messwerte von $h_{sl,top}$ kalibriert. Die tatsächlichen Plattenspiegeldicken weichen von den Nominalwerten allerdings nur einseitig und teilweise deutlich nach oben ab (Kapitel 5.2.2). Als Folge ergeben sich gemäß Gleichung 5.1 tendenziell kleinere k_{cd} -Werte. Da kleinere k_{cd} -Werte zu einer geringeren rechnerischen Traglastabminderung infolge biegeweicher Lagerung führen, kann diese Vorgehensweise auf der unsicheren Seite liegen. Um die beschriebenen Zusammenhänge auszugleichen, ist nach Code Card 18 bei der Bemessung als Plattenspiegeldicke der Wert $h_{sl,top,nom} + h_{sl}/80$ anzusetzen. In einigen Versuchen überstieg die

Abweichung der tatsächlichen Plattenspiegeldicke vom Nominalwert jedoch den Wert $h_{sl}/80$, so dass kein vollständiger Ausgleich erfolgt.

Allgemein sollten Versuchsnachrechnungen auf Grundlage von Messwerten erfolgen, um die tatsächlichen Probekörperabmessungen und Materialeigenschaften möglichst genau zu berücksichtigen. Im Gegensatz zur Zugfestigkeit oder der Summe der Stegbreiten (für f_{ct} und b_w wurden in allen Berechnungen soweit möglich Messwerte verwendet) ist der Einfluss der Plattenspiegeldicke auf die Querkrafttragfähigkeit jedoch unklar. Der lineare Einfluss von $h_{sl,top}$ auf die rechnerische Schubspannung τ_{zy} (bei gegebenem k_{cd}) und damit die Traglastabminderung infolge biegeweicher Lagerung ist mechanisch nur bei vollständigem Verbund zwischen Träger, Vergussbeton und den Platten zu begründen. Die in Versuchen beobachtete Rissbildung widerspricht dieser Modellvorstellung, was u.a. in /Bod96/ oder /Bod00/ angemerkt wird.

Unabhängig von einer Berücksichtigung der Nominal- oder Messwerte sind in Bild 5.1 Einflüsse des Trägertyps und der Plattendicke auf den Modellparameter k_{cd} zu erkennen. In *Pajari's* Modell wird eine starke Verbundwirkung zwischen Träger und Platten durch eine große mitwirkende Plattenbreite und entsprechend hohe k_{cd} -Werte erfasst. Am betrachteten Verbundquerschnitt werden damit größere Querschubspannungen τ_{zy} in den Platten berechnet und die Traglastabminderung infolge biegeweicher Lagerung nimmt zu. Ein Vergleich der Trägertypen zeigt, dass die k_{cd} -Werte allgemein von Stahlhutprofilen (WQ) über DELTA-Träger (DE) hin zu Spannbetonquerschnitten mit glatten (PC U) und profilierten (PC) Stegen ansteigen. Da die k_{cd} -Werte somit tendenziell für Träger mit hoher Verbundwirkung ansteigen, erfasst die Modellvorstellung eines elastischen Verbundquerschnitts zumindest in vielen Fällen einen plausiblen Einfluss des Trägertyps auf die Tragfähigkeit der Platten. Beispielsweise bei den eigenen Versuchen mit IFB-Profilen fallen allerdings gleichzeitig große Streuungen der Ergebnisse auf.

Während die Plattendicke bis $h_{sl} = 400$ mm offenbar einen mäßigen Einfluss auf die k_{cd} -Werte hat, steigt der Kurvenverlauf in allen Versuchsreihen bis 500 mm Plattendicke deutlich an. Dies kann durch eine größere Traglastabminderung infolge biegeweicher Lagerung bei dicken Platten begründet sein. Andererseits fällt auf, dass die 500 mm dicken Platten in allen Fällen relativ hohe (rechnerische) Zugfestigkeiten besitzen (Anhang). Der deutlich größere Unterschied zwischen den k_{cd} -Werten bei 400 und 500 mm als beispielsweise bei 265 und 400 mm Plattendicke lässt einen Einfluss der Zugfestigkeit vermuten. Eine hohe Zugfestigkeit führt wie im folgenden Kapitel beschrieben bei der Kalibrierung anhand der absoluten Traglast zu größeren k_{cd} -Werten.

Die in der vorliegenden Arbeit bestimmten k_{cd} -Werte liegen in der gleichen Größenordnung und zeigen die gleichen Tendenzen bzgl. des Trägertyps und der Plattendicke wie die aus Code Card 18 und /Paj08/ (k_{cd} -Werte für eine Anwendung des Modells in Verbindung mit /DIN09/). Gewisse Abweichungen zwischen den k_{cd} -Werten sind im Wesentlichen auf verschiedene Berechnungsgrundlagen zurückzuführen (Tabelle 5.6),

wobei die quantitativen Auswirkungen nicht für alle Versuche einheitlich sind. Allgemein resultieren die größten Einflüsse aus den Baustoffeigenschaften E und f_{ct} , die für die finnischen Versuche nur rechnerisch (auf Grundlage gemessener Druckfestigkeiten) bestimmt werden konnten. Zu den Einflussgrößen von *Pajari's* Bemessungsmodells wurde in /Heg07/ eine Parameterstudie durchgeführt. Anhand eines Beispiels wurden die Auswirkungen der Zugfestigkeit, der E-Moduln und der Dicke des oberen Plattenspiegels auf die rechnerische Traglast gezeigt. Zudem wurde eine Verschiebung des Nachweisschnittes untersucht. Zusammenfassend lässt sich ableiten, dass in Abhängigkeit der Berechnungsgrundlagen unterschiedliche k_{cd} -Werte für das finnische Bemessungsmodell ermittelt werden. Die gewählte Vorgehensweise ist daher zu dokumentieren und auf das betrachtete Bemessungskonzept abzustimmen. Im folgenden Kapitel werden k_{cd} -Werte für eine Anwendung von *Pajari's* Modell im Rahmen der bauaufsichtlichen Zulassungen des DIBt bestimmt.

5.3.2.2 Nachweiskonzept der bauaufsichtlichen Zulassungen

Die Bemessungsgleichungen für Querkraft der Zulassungen sind im Anhang zusammengestellt. Bei der Kalibrierung von k_{cd} -Werten für die Zulassungen wurden die in Kapitel 5.3.1 beschriebenen Berechnungsgrundlagen verwendet. Die durchgeführten Berechnungen unterscheiden sich von denen nach Code Card 18 in folgenden Punkten:

- Berücksichtigung der Schubspannung $\tau_{cp} \cong \tau_{xz}$ infolge Spannkrafteinleitung
- lamellenweise Analyse der Plattenquerschnitte
- Bemessungsschnitt im Abstand $h_{sl}/2$ von der Auflagervorderkante
- Berücksichtigung eines oberen und unteren Grenzwertes l_{bpd} für die Übertragungslänge der Vorspannkraft

Zur Anwendung der Zulassungen wird die Querschubspannung τ_{zy} infolge biegeweicher Lagerung nach *Pajari* in das Bemessungskonzept für Querkraft bei starrer Lagerung integriert. Das Versagenskriterium ergibt sich unter Berücksichtigung der Schubspannung infolge Spannkrafteinleitung τ_{cp} und der Querschubspannung τ_{zy} zu:

$$\sigma_I = \frac{\sigma_x}{2} + \sqrt{\frac{\sigma_x^2}{4} + (\tau_{xz} + \tau_{cp})^2 + \left(\sqrt{1 - \frac{\sigma_x}{f_{ct}}} \cdot \tau_{zy} \right)^2} \leq f_{ct} \quad (5.2)$$

Der Wurzelterm $(1 - \sigma_x/f_{ct})^{1/2}$ vor τ_{zy} in Gleichung 5.2 liegt nach /Paj95/ am Versagensort (nahe dem Auflager der Platte in den Stegen) üblicherweise im Wertebereich von 1,05 - 1,20. Der Term wurde von *Pajari* auf der sicheren Seite liegend vernachlässigt und wird z.B. auch nicht in Code Card 18 berücksichtigt. Die dadurch verursachte Abweichung bei der Auswertung des Hauptspannungskriteriums von der genauen Lösung ist umso geringer, je kleiner der Betrag der Normalspannung σ_x ist und je näher die Hauptzugspannung σ_I an der Zugfestigkeit f_{ct} liegt. Das Hauptspannungskriterium wird bei den Versuchsnachrechnungen zur Bestimmung der k_{cd} -Werte iterativ

gelöst, bis $\sigma_I = f_{ct}$ gilt. Damit liegt $(1 - \sigma_x/f_{ct})^{1/2}$ nach den eigenen Auswertungen in guter Übereinstimmung mit /Paj95/ zwischen 1,10 und 1,21. Dennoch ergaben Vergleichrechnungen nennenswerte Abweichungen zwischen den k_{cd} -Werten unter Vernachlässigung des Wurzelterms und auf Grundlage der ausführlichen Gleichung. Dabei war der Einfluss des Terms in Abhängigkeit des Quotienten σ_x/f_{ct} bei einzelnen Versuchen unterschiedlich groß. Da der Berechnungsaufwand durch eine Vernachlässigung des Terms nur geringfügig reduziert wird, erscheint die Auswertung des ausführlichen Hauptspannungskriteriums sinnvoll. Einsetzen der Gleichung 2.4 für τ_{xz} und Auflösen nach der Querkrafttraglast $V_{R,bw}$ liefert:

$$V_{R,bw} = \frac{I_{sl} \cdot b_w}{S_{sl}} \left(\sqrt{f_{ct}^2 - \sigma_x \cdot f_{ct} - \left(\sqrt{1 - \frac{\sigma_x}{f_{ct}}} \cdot \tau_{zy} \right)^2} - \alpha_p \cdot \tau_{cp} \right) \quad (5.3)$$

Die Spannungskomponenten σ_x , τ_{xz} und τ_{cp} ergeben sich wie bei starrer Lagerung nach Zulassung. Die Ermittlung der Querschubspannung τ_{zy} nach dem finnischen Modell wird an das Konzept der Zulassungen angepasst. Der Schubfluss ν (Gleichung 2.8), der bei der Betrachtung eines elastischen Verbundquerschnitts durch die Stege der Platten abgetragen wird und die Querschubspannung τ_{zy} hervorruft, wird unverändert nach Code Card 18 berechnet. Bei der Bestimmung von τ_{zy} aus ν wird allerdings (abweichend von Gleichung 2.9) die Summe der Stegbreiten $b_{w,i}$ in der betrachteten Lamelle i angesetzt. Analog zu *Pajari's* Modell wird eine konstante Schubspannung τ_{zy} zwischen dem Plattenende und dem Bemessungsschnitt angenommen (Kapitel 2.3.4). Nach Zulassung liegt der Nachweisschnitt im Abstand $h_{sl}/2$ von der Auflagervorderkante (Bild 2.9) bzw. l_x vom Plattenende (mit: $l_x = l_s + h_{sl}/2$ und l_s : Auflagertiefe):

$$\tau_{zy,i} = \frac{3}{2} \frac{\nu b_{sl}}{2 b_{w,i} l_x} = \frac{3}{4} \frac{\nu b_{sl}}{b_{w,i} l_x} \quad (5.4)$$

- mit: $b_{w,i}$ Summe der Einzelstegbreiten $b_{w,j}$ (Bild 2.38) einer Platte in der betrachteten Lamelle i
 νb_{sl} Querschubkraft, die durch zwei gegenüberliegende Platten (Deckenfelder zu beiden Seiten des Trägers) abzutragen ist (ν : Schubfluss nach Gleichung 2.8, b_{sl} : Plattenbreite)
 $2 b_{w,i} l_x$ Querschnittsfläche der Stege von zwei gegenüberliegenden Platten, auf die sich die Querschubkraft rechnerisch verteilt ($l_x = l_s + h_{sl}/2$)

Es ist anzumerken, dass $V_{R,bw}$ in Gleichung 5.3 bei den Versuchsnachrechnungen nicht nur auf der linken, sondern durch ν bzw. τ_{zy} auch auf der rechten Seite eingeht (abzüglich der Querkraft infolge Eigengewicht der Konstruktion, da vor dem Fugenverguss keine Verbundwirkung zwischen Träger und Platten vorliegt, Gleichung 2.8). Analog dazu beeinflusste die Traglast bei den Berechnungen nach Code Card 18 die beiden Spannungskomponenten τ_{xz} und τ_{zy} . Zur Kalibrierung der k_{cd} -Werte fanden daher stets iterative Berechnungen statt, bis das Bruchkriterium $\sigma_I = f_{ct}$ erfüllt war. Bei der umge-

formten Gleichung 5.3 wird jedoch besonders deutlich, dass eine geschlossene Lösung zur Bestimmung von k_{cd} aufwendig ist. Entsprechende Umformungen zur Entkopplung der beiden Seiten der Gleichung mit dem Programm Maple /Map09/ führten zu einer sehr umfangreichen Lösung und wurden daher nicht weiter verwendet.

Zur Berücksichtigung einer Hohlkammervorfüllung bzw. einer Auflagerung der Platten in der Druckzone des Trägers (Versuch PC265N) wird τ_{zy} weiterhin durch die beiden Faktoren β_f und β_b nach Code Card 18 abgemindert. Bei Verwendung der Messwerte anstelle der Nominalwerte der oberen Plattenspiegeldicken werden zumeist kleinere k_{cd} -Werte ermittelt. Da dies wie im vorangegangenen Kapitel beschrieben mechanisch nur bei vollkommenem Verbund zwischen Träger und Platten nachvollziehbar ist, werden nachfolgend Nennwerte zur Kalibrierung von k_{cd} für das Bemessungskonzept der Zulassungen herangezogen. Die so bestimmten k_{cd} -Werte liegen tendenziell auf der sicheren Seite.

Zuletzt ist zu prüfen, ob die k_{cd} -Werte für eine Anwendung im Rahmen der Zulassungen anhand der absoluten Traglasten v_{bw} oder der Traglastverhältnisse v_{bw}/v_s kalibriert werden sollten. Bei Verwendung der absoluten Traglasten sind grundsätzlich die Einflüsse aus der Bestimmung der Zugfestigkeit f_{ct} problematisch. Die Ergebnisse von Baustoffprüfungen werden durch die Probekörperform, die Probenentnahme und das Testverfahren beeinflusst. In den finnischen Versuchen wurden daher die Druckfestigkeiten der verwendeten Platten ermittelt, so dass f_{ct} lediglich rechnerisch zu bestimmen ist. Zwischen der tatsächlichen und der rechnerischen Zugfestigkeit sind allerdings größere Abweichungen zu erwarten, da die Korrelation zwischen Druck- und Zugfestigkeit für verschiedene Betone oder Herstellverfahren sehr unterschiedlich sein kann.

Vergleichsrechnungen ergaben, dass f_{ct} sich etwa proportional auf die rechnerische Traglast auswirkt. Durch eine Kalibrierung anhand der Traglastverhältnisse mit dem Ziel $(v_{bw}/v_s)_{cal} = (v_{bw}/v_s)_{exp}$ hebt sich der Einfluss der Zugfestigkeit auf die rechnerischen Werte größtenteils auf. Sowohl v_{bw} als auch v_s werden möglicherweise auf Grundlage einer zu hohen oder zu geringen Zugfestigkeit ermittelt, so dass das Verhältnis $(v_{bw}/v_s)_{cal}$ sich nur geringfügig ändert. Andererseits ist diese Vorgehensweise nicht zielführend, wenn die Traglast bei starrer Lagerung durch die Bemessungsgleichung der Zulassungen nur ungenau wiedergegeben wird. Die Zuverlässigkeit des Querkraftbemessungskonzeptes bei starrer Lagerung wurde in /Heg03b/ untersucht und nachgewiesen. Eine eigene Analyse von 48 Versuchen an Einzelplatten bei starrer Lagerung am IMB (18 Referenzversuche aus Tabelle 3.6 und 30 Versuche, die durch die H+P Ingenieure GmbH & Co. KG betreut wurden) lieferte gute Übereinstimmungen zwischen den rechnerischen ($v_{s,cal}$) und experimentellen ($v_{s,exp}$) Traglasten. Mit einem Mittelwert von 1,05 und einem Variationskoeffizienten von nur 0,095 für das Verhältnis $v_{s,exp}/v_{s,cal}$ wird die Traglast bei geringer Streuung zutreffend ermittelt.

Es wird erwartet, dass die Kalibrierung der k_{cd} -Werte mittels v_{bw}/v_s aufgrund der geringen Streuung von $v_{s,exp}/v_{s,cal}$ bessere Ergebnisse liefert als anhand von v_{bw} mit

großem Einfluss der indirekt bestimmten Zugfestigkeit. Zudem hat sich das Bemessungskonzept der Zulassungen bei starrer Lagerung über viele Jahre in der Praxis bewährt. Ausgehend vom bisherigen Bemessungsniveau bei starrer Lagerung eine Traglastabminderung infolge biegeweicher Lagerung zu bestimmen erscheint daher sinnvoll. Zuletzt heben sich beim Verhältnis $(v_{bw}/v_s)_{cal}$ der rechnerischen Traglasten nicht nur Einflüsse aus der Zugfestigkeit auf. Auch Ungenauigkeiten der Plattenabmessungen und Auswirkungen des gewählten Nachweisschnittes oder der Spannkrafteinleitungslänge werden weitestgehend eliminiert.

In Bild 5.2 sind die anhand von v_{bw} und v_{bw}/v_s kalibrierten k_{cd} -Werte gegenübergestellt. Wie nachfolgend erläutert wurden bei den Versuchen PC400U, WQ500 und DE265 neben den Referenztraglasten v_s aus den zugehörigen Versuchsberichten auch mittlere Referenzwerte $v_{s,m}$ für den jeweiligen Plattentyp zur Auswertung herangezogen. In fast allen Fällen steigen die ermittelten k_{cd} -Werte unabhängig von der Bezugsgröße bei der Kalibrierung (v_{bw} , v_{bw}/v_s oder $v_{bw}/v_{s,m}$) mit zunehmender Plattendicke an. Dabei ist der Anstieg stärker als bei den Berechnungsergebnissen nach Code Card 18.

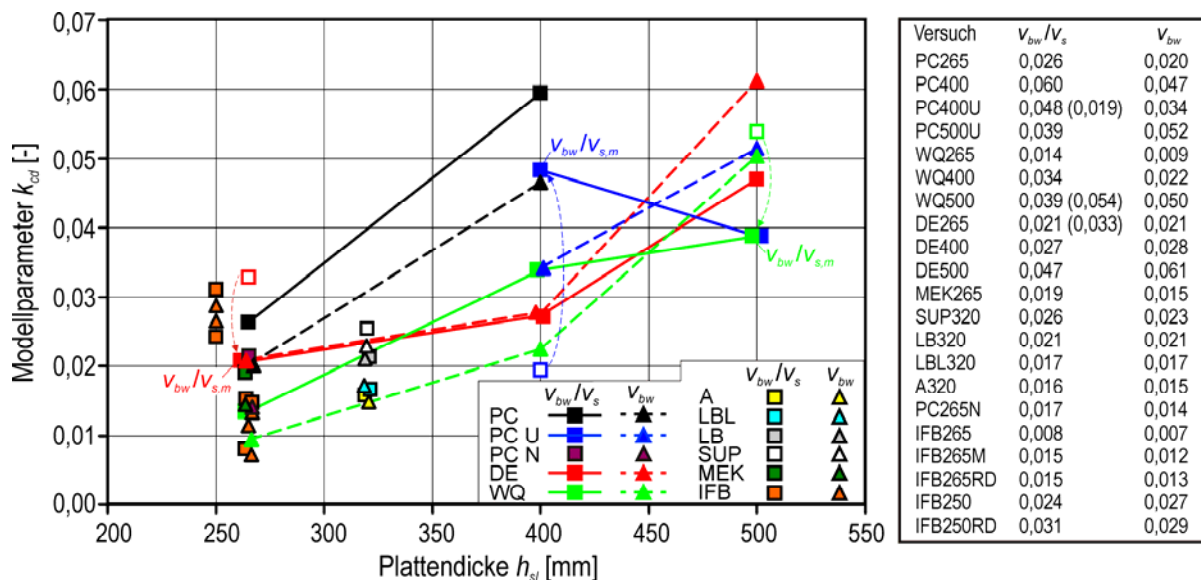


Bild 5.2: Modellparameter k_{cd} auf Grundlage der Traglast v_{bw} und des Traglastverhältnisses v_{bw}/v_s

Die k_{cd} -Werte in Bild 5.2 auf Grundlage der Absoluttraglasten v_{bw} sind qualitativ mit denen aus Bild 5.1 (Bemessungskonzept der Code Card 18) vergleichbar. Tendenziell sind ähnliche Einflüsse des Trägertyps zu erkennen. Allerdings schneiden sich die Verbindungslinien der Versuchsreihen PC U und DE bei den Ergebnissen nach Zulassung in einem relativ großen Winkel. Andererseits liegen unverändert die k_{cd} -Werte der profilierten Spannbetonträger (PC) im oberen Bereich und die der Stahlhutprofile (WQ) unterhalb derer der DELTA-Verbundträger.

Ob eine Kalibrierung anhand von v_{bw} oder v_{bw}/v_s zu höheren bzw. geringeren k_{cd} -Werten führt oder wie groß deren Unterschiede sind, ist von Versuch zu Versuch verschieden. Abweichungen zwischen den jeweiligen k_{cd} -Werten können wie beschrie-

ben aus der Zugfestigkeit, den Plattenabmessungen und systematischen Einflüssen aus dem Nachweisschnitt oder der angesetzten Übertragungslänge resultieren. Insbesondere sind sie umso größer, je stärker die Abweichung zwischen der rechnerischen ($v_{s,cal}$) und der experimentellen ($v_{s,exp}$) Traglast bei starrer Lagerung ist. Die eigenen Referenzversuche lassen sich mit hoher Genauigkeit nachrechnen, dementsprechend liegen die k_{cd} -Werte auf Grundlage von v_{bw} und v_{bw}/v_s dicht zusammen. Bei den finnischen Untersuchungen trifft dies nur teilweise zu. Die Abweichungen zwischen $v_{s,exp}$ und $v_{s,cal}$ sind in vielen Fällen gering, betragen jedoch bei den Versuchen PC265, PC400U, PC500U, WQ400 und DE265 mehr als 15 %. Insgesamt werden die finnischen Referenzversuche mit einer erheblich größeren Streuung abgebildet als die zuvor genannten 48 Versuche, bei denen die Zugfestigkeiten gemessen wurden. Dies bestärkt die Vermutung, dass die aus den Druckfestigkeiten rechnerisch ermittelten Zugfestigkeiten teilweise deutlich von den tatsächlichen Werten abweichen.

Bei der Kalibrierung anhand von v_{bw}/v_s fallen in Bild 5.2 insbesondere die Versuche IFB250, IFB250RD, DE265, PC400, PC400U und WQ500 durch hohe oder geringe k_{cd} -Werte auf. Während bei den Versuchen IFB250, IFB250RD und PC400 keine Besonderheiten feststellbar sind, liefert bei den übrigen die Betrachtung der Referenzversuche eine mögliche Erklärung. In Tabelle 5.7 sind die Referenztraglasten v_s und die Traglastverhältnisse v_{bw}/v_s der finnischen Versuche mit 265, 400 und 500 mm dicken Platten zusammengestellt. Bei den Versuchen mit unterschiedlichen Trägertypen wurden stets identische oder nur geringfügig unterschiedliche Plattentypen mit gleicher Dicke verwendet. Daher sind die Referenztraglasten der Platten mit einer bestimmten Dicke vergleichbar, zumindest unter der Voraussetzung einer begrenzten Streuung der tatsächlichen Zugfestigkeit und der Summe der Stegbreiten.

Tabelle 5.7: Traglasten v_s und Traglastverhältnisse v_{bw}/v_s der finnischen Versuche mit Plattendicken von 265, 400 und 500 mm

v_s [kN/m] (v_{bw}/v_s [-])	Trägertyp											
	PC	PC U	WQ	DE	MEK	RC	PC N	PC T	PC C	PC E	MW ⁽¹⁾	
Plattendicke	265	192,1 ² (0,45)	-	192,1 (0,72)	236,6 (0,40)	186,0 (0,66)	188,5 (0,47 ³)	175,8 (0,78)	161,3 (0,72 ³)	162,2 (0,98 ³)	209,8 ³ (0,59 ³)	177,7 (0,65)
	400	407,1 (0,52 ⁴)	277,2 (0,85)	430,3 (0,57)	349,6 (0,53)	-	-	-	-	-	-	395,7 (0,54)
	500	-	455,9 (0,61 ⁴)	542,3 (0,41 ⁴)	441,1 (0,69 ⁴)	-	-	-	-	-	-	448,5 (0,65)

⁽¹⁾ ohne Versuch DE265, PC400U bzw. WQ500 und Versuche mit Anmerkungen ^(2,3)

⁽²⁾ bei Mittelwert nicht einbezogen, da Referenzversuche bei Großversuch WQ265 statt fanden

⁽³⁾ bei Mittelwert aufgrund besonderer Versuchsparameter oder Randbedingungen nicht einbezogen

⁽⁴⁾ Großversuch mit Hohlkammervorfüllung

Die Auswertung von Tabelle 5.7 ergibt, dass die Referenztraglast v_s der Versuche DE265 und WQ500 um 33 bzw. 21 % oberhalb des Mittelwertes der vergleichbaren anderen Untersuchungen liegt. Analog dazu liegt das Traglastverhältnis v_{bw}/v_s um 25

bzw. 24 Prozentpunkte unterhalb des heranzuziehenden Mittelwertes. Bei Versuch PC400U liegt v_s um 30 % unterhalb und v_{bw}/v_s um 31 Prozentpunkte oberhalb des Mittelwertes. Die Abweichungen der Referenztraglasten können theoretisch durch Streuungen der Zugfestigkeit oder der Plattenabmessungen hervorgerufen werden und die Traglastverhältnisse von Deckensystemen mit unterschiedlichen Trägertypen sind nur bedingt vergleichbar. Systematische Einflüsse aus der Zugfestigkeit oder der Summe der Stegbreiten liegen nach Auswertung der Versuchsdaten jedoch nicht vor. Somit sind die Referenztraglasten v_s der drei betrachteten Versuche offenbar nicht repräsentativ für den jeweiligen Plattentyp.

Daher sind die Modellparameter k_{cd} der Versuche DE265, PC400U und WQ500 in Bild 5.2 auf Grundlage der mittleren Referenztraglasten $v_{s,m}$ entsprechend Tabelle 5.7 dargestellt, mit denen sich Verhältnisse $v_{bw}/v_{s,m}$ von 54, 59 bzw. 50 % ergeben. Zur Verdeutlichung sind die ursprünglichen k_{cd} -Werte dieser Versuche auf Grundlage von v_{bw}/v_s weiterhin eingezeichnet (Klammerwerte in der Tabelle der Einzelergebnisse). Die zuvor erhöhten Werte der Versuche DE265 und WQ500 sind bei Berücksichtigung von $v_{bw}/v_{s,m}$ deutlich reduziert. Der ursprünglich relativ geringe Wert für Versuch PC400U liegt nun oberhalb derer für die Trägertypen DE und WQ, allerdings immer noch deutlich unterhalb des Wertes von Versuch PC400. Auffällig ist der höhere k_{cd} -Wert für Versuch PC400U als für PC500U.

Die Überprüfung der Ergebnisse der Versuchsnachrechnungen mit dem Bemessungskonzept der Zulassungen ergab, dass bei Platten mit runden Hohlkammern stets die Lamelle mit der geringsten Summe der Stegbreiten maßgebend ist. Bei Querschnitten mit länglichen Hohlkammern tritt die größte Hauptzugspannung am unteren Ende des Bereichs mit konstanter Stegbreite auf. Dieses Ergebnis stimmt gut mit den Überlegungen bzw. den betrachteten Nachweispunkten in /Paj95/ und den Erkenntnissen der numerischen Untersuchungen aus Kapitel 4 überein. Durch eine lamellenweise Analyse der Querschnitte unter Berücksichtigung der Schubspannungen infolge Spannkrafteinleitung wird die maßgebende Querschnittsfaser offenbar zutreffend erfasst.

Insbesondere für die Spannbetonträger mit glatten Stegen (PC U) ergeben sich je nach Bezugsgröße bei der Kalibrierung (v_{bw} , v_{bw}/v_s oder $v_{bw}/v_{s,m}$) relativ geringe oder hohe k_{cd} -Werte im Vergleich zu anderen Trägertypen. Das bedeutet in Abhängigkeit der Berechnungsgrundlagen werden für bestimmte Träger unterschiedliche Tendenzen der k_{cd} -Werte gegenüber anderen Typen bestimmt. Zusammenfassend ist festzustellen, dass kein eindeutiger Zusammenhang zwischen dem Trägertyp bzw. dessen Verbundwirkung und den k_{cd} -Werten zu erkennen ist. Entsprechend Pajari's Modellvorstellung wurden bisher nur elastische Verbundquerschnitte aus dem Träger und den Platten betrachtet. Durch die von der Oberseite der Decke fortschreitende Rissbildung entlang der Träger (Kapitel 3.7.3) können nennenswerte Verbundkräfte im Bruchzustand allerdings nur im unteren Bereich der Querschnitte und in der Lagerfuge übertragen werden. Diese Überlegung erklärt die Verbundwirkung eines Trägertyps mit den Platten im Bruchzustand besser. Sie ist Ausgangspunkt für den eigenen Bemessungsansatz und wird im folgenden Kapitel weiter erläutert.

und Träger weiter vollkommener Verbund bestehe. Nach den eigenen Versuchsbeobachtungen schreitet die Rissbildung vor Erreichen der Bruchlast bis in die untere Hälfte der Platten voran (Bild 3.38). Entsprechend Bild 5.4 können daher nur noch in der Lagerfuge und der abnehmenden überdrückten Fläche an der Stirnseite der Platten nennenswerte Verbundkräfte zwischen den Bauteilen übertragen werden. Dabei verschieben sich die Platten entlang des Trägers über dessen Auflager nach außen, so dass sich anstelle von Adhäsionskräften ein Reibverbund einstellt. Diese Überlegungen lagen bereits den FE-Modellen in Kapitel 4 zu Grunde und führten zu einer guten Abbildung des Tragverhaltens.

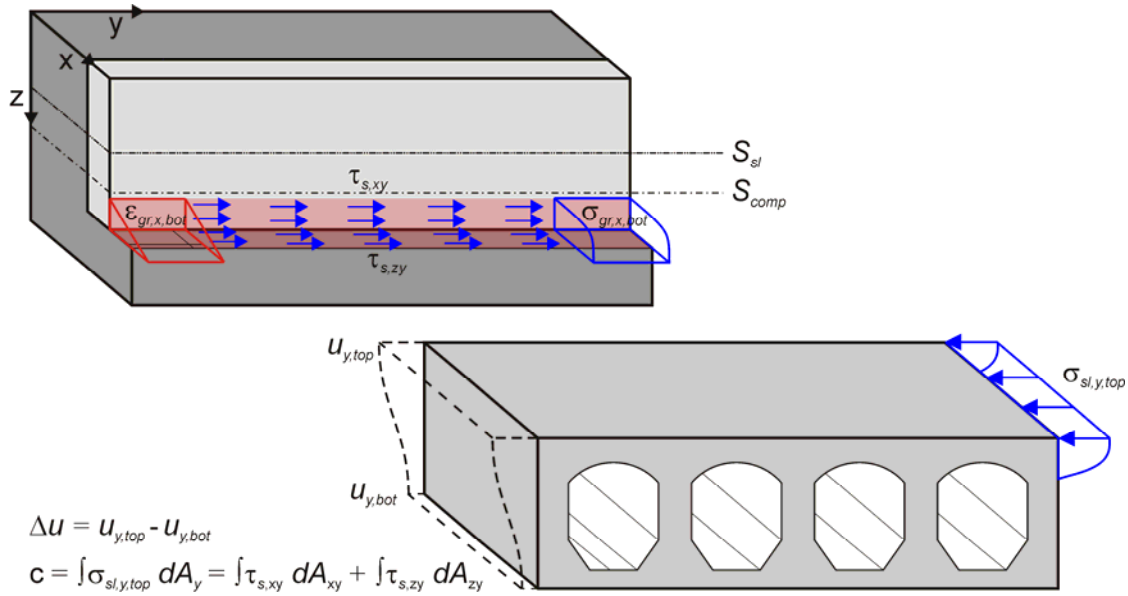


Bild 5.4: Dehnungen und Spannungen in den Kontaktfugen einer Randplatte sowie resultierende Schubverformung im Bruchzustand

Da die freie Verschiebung der Platte nur im unteren Querschnittsteil behindert wird, kommt es zur Schubverformung Δu . In Bild 3.39 sind entsprechende Versuchsergebnisse und in Bild 4.12 die qualitativen Verschiebungskomponenten der Plattenstege dargestellt. Wie bereits in Bild 4.16 verdeutlicht stehen im gerissenen Zustand die Reibkräfte in der Lagerfuge und der Stirnfläche mit der durch die Längsfuge übertragenen Druckkraft c aus der benachbarten inneren Platte im Gleichgewicht (mit A_y : Kontaktfläche zwischen den Platten, bei symmetrischen Systemen bis zur halben Plattenspannweite $L_{sl}/2$; A_{xy} und A_{zy} : Kontaktflächen zwischen der Randplatte und dem Träger). Zur Vereinfachung des Modells werden die Reibspannungen $\tau_{s,xy}$ und $\tau_{s,zy}$ aus Bild 5.4 zu $\tau_{s,y}$ zusammengefasst und vollständig in der Lagerfuge angesetzt. Nach *Coulomb* gilt mit einem Reibbeiwert μ (entsprechend $\mu_{L,tr}$ in den numerischen Untersuchungen) und der Auflagerpressung σ_z (infolge der Belastungen nach dem Fugenverguss) in der Lagerfuge $\tau_{s,y} \leq \sigma_z \cdot \mu$. Die max. resultierende Horizontalkraft beträgt dann $c = \int \tau_{s,y} dA$ (mit A : Auflagerfläche der Randplatte auf dem Träger). Die Größe des Reibbeiwertes bzw. der Verbundwirkung wird von den Eigenschaften der überdrückten Kontaktflächen zwischen Träger bzw. Vergussbeton und Platten bestimmt.

Die Beanspruchungen der Platten bei biegeweicher Lagerung lassen sich nach der Rissbildung im Wesentlichen auf Querschub durch die Kontaktkraft c und Querbiegung durch die Verkrümmung des Trägers infolge der Belastung v zurückführen (Bild 2.11). Die beiden Beanspruchungen sind in Bild 5.5 schematisch dargestellt. Entsprechend den Versuchsbeobachtungen und den Ergebnissen der numerischen Untersuchungen erzeugen sie die abgebildeten Schnittgrößen und die zugehörigen Spannungskomponenten im maßgebenden äußeren Randsteg der Randplatte.

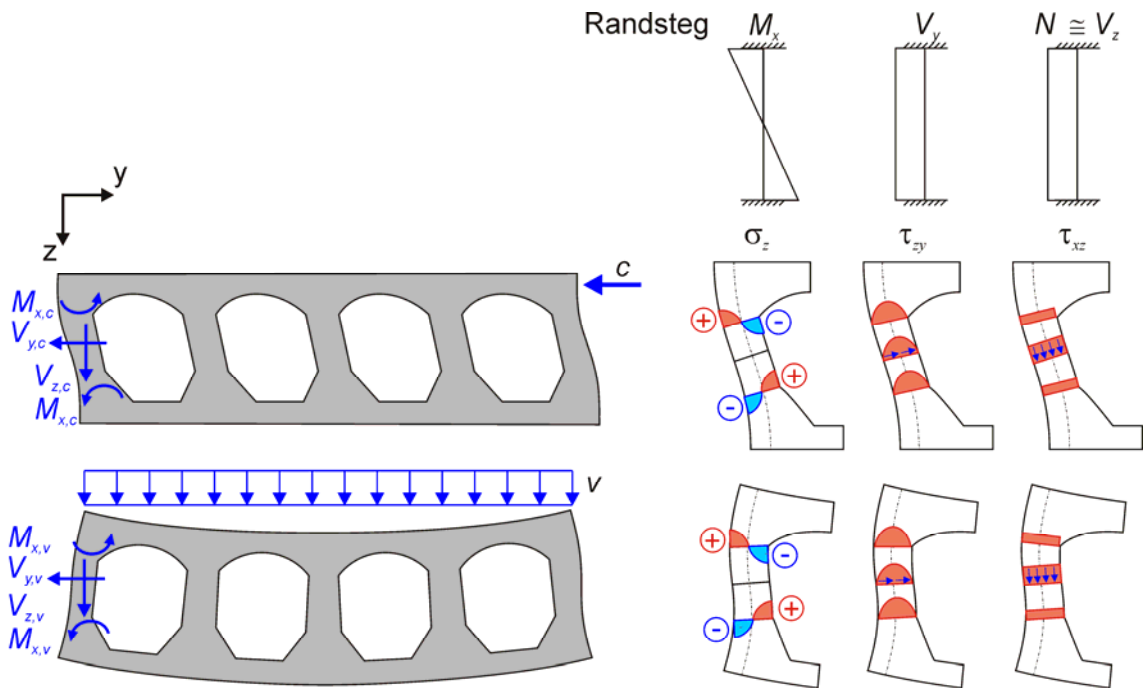


Bild 5.5: Schnittgrößen und Spannungskomponenten im Randsteg infolge der horizontalen Schubkraft c und Querbiegung

Die Randplatte kann in Querrichtung als Vierendeelträger idealisiert werden (Kapitel 4.5.4). Infolge der horizontalen Schubkraft c und der Querbiegung ergeben sich damit analoge Schnittgrößen M_x , V_y und N im äußeren Randsteg. Die Biegebeanspruchung M_x ruft wie bereits in Bild 4.26 verdeutlicht durch die beidseitige Einspannung in die Plattenspiegel an den Stegenden wechselseitige Normalspannungen σ_z hervor. Die Querkraft V_y und die zugehörigen Querschubspannungen τ_{zy} resultieren aus dem anteiligen Querschub des Randstegs infolge der Kraft c sowie der Vierendeeltragwirkung durch die Querbiegung. Zuletzt rufen beide Beanspruchungen Normalkräfte N bzw. Querkraften V_z und Schubspannungen τ_{xz} im Randsteg hervor. Durch die Schubkraft c entsteht ein Torsionsmoment, das durch die Plattenspiegel und die Randstege abgetragen wird und sich im äußeren Steg mit der Querkraft überlagert ($N \cong V_z$). Die Normalkraft bei der Betrachtung der Querbiegung entspricht der anteiligen Querkraft V_z des Randsteges. Diese wird mit steigender Querbiegung und Konzentration der Auflagerpressungen in den Randbereichen zunehmend größer als bei gleichmäßiger Beanspruchung der Stege.

Das Versagen des Randstegs wird von allen drei Spannungskomponenten beeinflusst. Die einzelnen Komponenten sind jedoch neben der Steghöhe über die Stegbreite veränderlich und erreichen in unterschiedlichen Fasern bzw. Punkten ihre Maximalwerte. Zudem kann der qualitative Verlauf der Spannungen für Platten mit veränderlicher Stegbreite oder runden Hohlkammern stark von der Darstellung in Bild 5.5 abweichen. Nachfolgend wird in Anlehnung an das finnische Bemessungsmodell davon ausgegangen, dass eine Überlagerung der Schubspannungen τ_{xz} und τ_{zy} für das Versagen maßgebend ist. Demzufolge wird die Mittelachse des Steges betrachtet, in der τ_{zy} maximal ist und keine Normalspannung σ_z auftritt. Die Ermittlung von σ_z und eine aufwendige lamellenweise Analyse der Platten in horizontaler Richtung entfallen damit.

Im nächsten Schritt sind die Spannungskomponenten τ_{xz} und τ_{zy} infolge biegeweicher Lagerung zu bestimmen, um diese mit den übrigen Spannungen gemäß Zulassung zu überlagern. Dafür werden die Plattenquerschnitte als Stabtragwerke idealisiert, die in den äußersten Ecken starr und an den Knoten dazwischen auf Federn gelagert sind. Bild 5.6 stellt exemplarisch eine dünne Platte mit vielen und eine dicke mit wenigen Stegen dar, die durch eine Horizontalkraft c und eine Vertikalkraft v belastet werden.

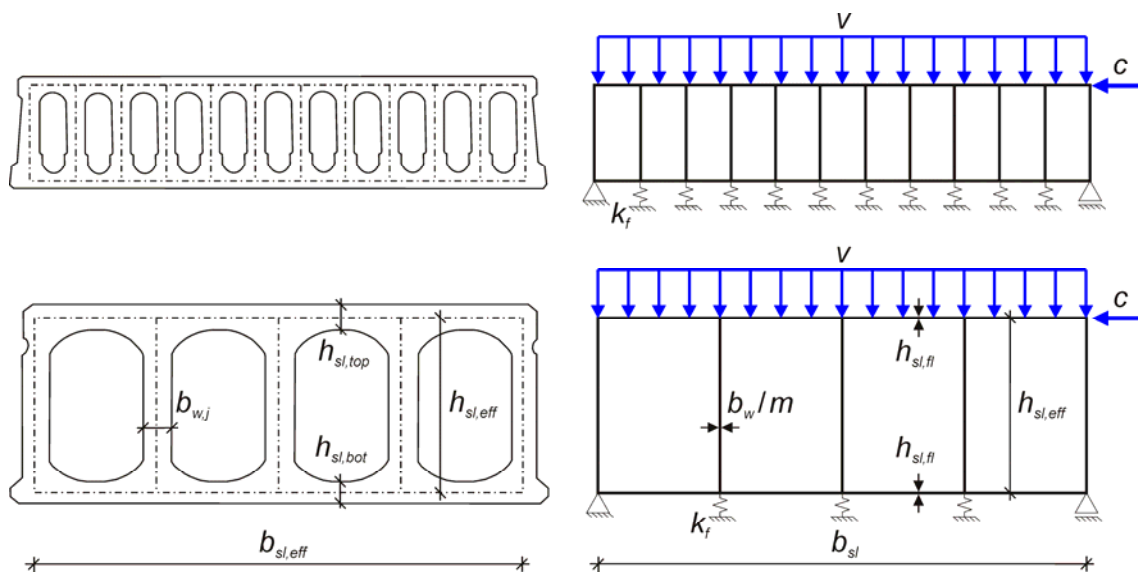


Bild 5.6: Stabtragwerke zur Idealisierung der Plattenquerschnitte

Die einzelnen Stäbe befinden sich in den Mittelachsen der Stege (j) und der Plattenpiegel. Zur Begrenzung des Rechenaufwands werden folgende Festlegungen getroffen:

- alle Stegbreiten $b_{w,j}$ sind gleich groß: $b_{w,j} = b_w/m$ (m : Anzahl der Stege)
- die Breite aller Hohlkammern ist gleich groß (n : Anzahl der Hohlkammern)
- die Plattenspiegeldicken werden gemittelt: $h_{sl,fl} = (h_{sl,top} + h_{sl,bot})/2$
- als Plattendicke wird der Abstand $h_{sl,eff}$ zwischen den Mittelachsen der Spiegel und als Plattenbreite der Nominalwert b_{sl} ($b_{sl} = 1200$ mm) verwendet

Die geometrischen Festlegungen entsprechen bei den meisten Plattentypen ziemlich genau dem tatsächlichen Querschnitt. Im Rahmen der Datenbank werden lediglich die Plattenquerschnitte MV5/265 und VMM EPD 27 nennenswert verändert, bei denen der obere Plattenspiegel 5 mm dicker als der untere ist bzw. die äußeren Stege und Kammern andere Breiten als die in Plattenmitte aufweisen.

Zunächst werden die Schnittgrößen bei einer konzentrierten Lagerung in den Eckpunkten bestimmt, so dass die Tragwirkung als Vierendeelträger in Querrichtung maximal wird (Steifigkeit $k_f = 0$ der Federn an den Innenstegen aus Bild 5.6). Später wird anhand der Federn vereinfacht der Einfluss einer gleichmäßigeren Lagerung über die Plattenbreite untersucht ($k_f \rightarrow \infty$). Zur analytischen Schnittgrößenermittlung am Randsteg wird ein Verfahren aus /Hir82/ gewählt, bei dem Momentengelenke als statisch Unbestimmte eingeführt werden (Bild 5.7). Anstelle einzelner Momente werden am Ersatzsystem je Steg die drei Lastgruppen X_a , X_b und X_c angesetzt.

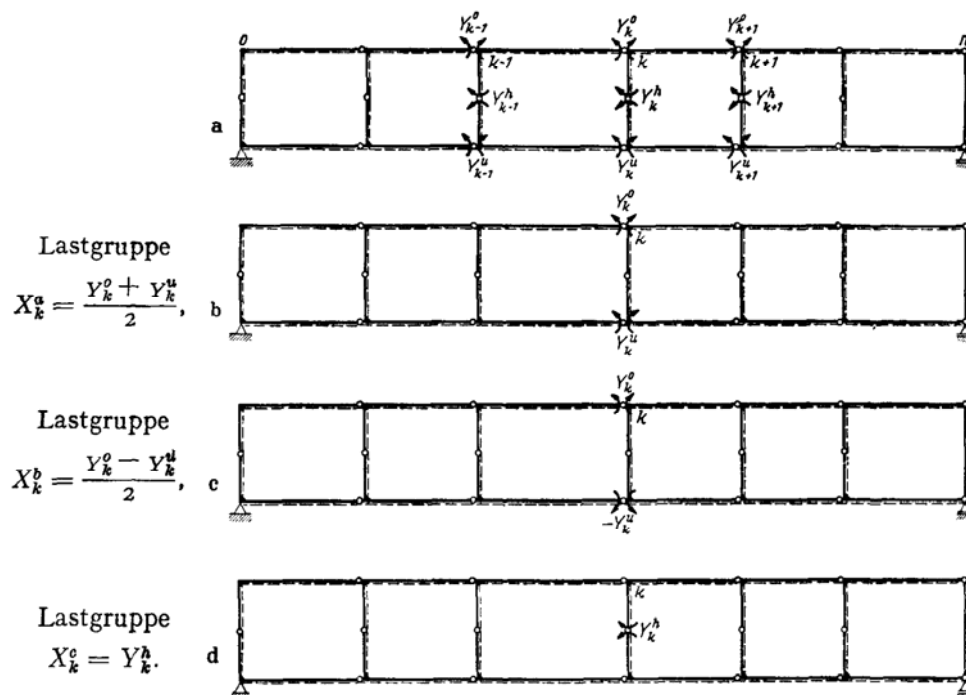


Bild 5.7 Statisch bestimmtes Ersatzsystem und Lastgruppen zur Schnittgrößenermittlung eines Vierendeelträgers /Hir82/

Jede Lastgruppe ruft symmetrische Momentenflächen hervor, die sich nur auf die Nachbarfelder des betrachteten Steges erstrecken. Werden die Normalkraft- und die Querkraftterme vernachlässigt, vereinfacht sich dadurch die Berechnung der Formänderungsbeiwerte δ_{ik} erheblich. Zur Ermittlung der Schnittkräfte des Randstegs sind nur die Momentenflächen der Lastgruppen an den äußeren drei Stegen zu überlagern, da weitere statisch Unbestimmte keinen Einfluss mehr haben. Somit ergeben sich für alle Plattenquerschnitte mit mindestens drei Hohlkammern identische Formeln. Das vollständige Verfahren und die Formänderungsbeiwerte infolge der Lastgruppen sowie der

Einwirkungen c und v sind im Anhang zusammengestellt. Es ergibt sich ein Gleichungssystem mit sieben statisch unbestimmten Lastgruppen $X_{a,i}$, $X_{b,i}$ und $X_{c,i}$, aus denen schließlich die gesuchten Schnittgrößen V_z und V_y infolge c und v entsprechend Bild 5.5 zu bestimmen sind:

$$V_{z,c} = \frac{1}{2} \frac{h_{sl,eff}}{b_{sl}} c \quad (5.5)$$

$$V_{y,c} = \frac{1}{3} \frac{3 b_{sl} b_{w,j}^3 + 2 n h_{sl,eff} h_{sl,fl}^3}{n(2 b_{sl} b_{w,j}^3 + n h_{sl,eff} h_{sl,fl}^3)} c \quad (5.6)$$

$$V_{z,v} = \frac{b_{sl}}{4} \frac{2 b_{sl}^2 b_{w,j}^6 (n+1) + b_{sl} b_{w,j}^3 h_{sl,eff} h_{sl,fl}^3 (13 n^2 + 12 n) + h_{sl,eff}^2 h_{sl,fl}^6 (15 n^3 + 12 n^2)}{n(2 b_{sl} b_{w,j}^3 + 3 n h_{sl,eff} h_{sl,fl}^3) (b_{sl} b_{w,j}^3 + 5 n h_{sl,eff} h_{sl,fl}^3)} v \quad (5.7)$$

$$V_{y,v} = \frac{b_{sl}^2}{6} \frac{b_{sl} b_{w,j}^3 h_{sl,eff} h_{sl,fl}^3 (15 n^2 - 18 n) + h_{sl,eff}^2 h_{sl,fl}^6 (2 n^3 - 4 n^2) + b_{sl}^2 b_{w,j}^6 (18 n - 12)}{h_{sl,eff} n^2 (2 b_{sl} b_{w,j}^3 + n h_{sl,eff} h_{sl,fl}^3) (6 b_{sl} b_{w,j}^3 + n h_{sl,eff} h_{sl,fl}^3)} v \quad (5.8)$$

Die geometrischen Eingangsgrößen zur Berechnung sind in Bild 5.6 dargestellt. Die Gleichungen 5.5 bis 5.8 wurden mit dem Programm Maple /Map09/ soweit wie möglich vereinfacht. Dabei wurde zur Verkürzung der Gleichungen 5.6 und 5.8 bereits berücksichtigt, dass $h_{sl,fl}^2 \ll h_{sl,eff}^2$ und demzufolge $h_{sl,fl}^2 + h_{sl,eff}^2 \approx h_{sl,eff}^2$ gilt (Anhang).

Zur Überprüfung der Gleichungen 5.5 bis 5.8 wurden die analytisch bestimmten Schnittgrößen den Ergebnissen von Stabwerksberechnungen mit dem Programm InfoCAD /Inf08/ gegenübergestellt. Zum Vergleich wurden die Plattenquerschnitte sämtlicher Versuche aus der Datenbank herangezogen. Die Abweichungen zwischen den Berechnungsergebnissen betragen mit drei Ausnahmen höchstens 1,5 % und sind damit vernachlässigbar klein. Beim Querschnitt AF/150 aus Versuch IFB150 (nicht zur Versuchsnachrechnung herangezogen) werden die Schnittkräfte $V_{z,v}$ und $V_{y,v}$ in der Handrechnung um 5 % bzw. 9 % überschätzt. Beim Querschnitt MV5/265 mit $h_{sl,fl,top} > h_{sl,fl,bot}$ führt die Verwendung einer gemittelten Plattenspiegeldicke $h_{sl,fl}$ zur Unterschätzung der Schnittkräfte um etwa 10 %. Tendenziell sind die Schnittkräfte per Handrechnung für Querschnitte mit deutlich unterschiedlichen Steg- und Hohlkammerbreiten oder Flanschdicken ungenauer zu ermitteln (z.B. Typ VMM EPD 27 aus Versuch PC270BI, zur Versuchsnachrechnung nicht herangezogen). Für sehr unregelmäßige Querschnitte stellt die gewählte Idealisierung entsprechend Bild 5.6 eine starke Vereinfachung dar, so dass die Schnittgrößen besser mit einem Stabwerksprogramm bestimmt werden. In allen anderen Fällen erscheint die Genauigkeit der Gleichungen 5.5 bis 5.8 für das zu entwickelnde Ingenieurmodell jedoch ausreichend genau.

Anhand der Schnittgrößen V_y und V_z infolge der Horizontalkraft c sowie der Vertikalkraft v lassen sich die zugehörigen Schubspannungen τ_{xz} und τ_{zy} ermitteln. Um entspre-

chend dem Bemessungskonzept für Querkraft den gesamten Querschnitt betrachten zu können, werden die Schnittgrößen des einzelnen Steges auf die vollständige Plattenbreite umgerechnet. Dabei wird angenommen, dass die Verhältnisse der Flächenmomente S_y/I_y für den Randsteg und den gesamten Plattenquerschnitt etwa gleich groß sind. Mit dieser Überlegung sind die Schnittgrößen des Einzelstegs mit der Steganzahl m zu multiplizieren, analog zur Beziehung $b_w = b_{w,j} \cdot m$ zwischen den Stegbreiten:

$$\tau_{xz,c+v} = \frac{(V_{z,c} + V_{z,v}) S_{sl,j}}{I_{sl,j} b_{w,j}} \approx \frac{m (V_{z,c} + V_{z,v}) S_{sl}}{I_{sl} b_w} \quad (5.9)$$

$$\tau_{zy,c+v} = \frac{3 (V_{y,c} + V_{y,v})}{2 b_{w,j} x} \approx \frac{3 m (V_{y,c} + V_{y,v})}{2 b_w x} \quad (5.10)$$

Bei der Bestimmung der Querschubspannung τ_{zy} nach Gleichung 5.10 wird analog zu *Pajari* eine konstante Spannung innerhalb einer Länge x angenommen (Bild 2.38). Die Länge x sollte so gewählt werden, dass die konstante rechnerische Spannung τ_{zy} dem tatsächlichen Wert im maßgebenden Schnitt entspricht. Der veränderliche Spannungsverlauf über die Längsachse der Platten lässt sich jedoch nur anhand aufwendiger FE-Berechnungen bestimmen und der maßgebende Schnitt variiert bei unterschiedlichen Plattentypen. Im Rahmen des beschriebenen Ingenieurmodells wird daher für x der Abstand $l_x = l_s + h_{sl}/2$ zwischen dem Plattenende und dem Nachweisschnitt der Zulassungen (Bild 2.9) als maßgebend angenommen. Damit verbleibt der Reibbeiwert μ als einziger Modellparameter, der anhand der Versuchsergebnisse zu kalibrieren ist.

Wie bei Bild 5.4 beschrieben ist die mögliche horizontale Schubkraft c vom Reibbeiwert μ und der Auflagerpressung σ_z in der Lagerfuge abhängig. Dabei werden die maximal mögliche Reibkraft in der Lagerfuge und damit die maximale Schubkraft c aktiviert, sobald es zur Rissbildung zwischen Träger und Platten gekommen ist. Wie in Bild 2.11 verdeutlicht bewegen sich die Platten danach entsprechend der Kinematik (Druckkontakt zwischen den oberen Plattenspiegeln) mit zunehmender Trägerverformung über dessen Auflager nach außen. Dadurch werden die Druckkräfte zwischen den oberen Plattenspiegeln abgebaut, bis sich an der Randplatte ein Gleichgewicht mit der möglichen Reibkraft in der Lagerfuge einstellt. Für die weiteren Berechnungen der möglichen Reibkraft bzw. Schubkraft c werden die Auflagerpressungen σ_z in der Lagerfuge bzw. die Querkräfte vor und nach Herstellung der Verbundwirkung zwischen Träger und Platten durch den Fugenverguss getrennt betrachtet. Lediglich die Querkräfte V_{comp} nach Aktivierung des Verbundes rufen Querschubspannungen hervor ($V, v \rightarrow V_{comp}, v_{comp}$). Da das Eigengewicht der Platten (außer bei Unterstützungen des Trägers im Bauzustand) keine Schubkraft c erzeugt, kann dieser Querkraftanteil unberücksichtigt bleiben. Damit ergibt sich aus dem Gleichgewicht in Horizontalrichtung eine Beziehung zwischen c und V_{comp} bzw. v_{comp} :

$$c = \int \mu \sigma_z dA = \mu V_{comp} = \mu v_{comp} b_{sl} \quad (5.11)$$

Bisher wurde eine punktuelle Auflagerung der Platten in den Eckpunkten mit maximaler Querbiegung angenommen. Die tatsächliche Konzentration der Auflagerpressungen in der Lagerfuge ist jedoch von der Biegesteifigkeit und der Spannweite des Trägers auf der einen und der Querbiegesteifigkeit der Platten auf der anderen Seite abhängig. In einer Parameterstudie mit dem Programm InfoCAD wurde die Steifigkeit der Federn unterhalb der Innenstege aus Bild 5.6 in mehreren Schritten bis auf $k_f = 2 \cdot 10^3$ MN/m gesteigert, um vereinfacht die Auswirkungen des Bettungsverhältnisses in der Lagerfuge auf die Schnittgrößen im Randsteg zu untersuchen. Über die Plattenbreite war die Federsteifigkeit jeweils konstant, d.h. alle Federn waren gleich. Exemplarisch wurden die Querschnitte des Herstellers Parma Oy mit 265 und 500 mm Dicke aus den finnischen sowie MV5/265 und VMM VSD 250 aus den eigenen Versuchen untersucht.

In Bild 5.8 sind die auf die einwirkende Schubkraft c bzw. Querkraft v_{comp} bezogenen Schnittkräfte $V_{z,c}$ und $V_{y,c}$ bzw. $V_{z,v}$ und $V_{y,v}$ in Abhängigkeit des Bettungsverhältnisses dargestellt. Da sich die Gesamtsteifigkeit der Bettung bei gleicher Federsteifigkeit mit der Anzahl der Stege bzw. Federn verändert, wurde als Bezugsgröße das Verhältnis der Durchbiegungen $u_{sl}/u_{sl,max}$ in der Mitte der Platten (Querrichtung) gewählt. Dabei ist $u_{sl,max}$ die größte Durchbiegung bei punktueller Lagerung in den Eckpunkten ($k_f = 0$). Bei der sehr hohen Maximalsteifigkeit der Federn von $k_f = 2 \cdot 10^3$ MN/m ist u_{sl} ungefähr Null.

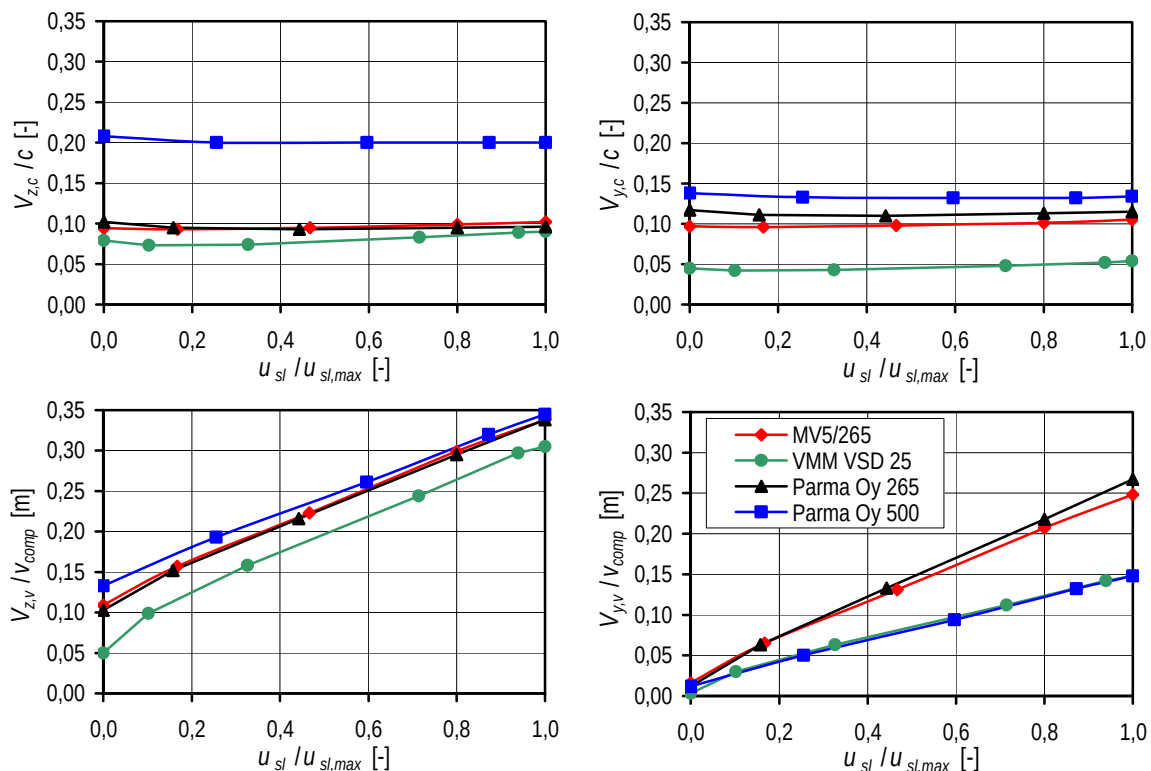


Bild 5.8 Schnittkräfte $V_{z,c}$ und $V_{z,v}$ (links) sowie $V_{y,c}$ und $V_{y,v}$ (rechts) bezogen auf die Schubkraft c (oben) und die Querkraft v_{comp} (unten) in Abhängigkeit der Bettung

Die Schnittkräfte $V_{z,c}$ und $V_{y,c}$ infolge der Schubkraft c sind bei allen untersuchten Platten nahezu unabhängig vom Bettungsverhältnis. Dagegen hat die Bettung starken Einfluss auf die Beanspruchungen aus Querbiegung infolge der Belastung v_{comp} . Ausgehend von der quasi-starren Lagerung ($u_{sl}/u_{sl,max} \approx 0$) steigen $V_{z,v}$ und $V_{y,v}$ mit abnehmender Bettungssteifigkeit und zunehmender Querbiegung nahezu linear an. Während $V_{z,v}$ bei allen Platten gleichmäßig zunimmt, ist der Anstieg von $V_{y,v}$ für verschiedene Querschnitte unterschiedlich stark.

Aufgrund ihrer geringen Beeinflussung durch das Bettungsverhältnis werden die Schnittkräfte $V_{z,c}$ und $V_{y,c}$ (Gleichungen 5.5 und 5.6) infolge der Schubkraft c in den Bemessungsansatz übernommen. Diese Schnittkräfte ändern sich auch dann nicht nennenswert, wenn anstelle von nur einem Festlager beide Auflager in den Eckpunkten horizontal unverschieblich sind. Da im Gegensatz dazu die Schnittkräfte $V_{z,v}$ und $V_{y,v}$ infolge Querbiegung in hohem Maße vom unbekannten Bettungsverhältnis abhängig sind, ist deren Berechnung nach den Gleichungen 5.7 und 5.8 nicht zielführend. Auf analytischem Wege kann nicht bestimmt werden, wie stark die Schnittkräfte ausgehend vom Maximalwert bei einer Lagerung in den Eckpunkten zur Abbildung der tatsächlichen Verhältnisse abzumindern sind. Die Konzentration der Auflagerpressungen bzw. die Höhe der Querbiegebeanspruchung kann für verschiedene Kombinationen von Trägern und Platten sowie in Abhängigkeit der Auflagerdetails (Elastomer, Auflagertiefe, Querbiegung des Flansches) stark unterschiedlich sein. Auswirkungen der Querbiegung werden daher nachfolgend durch einen empirischen Faktor berücksichtigt.

Zum Einfluss der Trägersteifigkeit auf das Tragverhalten wurden numerische Untersuchungen mit den Plattentypen MV5/265 und VMM VSD 25 sowie verschiedenen Trägertypen durchgeführt (Kapitel 4.6). In Bild 4.33 sind die berechneten Traglastverhältnisse v_{bw}/v_s in Abhängigkeit der bezogenen Trägersteifigkeit EI_b/L^3 (gleiche bezogene Mittendurchbiegung u/L bei unterschiedlichen Spannweiten L) dargestellt. Ausgehend von der Biegesteifigkeit des IFB-Profils aus den eigenen Versuchen 2 - 8 fand eine Parameterstudie bis zum vierfachen Wert statt. Um den alleinigen Einfluss der Querbiegung bei unterschiedlicher Trägersteifigkeit zu bestimmen, wurden die FE-Modelle analog zu den Untersuchungen in Kapitel 4.5.4 (Verringerung der Verbundtragwirkung) modifiziert. Der Reibbeiwert in der Lagerfuge wurde zu Null gesetzt, so dass die Schubkraft c entfällt und lediglich die Beanspruchungen durch die Vierendeeltragwirkung in Querrichtung verbleiben. Die Berechnungsergebnisse zum Traglastwiderstand der Randplatten mit und ohne Schubkraft sind in Bild 5.9 gegenübergestellt. Dabei wurden auch geringere Trägersteifigkeiten als bisher (bis zur Hälfte des ursprünglichen Ausgangswertes) analysiert. Die unterschiedlichen Bezugsgrößen auf der x-Achse werden nachfolgend erläutert.

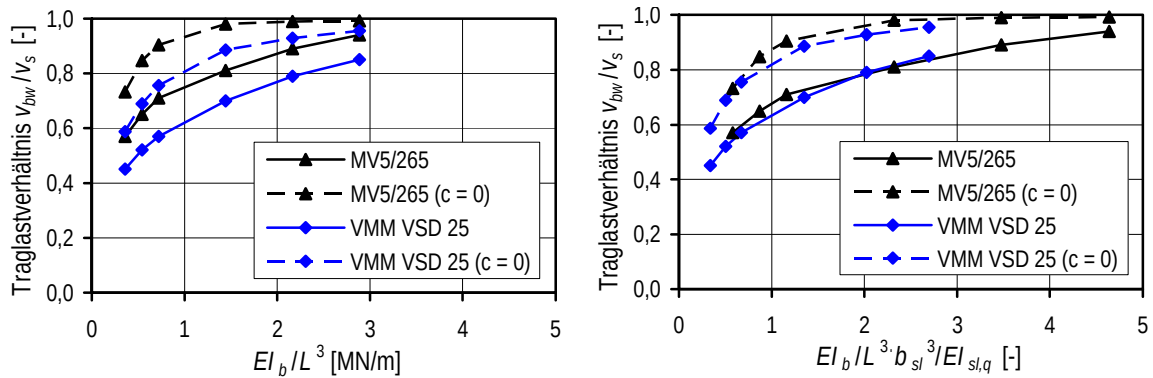


Bild 5.9 Traglastverhältnis v_{bw}/v_s der Platten nach FE-Berechnungen mit und ohne Beanspruchung durch die Schubkraft c in Abhängigkeit der bezogenen Trägersteifigkeit EI_b/L^3 (links) und des Quotienten aus bezogener Trägersteifigkeit und Querbiegesteifigkeit der Platten $EI_b/L^3 \cdot b_{sl}^3/EI_{sl,q}$ (rechts)

Im linken Teil von Bild 5.9 ist zu erkennen, dass die Traglastverhältnisse v_{bw}/v_s für den Plattentyp MV5/265 bei gleicher bezogener Trägersteifigkeit EI_b/L^3 stets oberhalb der Werte für den Typ VMM VSD 25 liegen. Unter Berücksichtigung der Schubkraft c ergeben sich für beide Plattentypen erwartungsgemäß kleinere Verhältnisse. Dabei sind die Abweichungen zwischen den beiden Querschnitten unabhängig von der Berücksichtigung der Schubkraft etwa gleich groß. Somit werden offenbar die Beanspruchungen infolge Querbiegung durch den Plattenquerschnitt beeinflusst, was in einem empirischen Ansatz berücksichtigt werden sollte. Es liegt nahe, dass die Querbiegung von der Biegesteifigkeit und der Spannweite des Trägers in Bezug zur Querbiegesteifigkeit der Platte abhängt. Je steifer die Platte (in Querrichtung) gegenüber dem Träger (in Längsrichtung) ist, desto größer ist die Durchbiegungs- bzw. Krümmungsdifferenz und demzufolge die Konzentration der Auflagerpressungen. Umgekehrt kommt es bei einer weichen Platte und einem steifen Träger zur gleichmäßigeren Auflagerung.

Die Biegesteifigkeiten der Platten in Querrichtung wurden anhand der idealisierten Stabtragwerke gemäß Bild 5.6 bei starrer Lagerung in den Eckpunkten mit dem Programm InfoCAD bestimmt. Zunächst wurden die Mittendurchbiegungen u_{sl} infolge einer konstanten Linienlast v ($v \cong v_{comp}$) berechnet. Durch Umformung der Gleichung zur Ermittlung einer Balkendurchbiegung ergibt sich für die weiteren Berechnungen eine Ersatzsteifigkeit $EI_{sl,q}$ (Bild 5.10). Die Steifigkeit $EI_{sl,q}$ des betrachteten Balkens ist proportional zur angesetzten Tiefe in Längsrichtung der Platten. Im Anhang sind für die Querschnitte aus der Datenbank daher (auf Grundlage der Nominalabmessungen) relative Flächenträgheitsmomente $i_{sl,q}$ je Millimeter Tiefe zusammengestellt.

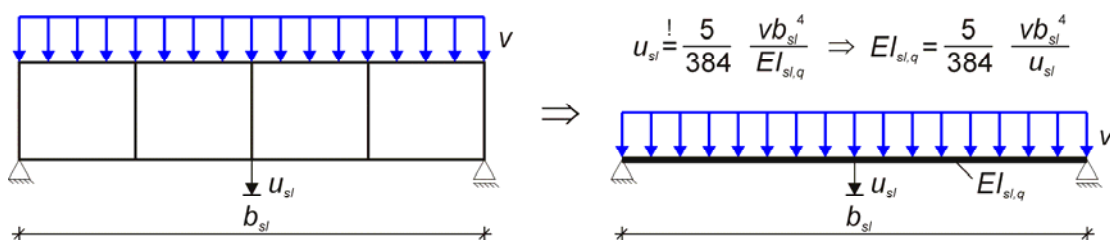


Bild 5.10 Prinzip der Berechnung einer Ersatzsteifigkeit $EI_{sl,q}$ der Platten

Als mitwirkende bzw. effektive Plattentiefe zur Ermittlung von $EI_{sl,q}$ wird in den weiteren Berechnungen der Abstand l_x des Nachweisschnittes vom Plattenende gemäß Zulassung angesetzt, da ein Zusammenhang zwischen der tatsächlichen effektiven Plattentiefe und der Plattendicke h_{sl} sowie der Auflagertiefe l_s plausibel erscheint ($l_x = l_s + h_{sl}/2$). Die im Anhang angegebenen Steifigkeiten $i_{sl,q}$ gelten für einen Ersatzbalken mit der Spannweite $b_{sl} = 1200$ mm. Damit lassen sich unter Berücksichtigung der E-Moduln analog zu den Trägern bezogene Biegesteifigkeiten $EI_{sl,q}/b_{sl}^3$ für die Platten (in Querrichtung) ermitteln. Diese sind außer von der Plattendicke stark von der Anzahl und der Breite der Stege abhängig.

In Bild 5.9, rechts sind die numerisch bestimmten Traglastverhältnisse v_{bw}/v_s über dem Quotienten $\alpha = EI_b/L^3 \cdot b_{sl}^3 / EI_{sl,q}$ aus bezogener Trägersteifigkeit und bezogener Querbiegesteifigkeit der Platten aufgetragen. Mit zunehmendem Wert α steigen die Verhältnisse v_{bw}/v_s an (bei gegebenem Plattentyp entsprechen höhere α -Werte einer größeren bezogenen Trägersteifigkeit). Dabei ergeben sich in Abhängigkeit des Plattentyps stark unterschiedliche Wertebereiche für α , was auf unterschiedliche Querbiegesteifigkeiten $EI_{sl,q}$ (Anhang) der untersuchten Querschnitte MV5/265 bzw. VMM VSD 25 zurückzuführen ist. Mit dem geänderten Bezugswert α auf der x-Achse verlaufen die Kurven beider Plattentypen nahezu identisch, sowohl mit als auch ohne Berücksichtigung einer Schubkraft c . Offenbar erfasst das dimensionslose Verhältnis α somit den Einfluss der Querbiegebeanspruchung auf die Tragfähigkeit durch die Berücksichtigung der Plattensteifigkeit besser als die Trägersteifigkeit EI_b/L^3 alleine. Obwohl der beschriebene Zusammenhang zwischen v_{bw}/v_s und α für andere Plattentypen als MV5/265 und VMM VSD 25 wegen des hohen Aufwands der FE-Berechnungen nicht überprüft werden konnte, erscheint es plausibel ihn gleichermaßen auf weitere Querschnitte zu übertragen. Allgemein nimmt die Querbiegebeanspruchung und damit die Traglastabminderung infolge biegeweicher Lagerung mit abnehmender Trägersteifigkeit und steigender Querbiegesteifigkeit der Platten zu.

Ausgehend von den Gleichungen 5.5, 5.9 und 5.11 ergibt sich bei biegeweicher Lagerung die Schubspannungskomponente $\tau_{xz,c}$ infolge der Querschubkraft c zu:

$$\tau_{xz,c} = \beta_f k_{z,c} m \mu \frac{V_{comp} S_{sl}}{I_{sl} b_w} \quad (5.12)$$

$$\text{mit: } \beta_f = 1 - 0,3 \frac{l_f - 50}{l_{f0} - 50} \geq 0,7 \quad (l_f: \text{ Fülltiefe und } l_{f0}: \text{ Hohlkammerhöhe in Millimeter})$$

$$k_{z,c} = \frac{1}{2} \frac{h_{sl,eff}}{b_{sl}}$$

Der Abminderungsfaktor β_f zur Berücksichtigung einer Hohlkammerfüllung wird zunächst (Kapitel 5.4.3) aus Code Card 18 übernommen, da er sich im finnischen

Bemessungsmodell bewährt hat und nicht genügend Versuchsergebnisse für eine erneute Kalibrierung vorliegen (Kapitel 5.3.1). Die Schubspannung $\tau_{xz,v}$ würde eine verstärkte Querkraftbeanspruchung des Randstegs infolge Querbiegung berücksichtigen. Wie in Bild 5.8, unten links gezeigt ist $V_{z,v}$ und damit $\tau_{xz,v}$ im Randsteg allerdings stark vom Bettungsverhältnis der Platten in der Lagerfuge abhängig. Da das Bettungsverhältnis nicht genau zu bestimmen ist, wird wie bei starrer Lagerung eine gleichmäßige Verteilung der Querkraft V_{comp} auf alle Stege angenommen.

Auf Grundlage der Gleichungen 5.6, 5.10 und 5.11 wird die Schubspannungskomponente $\tau_{zy,c}$ infolge c ermittelt. Dabei wird analog zu *Pajari* der Abstand $l_x = l_s + h_{sl}/2$ zwischen dem Plattenende und dem Nachweisschnitt der Zulassungen als Plattenbreite angesetzt, in der rechnerisch eine konstante Spannung $\tau_{zy,c}$ wirkt:

$$\tau_{zy,c} = \frac{3}{2} \beta_f k_{y,c} m \mu \frac{V_{comp}}{b_w l_x} \quad (5.13)$$

$$\text{mit: } k_{y,c} = \frac{1}{3} \frac{3 b_{sl} b_{w,j}^3 + 2 n h_{sl,eff} h_{sl,fl}^3}{n (2 b_{sl} b_{w,j}^3 + n h_{sl,eff} h_{sl,fl}^3)}$$

Analog zur Spannungskomponente $\tau_{xz,v}$ ist die Querschubspannung $\tau_{zy,v}$ aufgrund der starken Abhängigkeit vom Bettungsverhältnis in der Lagerfuge (vgl. $V_{y,v}$ in Bild 5.8, unten rechts) analytisch nicht eindeutig zu bestimmen. Zur Berücksichtigung der Beanspruchungen infolge Querbiegung wird auf Grundlage der Berechnungsergebnisse aus Bild 5.9, rechts der empirische Faktor k_v eingeführt:

$$k_v = 1 + \beta_f \frac{L_b^3}{EI_b} \frac{EI_{sl,q}}{b_{sl}^3} \quad (5.14)$$

Der dimensionslose Faktor k_v liegt bei den Versuchen aus der Datenbank im Bereich von 1,2 - 2,5 (für $\beta_f = 1,0$) und erhöht in der endgültigen Bemessungsgleichung die Querschubspannung $\tau_{zy,c}$. Die Traglast ist nach den numerischen Untersuchungen vom Verhältnis der Biegesteifigkeiten $\alpha = EI_b/L_b^3 \cdot b_{sl}^3/EI_{sl,q}$ abhängig. Da die Querschubspannung $\tau_{zy,c}$ die Traglastabminderung infolge biegeweicher Lagerung beeinflusst, geht in den Faktor k_v der Kehrwert $1/\alpha$ ein. Die Querbiegesteifigkeit der Platten $EI_{sl,q}$ wird analog zu den bisherigen Berechnungen (Bild 5.9) für eine effektive Platten-tiefe l_x bis zum Nachweisschnitt der Zulassungen bestimmt.

Durch Einbinden der Gleichungen 5.12 bis 5.14 in die Bemessungsgleichung für Querkraft bei starrer Lagerung ergibt sich die Traglast $V_{R,bw}$ bei biegeeweicher Lagerung:

$$V_{R,bw} = \frac{I_{sl} \cdot b_w}{S_{sl}(1 + \alpha_{comp} \beta_f k_{z,c} m \mu)} \left(\sqrt{f_{ct}^2 - \sigma_x \cdot f_{ct} - \left(\sqrt{1 - \frac{\sigma_x}{f_{ct}}} k_v \tau_{zy,c} \right)^2} - \alpha_p \cdot \tau_{cp} \right) \quad (5.15)$$

- mit: I_{sl} Flächenträgheitsmoment der Platte
 b_w Querschnittsbreite (Summe der Stegbreiten) in der betrachteten Faser
 S_{sl} statisches Moment der Fläche oberhalb der betrachteten Faser
 α_{comp} Verhältnis zwischen der einwirkenden Querkraft nach Aktivierung einer Verbundwirkung zwischen Träger und Platten und dem Widerstand

$$\alpha_{comp} = \frac{V_{comp}}{V_{R,bw}}$$
 β_f Abminderungsfaktor zur Berücksichtigung einer Hohlkammervorfüllung nach Code Card 18 (Gleichung 5.12)
 $k_{z,c}$ Faktor zur Berücksichtigung einer zusätzlichen Querkraft im Randsteg infolge Torsion durch die horizontale Schubkraft c (Gleichung 5.12)
 m Anzahl der Stege eines Plattenquerschnitts
 μ Reibbeiwert in der Lagerfuge zur Berücksichtigung der Verbundwirkung zwischen Träger und Platten im Bruchzustand (Modellparameter)
 f_{ct} Betonzugfestigkeit
 σ_x Betonnormalspannung infolge Vorspannung ($\sigma_x = P / A_{sl} < 0$)
 k_v Faktor zur Berücksichtigung der Beanspruchungen infolge Querbiegung (Gleichung 5.14)
 $\tau_{zy,c}$ Querschubspannung infolge der horizontalen Schubkraft c (Gleichung 5.13)
 τ_{cp} Schubspannung aus Spannkrafteinleitung nach Zulassung (Anhang)
 α_p Beiwert zur Berücksichtigung eines linearen Verlaufs von τ_{cp} im Bereich der Übertragungslänge nach Zulassung (Anhang)

Die Bemessungsgleichung 5.15 basiert auf dem ausführlichen Hauptspannungskriterium aus Gleichung 5.2 unter Berücksichtigung der Schubspannung τ_{cp} infolge Spannkrafteinleitung gemäß Zulassung. Durch Einsetzen der Beziehung $\tau_{xz} = (V \cdot S_y) / (I_y \cdot b)$ in das Hauptspannungskriterium und Auflösen nach der Querkrafttragfähigkeit geht die Schubspannung τ_{xz} in Gleichung 5.15 nicht mehr explizit ein. Die Spannungskomponente $\tau_{xz,c}$ nach Gleichung 5.12 infolge Torsion durch die Querschubkraft c wird daher im Nenner des ersten Faktors berücksichtigt. Zur Ermittlung der Beanspruchungen infolge biegeeweicher Lagerung sind allerdings wie zuvor beschrieben lediglich die Einwirkungen V_{comp} zu berücksichtigen, die nach der Aktivierung einer Verbundwirkung zwischen Träger und Platten auftreten. Daher wird der Verhältniswert α_{comp}

eingeführt, der bei einer praktischen Bemessung letztendlich dem Anteil der Ausbau- und Nutzlasten am Widerstand $V_{R,bw}$ entspricht. Die Querschubspannung $\tau_{zy,c}$ wird nach Gleichung 5.13 direkt in Abhängigkeit der Einwirkungen V_{comp} berechnet. Grundsätzlich beeinflussen in Gleichung 5.15 also wie bei *Pajari's* Modell die Einwirkungen den Widerstand.

Beim eigenen Bemessungsansatz geht der Reduktionsfaktor β_f zur Berücksichtigung einer Kammervorfüllung abweichend von Code Card 18 an mehreren Stellen in die Bemessungsgleichung ein. Dies ist auf die getrennte Erfassung der einzelnen Beanspruchungen infolge biegeweicher Lagerung zurückzuführen. Anstelle einer einzelnen Spannung τ_{zy} werden die Komponenten $\tau_{xz,c}$ und $\tau_{zy,c}$ infolge Querschub betrachtet und zur Berücksichtigung der Querbiegung dient der Faktor k_v . Da alle Effekte durch eine Kammervorfüllung beeinflusst werden, ist β_f entsprechend mehrfach anzusetzen.

5.4.2 Bestimmung der Modellparameter

Zur Bestimmung der Modellparameter μ für den eigenen Bemessungsansatz werden die gleichen 21 Versuche wie bei den Untersuchungen mit dem finnischen Modell (Kapitel 5.3) herangezogen. Es gelten unverändert die Berechnungsgrundlagen entsprechend Tabelle 5.6. Die Querbiegesteifigkeiten $i_{sl,q}$ der Platten (Bild 5.10) werden auf Grundlage von Nominalabmessungen ermittelt. Ansonsten werden in den Berechnungen sowohl für die lamellenweise Summe der Stegbreiten b_w als auch für die minimale Einzelstegbreite $b_{w,j}$ (Bild 5.6) die tatsächlichen Abmessungen berücksichtigt (bei mehr als $\pm 5\%$ Abweichung vom Nominalwert, Anhang). Auch für die Platten-spiegeldicken $h_{sl,top,bot}$ bzw. deren Mittelwerte $h_{sl,fl}$ werden Messwerte herangezogen, da sie im eigenen Ansatz wirklichkeitsnah bei der analytischen Schnittgrößenermittlung am Plattenquerschnitt eingehen. Nach Vergleichsrechnungen haben die Unterschiede zwischen den Mess- und Nominalwerten von $h_{sl,fl}$ deutlich geringere Auswirkungen auf die Berechnungsergebnisse als in *Pajari's* Modell.

Ausgehend von den Erkenntnissen der bisherigen Versuchsnachrechnungen erfolgte die Bestimmung von μ auf Grundlage der Traglastverhältnisse v_{bw}/v_s , wobei für die Versuche DE265, PC400U und WQ500 mittlere Referenztraglasten $v_{s,m}$ berücksichtigt wurden. Die Ergebnisse der iterativen Berechnungen (bis zur Übereinstimmung zwischen den Versuchslasten und den rechnerischen Traglasten nach Gleichung 5.15) sind in Bild 5.11 dargestellt. Wie in den bisherigen Diagrammen ist die Plattendicke auf der x-Achse abgetragen und die verschiedenen Trägertypen sind farblich getrennt. Anstelle der k_{cd} -Werte zeigt die y-Achse die Modellparameter μ .

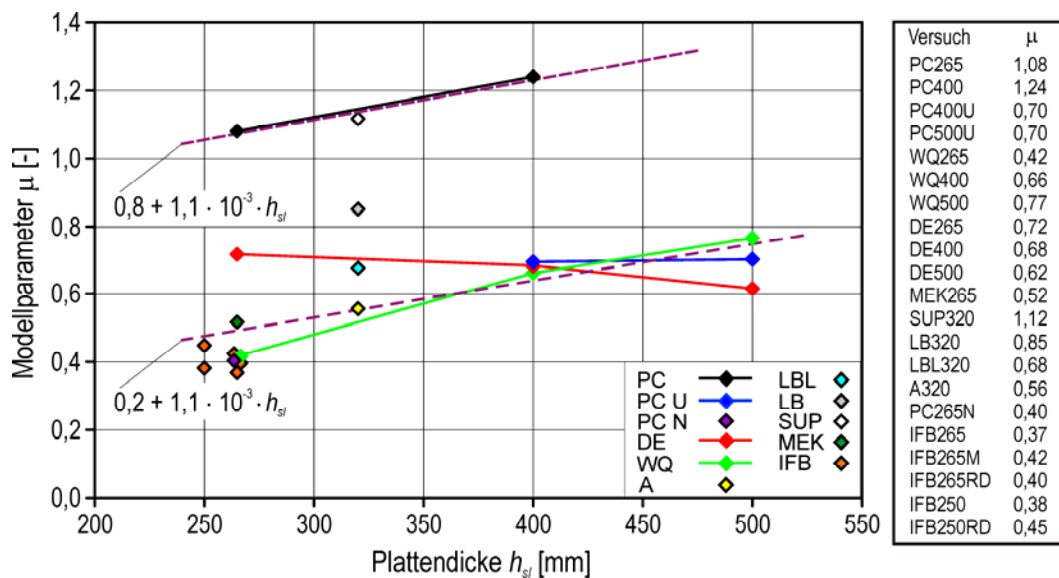


Bild 5.11: Modellparameter μ auf Grundlage des Traglastverhältnisses v_{bw}/v_s unter Verwendung der Bemessungsgleichung 5.15

Die μ -Werte der meisten Versuchsreihen steigen mit zunehmender Plattendicke, wobei der Anstieg deutlich geringer ist als der der k_{cd} -Werte im finnischen Modell (Bild 5.2). Abgesehen von den Trägertypen SUP und PC mit erhöhten Werten liegen die eigenen Modellparameter in einem relativ begrenzten Bereich von 0,37 (IFB265) bis 0,77 (WQ500) bzw. 0,85 (LB320). Die μ -Werte sind wie die k_{cd} -Werte ein Maß für die Verbundwirkung zwischen dem Träger und den Platten bzw. die daraus resultierenden Beanspruchungen in Querrichtung der Platten in Abhängigkeit der Plattendicke. Höhere Werte führen zu einer stärkeren rechnerischen Abminderung der Tragfähigkeit infolge biegeweicher Lagerung. Unter Berücksichtigung der Versuchsstreuungen unterscheidet sich die Verbundwirkung der meisten Trägertypen somit offenbar nicht wesentlich.

Anders als die k_{cd} -Werte auf Grundlage von Code Card 18 (Bild 5.1) vermuten lassen deuteten bereits die Ergebnissen der Versuchsnachrechnungen mit *Pajari's* Modell in Verbindung mit dem Nachweiskonzept der Zulassungen (Bild 5.2) an, dass zwischen der Verbundwirkung vieler Trägertypen kein eindeutiger Unterschied besteht. Dies trifft anscheinend auch für den Spannbetonträger mit nachträglicher Ortbetonergänzung in der Deckenebene aus Versuch PC265N zu. Dabei ist nach der eigenen Modellvorstellung kein Faktor β_b wie in Code Card 18 zur Berücksichtigung der Lagerung der Platten in der Druckzone eines Trägers (Kapitel 2.3.4 und 5.2.2) erforderlich.

Eine mögliche Erklärung für die Vergleichbarkeit vieler Trägertypen liefert die Modellvorstellung aus Bild 5.4, wonach Verbundkräfte infolge der Rissbildung entlang des Trägers nur im überdrückten unteren Bereich der Plattenstirnfläche und in der Lagerfuge übertragbar sind. Bild 5.12 stellt typische Rissbilder zwischen verschiedenen Trägertypen und den Platten dar, die überdrückten Kontaktflächen sind schematisch angedeutet. Danach stellen sich beispielsweise bei Stahlhutprofilen (WQ) und DELTA-Trägern (DE) ähnliche Kontaktbedingungen ein, wenn der Beton auf Höhe der Stegöffnungen des DELTA-Trägers gerissen ist. Im gerissenen Zustand sind auch die Verbundprofile LB und LBL mit den Trägertypen WQ und DE vergleichbar, da

diese analog zum DELTA-Träger nur im oberen Stegbereich eine Profilierung zur Verbundsteigerung (im Gebrauchszustand) aufweisen. Lediglich in den überdrückten ebenen Kontaktflächen im unteren Querschnittsbereich treten Reibspannungen zwischen Beton und Stahl auf. Bei Betonträgern mit glatten Stegen (PC U) oder einer Ortbetonergänzung und IFB-Profilen entsteht Reibung zwischen zwei Betonoberflächen ohne zusätzliche Verbundmechanismen. Nur die Betonquerschnitte PC waren im unteren Stegbereich profiliert, so dass nennenswert größere Verbundkräfte übertragbar sind. Dementsprechend liefert die Nachrechnung der Versuche mit diesen Trägern deutlich erhöhte μ -Werte. Der vergleichbar hohe Wert für den Verbundquerschnitt SUP erklärt sich durch seitliche Bleche zur Auflagerung der Platten, die mit mehreren Dübeln am unteren Fertigteil des Querschnitts befestigt waren und daher ebenfalls zusätzliche Verbundkräfte hervorrufen.

Bereits *Pajari* /Paj98a/ und *Leskelä* /Les01/ führten an, dass eine geringe Verbundwirkung zwischen dem Träger und den Platten im unteren Deckenbereich das Tragverhalten günstig beeinflusst. Aufgrund der beschriebenen Überlegungen sind in Bild 5.11 Ausgleichsgeraden zur Bestimmung der μ -Werte in Abhängigkeit der Plattendicke für die Trägertypen PC und SUP auf der einen und alle übrigen Querschnitte auf der anderen Seite angegeben. Im folgenden Kapitel wird dieser Ansatz überprüft.

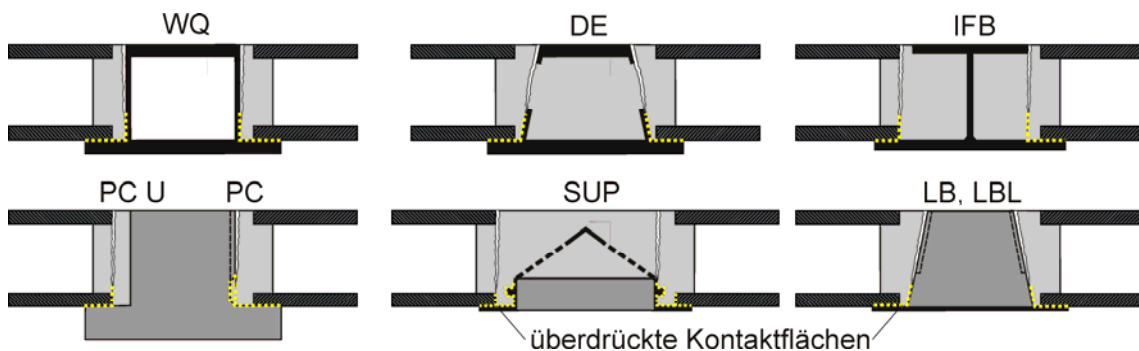


Bild 5.12: Typische Rissbilder zwischen verschiedenen Trägertypen und den Platten

5.4.3 Bemessungsansatz

Mit der Bestimmung der μ -Werte in Abhängigkeit der Plattendicke nach den Geradengleichungen aus Bild 5.11 wird das entwickelte Modell in einen Bemessungsansatz für biegeweich gelagerte Spannbeton-Fertigdecken überführt. Zur Überprüfung dieses Ansatzes einschließlich der Geradengleichungen für die μ -Werte werden die 21 herangezogenen Versuche aus der Datenbank erneut nachgerechnet. Anstelle einer iterativen Berechnung bis zur Übereinstimmung der experimentellen und rechnerischen Traglast werden die Querkrafttragfähigkeiten allerdings mit den Geradengleichungen für μ ermittelt. Zur genauen Auflösung des Versagenskriteriums sind allerdings weiterhin iterative Berechnungen erforderlich, da in Gleichung 5.15 wie zuvor beschrieben die Einwirkungen den Widerstand beeinflussen. Mit den Ergebnissen lassen sich die Quotienten $(v_{bw}/v_s)_{exp}/(v_{bw}/v_s)_{cal}$ und $v_{bw,exp}/v_{bw,cal}$ bilden, also die Ver-

hältnisse zwischen experimentellem und rechnerischem Traglastverhältnis bzw. den zugehörigen Absolutwerten der Traglast bei biegeweicher Lagerung. Die Berechnungsergebnisse sind in Bild 5.13 über der Plattendicke h_{sl} und dem Verhältnis der bezogenen Biegesteifigkeiten $1/\alpha = L_b^3/EI_b \cdot EI_{sl,q}/b_{sl}^3$ aufgetragen.

Da die μ -Werte bzw. die Geradengleichungen auf Grundlage des Traglastverhältnisses v_{bw}/v_s kalibriert wurden, beträgt der Mittelwert des Quotienten $(v_{bw}/v_s)_{exp}/(v_{bw}/v_s)_{cal}$ genau 1,0. Der zugehörige Variationskoeffizient V_x ist mit 0,09 sehr gering. Die Einflüsse aus der Plattendicke h_{sl} und dem Steifigkeitsverhältnis $1/\alpha$ werden nahezu trendfrei erfasst. Der empirische Faktor k_v gemäß Gleichung 5.14 ist zur Berücksichtigung der Beanspruchungen infolge Querbiegung offenbar gut geeignet.

Auch die absoluten Traglasten werden mit dem entwickelten Ansatz zutreffend wiedergegeben. Der Mittelwert des Verhältnisses $v_{bw,exp}/v_{bw,cal}$ liegt bei 1,05 und der Variationskoeffizient beträgt 0,13. Die abnehmende Tendenz von $v_{bw,exp}/v_{bw,cal}$ mit zunehmender Plattendicke ist auf die Versuche mit 500 mm dicken Platten zurückzuführen, für die auffällig hohe rechnerische Zugfestigkeiten von 4,3 - 4,4 N/mm² ermittelt wurden. Werden diese Zugfestigkeiten in die Bemessungsgleichung eingesetzt, ergeben sich entsprechend hohe Traglasten $v_{bw,cal}$ und geringe Traglastverhältnisse $v_{bw,exp}/v_{bw,cal}$. Die Nachteile der indirekten Bestimmung der Zugfestigkeit anhand der Druckfestigkeit für die finnischen Versuche (Kapitel 5.3.2.2) sind offenbar die Ursache der beobachteten Tendenz. In Abhängigkeit der bezogene Biegesteifigkeit $1/\alpha$ ist eine geringere Tendenz der Traglastverhältnisse festzustellen. Im Rahmen eines Ingenieurmodells erfasst der Faktor k_v die Auswirkungen der Querbiegebeanspruchung ausreichend genau.

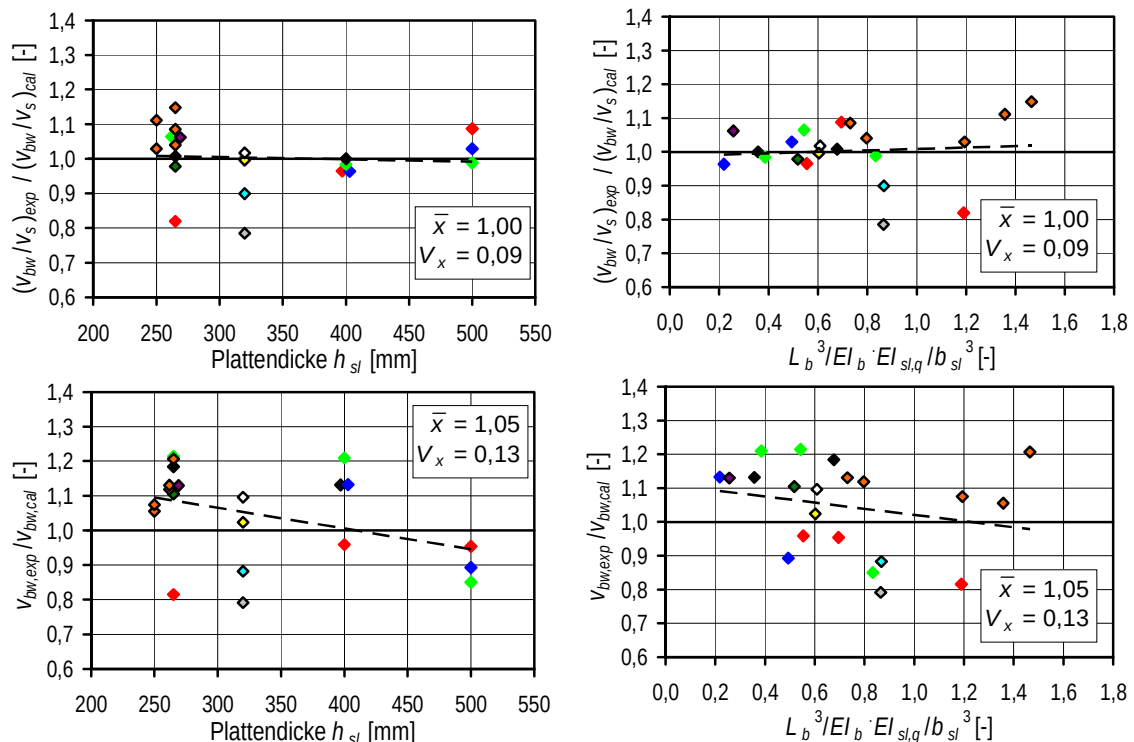


Bild 5.13 Verhältnisse $(v_{bw}/v_s)_{exp}/(v_{bw}/v_s)_{cal}$ (oben) und $v_{bw,exp}/v_{bw,cal}$ (unten) in Abhängigkeit der Plattendicke h_{sl} (links) und der bezogenen Biegesteifigkeit $1/\alpha = L_b^3/EI_b \cdot EI_{sl,q}/b_{sl}^3$ (rechts)

Das Sicherheitsniveau des eigenen Ansatzes wurde in Anlehnung an Anhang D von DIN EN 1990 /DIN02b/ untersucht (Abschnitt D.7.2: Bestimmung des Bemessungswertes über den charakteristischen Wert). Das wesentliche Sicherheitselement bei einer Bemessung nach Gleichung 5.15 stellt der Bemessungswert der Zugfestigkeit $f_{ctd} = f_{ctk;0,05} / \gamma_c$ dar (mit $f_{ctk;0,05} = 2,7 \text{ N/mm}^2$ für die maximal ausnutzbare Betonfestigkeitsklasse C45/55 und $\gamma_c = 1,8$ für unbewehrten Beton nach DIN 1045-1 bzw. Zulassung). Es wird überprüft, ob die Bemessungsergebnisse unter Ansatz des Quantilwertes der Zugfestigkeit $f_{ctk;0,05}$ ($\gamma_c = 1,0$) auf der sicheren Seite liegen. Bei der Verwendung von $f_{ctk;0,05}$ anstelle des Mittelwertes der Zugfestigkeit ergeben sich für das Verhältnis $x = v_{bw,exp} / v_{bw,cal}$ ein Mittelwert $\bar{x}$ von 1,81 und ein Variationskoeffizient V_x von 0,16 (Bild 5.14). Mit Hilfe des Programms R /RDCT09/ wurde durch den so genannten Shapiro-Wilks Test nachgewiesen, dass die Verhältnisse x_i normalverteilt sind. Damit kann entsprechend DIN EN 1990, Tabelle D.1 ein Quantilwert $x_{k;0,05}$ bestimmt werden. Unter Berücksichtigung der Versuchsanzahl von $n = 21$ und ohne Vorinformationen über den Variationskoeffizienten gilt $x_{k;0,05} = 1,28$ (mit: $x_{k;0,05} = \bar{x} \cdot (1 - k_n \cdot V_x)$ und $k_{21} \approx k_{20} = 1,76$ nach DIN EN 1990, Tabelle D.1).

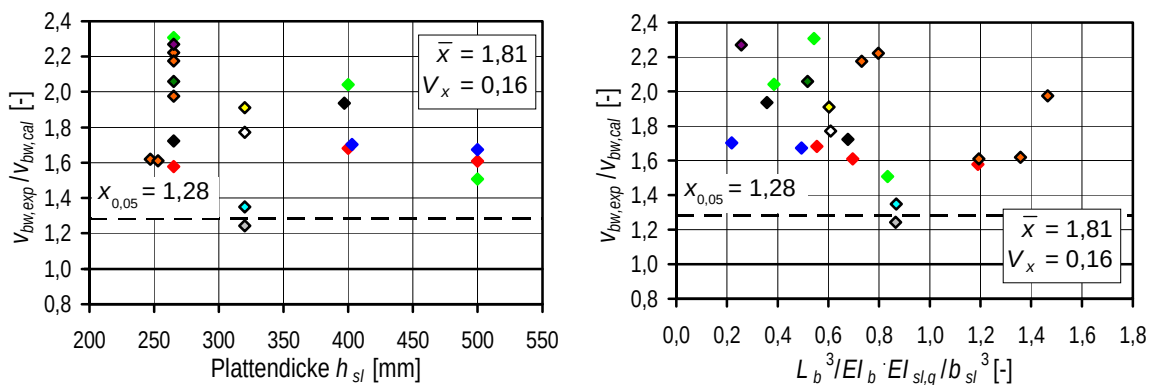


Bild 5.14 Verhältnisse $v_{bw,exp} / v_{bw,cal}$ in Abhängigkeit der Plattendicke h_{sl} (links) und der bezogenen Biegesteifigkeit $1/\alpha = L_b^3 / EI_b \cdot EI_{sl,q} / b_{sl}^3$ (rechts) mit $f_{ctk;0,05}$

Der 5%-Quantilwert des Verhältnisses zwischen experimenteller und rechnerischer Traglast $x_{k;0,05}$ liegt unter Verwendung des 5%-Quantilwertes der Zugfestigkeit $f_{ctk;0,05}$ über eins. Es gilt sogar für alle Versuche $x = v_{bw,exp} / v_{bw,cal} > 1$. Unter der Voraussetzung repräsentativer Festigkeiten der Versuchsplatten werden demzufolge übliche Festigkeitsstreuungen durch den Ansatz von $f_{ctk;0,05}$ nach DIN 1045-1 in der Bemessungsgleichung konservativ berücksichtigt. Mit der zusätzlichen Abminderung der Zugfestigkeit durch den Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_c = 1,8$ wird bei der Bemessung das nach den Zulassungen bzw. DIN 1045-1 erforderliche Sicherheitsniveau eingehalten. Dass $x_{k;0,05}$ mit einem Wert von 1,28 deutlich größer eins ist, ist auf die allgemein hohen bzw. in erster Linie wenig streuenden (z.T. rechnerisch bestimmten) Zugfestigkeiten der getesteten Platten zurückzuführen. Der Mittelwert der Zugfestigkeit betrug bei den einbezogenen Versuchen $f_{ctm} = 4,0 \text{ N/mm}^2$ und der 5%-Quantilwert $f_{ctk;0,05} = 3,6 \text{ N/mm}^2$. Während f_{ctm} nur etwas oberhalb des Mittelwertes von $3,8 \text{ N/mm}^2$ für die Festigkeitsklasse C45/55 nach DIN 1045-1 liegt, übersteigt $f_{ctk;0,05}$ den Wert nach Norm deutlich. Dies kann

durch eine geringere Streuung der Zugfestigkeit von Spannbeton-Fertigdecken gegenüber anderen Betonbauteilen oder einen allgemein konservativen 5%-Quantilwert nach DIN 1045-1 begründet sein. Deutliche Überfestigkeiten der getesteten Platten (tatsächliche Festigkeitsklasse oberhalb C45/55) lagen nach der relativ guten Übereinstimmung zwischen den Mittelwerten f_{ctm} der Versuche und nach Norm offenbar nicht vor. Dabei ist grundsätzlich zu beachten, dass die Zugfestigkeit bei den finnischen Versuchen nur rechnerisch bestimmt werden konnte.

In den entwickelten Bemessungsansatz gehen zahlreiche Parameter der Platten und der Träger ein. Zur Bestimmung der Auswirkungen maßgeblicher Eingangswerte auf die Berechnungsergebnisse nach Gleichung 5.15 wurde eine Parameterstudie durchgeführt. Exemplarisch wurden die beiden Plattentypen VMM VSD 20 /DIBt07a/ und MV4/400 /DIBt09/ betrachtet, die in den Versuchen nicht zum Einsatz kamen. Beide Platten sind in Bild 5.15 dargestellt. Im Wesentlichen unterscheiden sich die Querschnitte in der Dicke h_{sl} , der Steganzahl m , dem Steganteil b_w/b und der rechnerischen Querbiegesteifigkeit $EI_{sl,q}$ (VMM VSD 20: $b_w/b = 0,40$ und $EI_{sl,q} = 1380 \text{ MNm}^2$, MV4/400: $b_w/b = 0,25$ und $EI_{sl,q} = 1797 \text{ MNm}^2$).

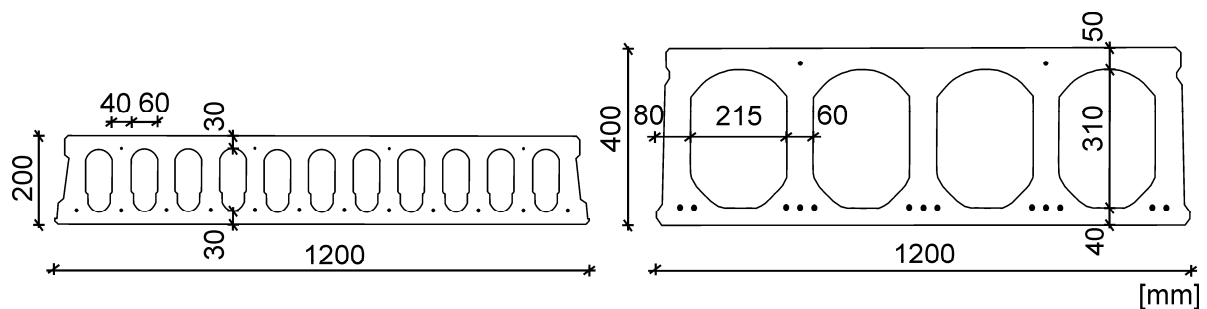


Bild 5.15 Plattentyp VMM VSD 20 (links) und MV4/400 (rechts)

Der Bemessungsansatz berücksichtigt in dem empirischen Faktor k_v unter anderem den Kehrwert der bezogene Trägersteifigkeit EI_b/L_b^3 (Gleichung 5.14). Als maßgebliches Kriterium einer biegeweichen Lagerung wird in der Praxis statt dessen häufig die Trägerdurchbiegung u bzw. der Quotient L_b/u angeführt. Daher wurde die Träger Spannweite L_b bei gegebener Biegesteifigkeit EI_b variiert und der Bemessungswert der Tragfähigkeit $V_{Rd,ct,bw}$ bei biegeweicher Lagerung für Verhältnisse L_b/u von 300, 500, 1000 und 2000 bestimmt ($f_{ctk;0,05} = 2,7 \text{ N/mm}^2$, $\gamma_c = 1,8$). Dabei wurde angenommen, dass die Platten auf einem Träger ohne erhöhte Verbundwirkung im unteren Querschnittsbereich lagern. Die Berechnungsergebnisse mit unterschiedlichen Graden der Kammervorfüllung ($\beta_f = 0,7 - 1,0$) stellt Bild 5.16 dar. Auf der y-Achse sind die Traglastverhältnisse $V_{Rd,ct,bw}/V_{Rd,ct}$ abgetragen, um diese mit einer pauschalen Abminderung der Traglast nach den Zulassungen auf 50 % (Kapitel 2.3.4) vergleichen zu können.

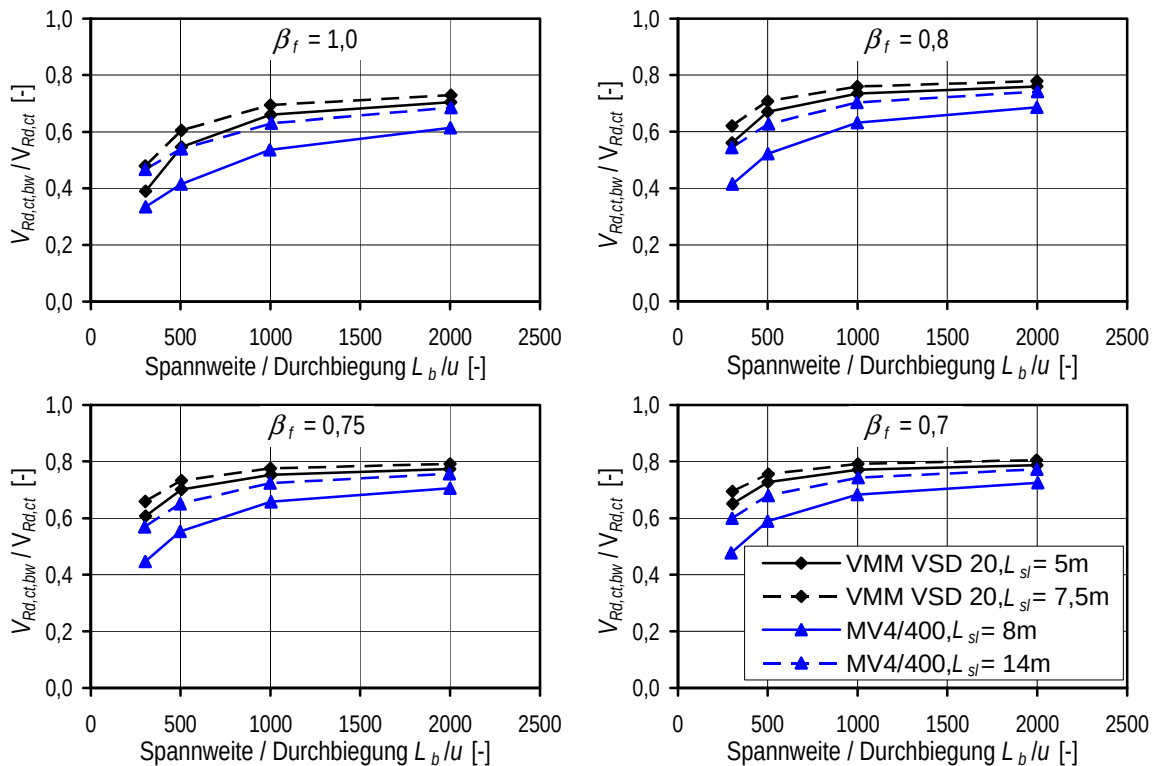


Bild 5.16 Rechnerische Traglastverhältnisse $V_{Rd,ct,bw}/V_{Rd,ct}$ in Abhängigkeit von L_b/u bei $\beta_f = 0,7 - 1,0$ (unterschiedliche Grade der Kammerversfüllung)

Da nur die Einwirkungen nach dem Fugenverguss zu einer Traglastabminderung infolge biegeweicher Lagerung führen, wurden je Platte zwei unterschiedliche, praxisnahe Spannweiten im Verhältnis 1/1,5 untersucht (VMM VSD 20: $L_{sl} = 5 - 7,5$ m und MV4/400: $L_{sl} = 8 - 14$ m). Damit ergeben sich verschiedene Anteile des Eigengewichtes der Platten an der Traglast, was im Modell durch die Einwirkung V_{comp} bzw. den Verhältnisswert a_{comp} berücksichtigt wird. Bei größerer Plattenspannweite steigt der Eigenlastanteil und der Anteil der Lasten nach dem Fugenverguss nimmt ab. Dementsprechend werden insgesamt höhere Bemessungswiderstände $V_{Rd,ct,bw}$ ermittelt.

In Bild 5.16, oben links sind die Ergebnisse ohne Kammerversfüllung ($\beta_f = 1,0$) dargestellt. Das Verhältnis $V_{Rd,ct,bw}/V_{Rd,ct}$ ist im Bereich von $L_b/u = 300 - 500$ relativ stark von der Trägerdurchbiegung abhängig, während zwischen $L_b/u = 1000 - 2000$ der Einfluss immer geringer wird. Die Traglastkurven verlaufen für beide Plattenquerschnitte gleichförmig, wobei die der Platte MV4/400 entsprechend den steigenden μ -Werten mit zunehmender Plattendicke unterhalb der des Typs VMM VSD 20 liegt. Im Bereich von $L_b/u = 300 - 500$ ergeben sich moderate Traglastverhältnisse $V_{Rd,ct,bw}/V_{Rd,ct}$ zwischen 0,34 und 0,61. Für $L_b/u = 1000 - 2000$ liegen die Ergebnisse bei 0,54 - 0,73. Zusammenfassend liefert das Modell ohne Berücksichtigung einer Kammerversfüllung für dicke Platten auf schlanken Trägern stärkere Traglastabminderungen als die derzeitige Regelung der Zulassung. Bei steifen Trägern bzw. geringen Trägerspannweiten sind insbesondere für dünne Platten progressivere Ergebnisse zu erwarten.

Bild 5.16, unten rechts stellt die Traglastverhältnisse für den Fall der maximal anrechenbaren Kammerverschfüllung gemäß Code Card 18 dar ($\beta_f = 0,7$). Qualitativ ergeben sich die gleichen Kurvenverläufe wie bei $\beta_f = 1,0$. Insbesondere im Bereich von $L_b/u = 300 - 500$ führt der Faktor $\beta_f = 0,7$ zu höheren rechnerischen Traglasten, das Verhältnis $V_{Rd,ct,bw}/V_{Rd,ct}$ steigt um 13 - 26 Prozentpunkte. Für Durchbiegungen von $L_b/u = 1000 - 2000$ bewirkt β_f geringere Steigerungen um 7 - 14 Prozentpunkte. Angesichts der teilweise starken Auswirkungen von β_f auf die Bemessungsergebnisse ist anzumerken, dass zur Ableitung dieses Faktors keine direkt vergleichbaren Versuche vorliegen. Eine Verschfüllung lag zwar bei insgesamt sechs der zur Auswertung herangezogenen Versuche vor, jedoch waren gleichzeitig jeweils andere Parameter unterschiedlich (Kapitel 5.2.2). Außerdem lag die werkseitige Kammerverschfüllung bei dem eigenen Versuch IFB265M lediglich an der Randplatte vor, während bei den fünf verwendeten finnischen Versuchen die Hohlkammern aller Platten verschfüllt waren.

Die Berücksichtigung einer Kammerverschfüllung wurde in der aktuellen Fassung der Code Card 18 von 2007 gegenüber der von 2003 aufgrund der begrenzten Versuchsdatenbasis konservativer geregelt. Bei Platten mit einer Dicke ab 32 cm war eine Verschfüllung früher durch $\beta_f \geq 0,5$ anzurechnen. In der aktuellen Fassung von 2007 ist der kleinstmögliche Abminderungsfaktor für alle Plattendicken einheitlich zu $\beta_f = 0,7$ festgelegt. Grundsätzlich kann der gleiche Faktor β_f in dem finnischen und dem eigenen Modell andere Auswirkungen auf die Berechnungsergebnisse haben. Durch den Ansatz des gewählten Faktors β_f bei der Kalibrierung der μ -Werte (Kapitel 5.4.2) und bei der statistischen Auswertung werden die vorliegenden Versuchsergebnisse zwar konsistent berücksichtigt, zur Übertragbarkeit von β_f auf die Bemessung beliebiger anderer Systeme sind anhand der begrenzten Versuchsdaten jedoch keine allgemeinen Aussagen möglich. Zuletzt ist bei einer Kammerverschfüllung in der Praxis fraglich, ob die gleiche Qualität wie in den Laborversuchen erreicht wird.

Aus den zuvor genannten Gründen ist zu prüfen, ob die Bedeutung des Faktors β_f bzw. einer Kammerverschfüllung bei der Bemessung abzumindern ist. Eine Verringerung des Einflusses ist zu erreichen, indem β_f auf 0,75 oder 0,8 anstatt 0,7 nach unten begrenzt wird (vgl. Gleichung 5.12). In Bild 5.16 sind entsprechende Bemessungsergebnisse dargestellt. Bei $\beta_f = 0,8$ und $L_b/u = 300 - 500$ liegt $V_{Rd,ct,bw}/V_{Rd,ct}$ zwischen 0,42 - 0,71. Damit werden die Traglastverhältnisse durch eine Verschfüllung um 9 - 17 Prozentpunkte gesteigert. Im Bereich von $L_b/u = 1000 - 2000$ ergeben sich Verhältnisse $V_{Rd,ct,bw}/V_{Rd,ct}$ von 63 - 78 %, was Traglaststeigerungen von 5 - 9 Prozentpunkten durch eine Verschfüllung entspricht. Es ist festzuhalten, dass die Auswirkungen von β_f vom Plattentyp, dem Eigengewichtsanteil sowie der relativen Trägerdurchbiegung abhängen und bei kleinen Verhältnissen $V_{Rd,ct,bw}/V_{Rd,ct}$ zunehmen.

Bei der Nachrechnung verschiedener Praxisbeispiele ergaben sich drei weitere Fragestellungen. Die Ergebnisse in Bild 5.16 bzw. die Bemessungswiderstände bei biege-weicher Lagerung $V_{Rd,ct,bw}$ wurden (unter Berücksichtigung des jeweiligen Eigengewichtsanteils) nach Gleichung 5.15 iterativ bestimmt. Aufgrund der Beeinflussung des

Widerstands durch die Einwirkungen $V_{Ed,comp}$ nach dem Fugenverguss ist eine direkte Bemessung wie bei starrer Lagerung zunächst nicht möglich. Um auf eine Iteration bei der praktischen Bemessung zu verzichten, kann in der Berechnung der Verhältniswert $\alpha_{comp} = V_{Ed,comp}/(0,4 V_{Rd,ct})$ angesetzt werden. Damit wird im Vorfeld der Bemessung ein Anteil der Ausbau- und Nutzlasten am Traglastwiderstand abgeschätzt. Der vorgeschlagene Wert liegt lediglich bei voller Ausnutzung des Widerstands und $V_{Rd,ct,bw}/V_{Rd,ct} < 0,4$ auf der unsicheren Seite. Allgemein ergeben sich bei nur teilweiser Ausnutzung des Widerstands größere Verhältnisse $V_{Rd,ct,bw}/V_{Rd,ct}$ als in Bild 5.16. Dies ist darauf zurückzuführen, dass geringe Einwirkungen $V_{Ed,comp}$ entsprechend geringe Beanspruchungen der Platten infolge biegeweicher Lagerung hervorrufen.

Zur Ermittlung der Beanspruchungen infolge biegeweicher Lagerung werden in den Gleichungen 5.12 bis 5.15 die Einwirkungen V_{comp} (bzw. deren Bemessungswert $V_{Ed,comp}$) auf die Randplatten nach Aktivierung einer Verbundwirkung mit dem Träger berücksichtigt. Nach der Modellvorstellung werden im Bruchzustand stets die maximal möglichen Reibkräfte in der Lagerfuge aktiviert, die (nach dem Fugenverguss) von der Einwirkung V_{comp} und von dem fiktiven Reibbeiwert μ in der Lagerfuge abhängen (Kapitel 5.4.1). Da die Reibkräfte mit der horizontalen Schubkraft c in Querrichtung der Platten im Gleichgewicht stehen, werden die zugehörigen Beanspruchungen $\tau_{xz,c}$ und $\tau_{zy,c}$ ebenfalls in Abhängigkeit der Einwirkung V_{comp} berechnet. Die Beanspruchungen infolge Querbiegung können neben den Einwirkungen auf die Randplatten allerdings auch von anderen Lasten beeinflusst werden. Sämtliche Lasten einer Decke wirken sich auf die Trägerverkrümmung und damit den Krümmungsunterschied zwischen Träger und Platten bzw. die Querbiegebeanspruchung aus. Der Faktor k_v nach Gleichung 5.14 zur Berücksichtigung der Querbiegung wurde anhand von FE-Berechnungen symmetrischer Systeme mit gleichmäßiger Belastung und ohne nennenswerte Linien- oder Einzellasten auf dem Träger festgelegt. Davon ausgehend lassen sich beliebige Einwirkungen berücksichtigen, indem zunächst die Querkraft $V_{b,comp,sym}$ des Trägers am Auflager infolge einer symmetrischen (beidseitigen und gleichmäßigen) Querkraftbelastung v_{comp} durch die Platten berechnet wird:

$$V_{b,comp,sym} = 2 \cdot v_{comp} \cdot \frac{L_b}{2} = v_{comp} \cdot L_b \quad (5.16)$$

Die tatsächliche Querkraft am Trägerende $V_{b,comp}$ ergibt sich aus dem statischen System und den Einwirkungen. Da die Querkraft und damit die Änderung der Trägerverkrümmung je Längeneinheit proportional zur Trägerverkrümmung im Bereich der Randplatte ist, kann damit ein modifizierter Faktor k_v zur Berücksichtigung der Querbiegung bei beliebigen Einwirkungen berechnet werden:

$$k_v = 1 + \beta_f \frac{L_b^3}{EI_b} \frac{EI_{sl,q}}{b_{sl}^3} \cdot \frac{V_{b,comp}}{v_{comp} \cdot L_b} \quad (5.17)$$

Beispielsweise zusätzliche Einzel- und Linienlasten oder lokal erhöhte Flächenlasten führen zu einer stärkeren Trägerverkrümmung bzw. Querbiegebeanspruchung gegenüber einem System mit gleichmäßiger flächiger Belastung der Platten. Da in diesem Fall $V_{b,comp} > v_{comp} \cdot L_b$ gilt, wird der Faktor k_v entsprechend vergrößert. Weiterhin ist k_v nach Gleichung 5.17 besser zur Bemessung von Spannbeton-Fertigdecken auf Randträgern geeignet. Bei allen Versuchen und in den FE-Modellen zur Ableitung von Gleichung 5.14 lagerten Platten zu beiden Seiten der betrachteten Mittelträger bzw. es wurden entsprechende Symmetriebedingungen genutzt. Für einen Randträger gilt im Unterschied dazu $V_{b,comp} \approx 0,5 \cdot v_{comp} \cdot L_b$ und es ergibt sich der gleiche Faktor k_v wie bei einem Träger mit beidseitiger Belastung aber doppelter Biegesteifigkeit.

Zuletzt hat die Ermittlung der Trägersteifigkeit Einfluss auf die Bemessungsergebnisse. Bei den Versuchsnachrechnungen wurden stets ungerissene Querschnitte angesetzt. Das Verhältnis der bezogenen Biegesteifigkeiten $1/\alpha = L_b^3/EI_b \cdot EI_{sl,q}/b_{sl}^3$ berücksichtigt nach der Modellvorstellung den lokalen Krümmungsunterschied zwischen den Randplatten und dem Träger. In diesem Bereich liegen geringe Biegebeanspruchungen vor, so dass geringere Steifigkeitsverluste infolge Rissbildung als in Feldmitte zu erwarten sind. Bei allen Spannbetonträgern der Versuche trat nach Auswertung der Datenbank keine Rissbildung im Auflagerbereich auf. Bei den Stahlträgern (IFB- und Hutprofile) und den verschiedenen Verbundträgern wurde der geringfügige mögliche Steifigkeitsverlust durch eine Rissbildung des Vergussbetons im Bereich der Randplatte vernachlässigt.

In der Praxis ist dagegen insbesondere bei Stahlbetonträgern eine nennenswerte Biegerissbildung mit entsprechendem Steifigkeitsverlust bis in die Auflagerbereiche möglich und sollte ggf. berücksichtigt werden. Bei Ansatz der geringeren Steifigkeit im gerissenen Zustand nimmt der Bemessungswiderstand ab. Die Durchlaufwirkung eines Trägers kann grundsätzlich analog zum finnischen Modell durch den Ansatz einer effektiven Spannweite (Abstand zwischen den Momentennullpunkten) anstelle der Stützweite erfasst werden. Abgesehen von einem Versuch aus Finnland liegen jedoch keine Untersuchungen zur Absicherung dieser Vorgehensweise vor. Beim Ansatz einer Durchlaufwirkung sind ebenfalls nichtlineare Steifigkeiten der Träger oder der Verbindung zwischen Träger und Stützen zu beachten.

6 Zusammenfassung und Ausblick

Die Querkrafttragfähigkeit von Spannbeton-Fertigdecken (vorgespannte Hohlplatten) wird bei einer Lagerung auf biegeweichen Trägern anstelle von starren Auflagern wie Wandscheiben deutlich herabgesetzt. Mit zunehmender Trägerverformung infolge äußerer Belastung geht die gleichmäßige Linienlagerung des Ausgangssystems allmählich verloren und es treten Beanspruchungen in Querrichtung der Platten auf. Das frühzeitige Versagen der Platten wird insbesondere durch ihre Verbundwirkung mit dem Träger, die Trägerverformung sowie den Plattenquerschnitt beeinflusst. Durch offene Fragen zum Tragverhalten bei biegeweicher Lagerung und Unsicherheiten bei der Bemessung wird derzeit das Bauen mit Spannbeton-Fertigdecken eingeschränkt. Die Ziele der vorliegenden Arbeit waren daher eine grundlegende Analyse des Tragverhaltens bei biegeweicher Lagerung und die Entwicklung eines wirklichkeitsnahen Bemessungsansatzes für Querkraft.

Die experimentelle Untersuchung des Tragverhaltens umfasste acht Querkraftversuche an zweifeldrigen Deckensystemen, in deren Mitte die Platten auf einem biegeweichen deckengleichen Stahlträger (IFB-Profil) lagerten. Zur Bestimmung von Referenztraglasten fanden zusätzlich Querkraftversuche an Einzelplatten mit starrer Lagerung statt. Parameter der ersten vier Großversuche waren unter anderem der Plattentyp und die Biegesteifigkeit des IFB-Profils. In Anlehnung an übliche Randbedingungen aus der Praxis wurden zudem verschiedene Auflagerdetails und das Ausbetonieren einzelner Hohlkammern sowie seitliche Verformungsbehinderungen der Randplatten an den Trägerebenen untersucht. In den weiteren vier Versuchen wurden modifizierte Randplatten ohne Randkammern bzw. mit werkseitig verfüllten Kammern sowie eine Reduzierung der Verbundtragwirkung zwischen Träger und Platten zur Steigerung der Querkrafttragfähigkeit analysiert.

In den Großversuchen war stets ein Schubzugversagen der Randplatten der Deckenfelder maßgebend. Das Verhältnis zwischen den Traglasten der Großversuche mit biegeweicher Lagerung und der Referenzversuche mit starrer Lagerung lag zwischen $v_{bw}/v_s = 0,52 - 0,78$. Im Bruchzustand betrug die Mittendurchbiegung der Träger etwa $L/100$ im ersten Versuch mit einem schlankeren und rund $L/200$ in den übrigen Versuchen mit einem steiferen IFB-Profil. Ein Einfluss der Trägersteifigkeit auf das Traglastverhältnis v_{bw}/v_s war im untersuchten Wertebereich nicht feststellbar. Eine Begrenzung der Trägerverformung verminderte vorrangig die Beanspruchungen der Platten infolge Querbiegung und Querkraft. Grundsätzlich traten Längsrisse infolge Querbiegung und Querkraft jedoch entsprechend der Trägerverkrümmung zumeist nur an den inneren Platten der Deckenfelder auf und waren nicht für das Versagen der maßgebenden Randplatten verantwortlich. Nach den Messergebnissen fand trotz einer Rissbildung der Vergussfugen der Decken eine nennenswerte Verbundtragwirkung zwischen Träger und Platten statt. Das frühzeitige Querkraftversagen ist im Wesentlichen auf den daraus resultierenden Schubfluss in Querrichtung der Decke und entsprechende Schubverformungen der Randplatten zurückzuführen.

Aus den Versuchen mit unterschiedlichen Parametern lassen sich folgende Schlüsse zur Auswirkung verschiedener Randbedingungen auf das Tragverhalten ziehen. So gleicht ein 10 mm dicker Elastomerstreifen in der Lagerfuge Unebenheiten und zum Teil die unvollständige Auflagerung der Platten infolge der Trägerverkrümmung aus. Das nachträgliche Ausbetonieren einzelner Hohlkammern führte zu keiner messbaren Traglaststeigerung, obwohl die Versagensform eines Versuchs auf eine Erhöhung des Widerstands gegenüber der Schubverformung hindeutet. Bei einer werkseitigen Kammerverschüttung wurde durch den verbesserten Verbund zwischen Fertigplatten und Vergussbeton eine deutliche Traglaststeigerung erzielt. Ein weiterer Versuch mit werkseitig modifizierten Randplatten ohne äußere Hohlkammern verdeutlichte, dass vor allem die Qualität der Verfüllungen bzw. der Stege im Randbereich des Querschnitts entscheidend ist. Aufgrund einer ungleichen Verdichtung über die Breite erreichten die modifizierten Platten eine geringere Tragfähigkeit als die Standardquerschnitte. Eine Verringerung der Verbundtragwirkung im Bereich der Randplatten führte in einem von zwei Versuchen zu einer messbaren Traglaststeigerung.

Zur weiteren Untersuchung des Tragverhaltens von Spannbeton-Fertigdecken bei unterschiedlicher Auflagerung fanden dreidimensionale nichtlineare FE-Berechnungen statt. In Modellen der Referenzversuche an starr gelagerten Einzelplatten wurden zunächst die Parameter eines plastischen Materialmodells für Beton kalibriert. Anschließend folgte die Abbildung der Großversuche mit der Verbundwirkung zwischen Träger und Platten als entscheidendem Parameter. Die numerischen Analysen lieferten vertiefte Erkenntnisse zum Tragverhalten und zum Schädigungsmechanismus der Randplatten bei biegeweicher Lagerung. Der horizontale Schubfluss in Querrichtung und die zugehörigen Schubverformungen wurden als Hauptursache des frühzeitigen Querkraftversagens der Randplatten bestätigt. Infolge Reibung in der Lagerfuge kommt es auch bei gerissenen Vergussfugen besonders in den äußersten Plattenstegen eines Deckenfeldes zur Überlagerung der Beanspruchungen infolge Spannkrafteinleitung, Querkraft und Verbundtragwirkung.

Ein weiteres Ergebnis der Simulationen war, dass über die Längsfugen zwischen den Platten Querkräfte zu den Rändern einer Decke umgelagert werden. Dies beeinflusst die Tragfähigkeit der Randplatten jedoch nur geringfügig, da die zusätzliche Belastung vorrangig über die nicht maßgebenden Stege nahe der benachbarten inneren Platte abgetragen wird. Durch die konzentrierte Auflagerung der Platten im Bereich der äußeren Stege infolge der Verkrümmung des Trägers wird selbst ohne eine Verbundwirkung zwischen Träger und Platten nicht die volle Tragfähigkeit bei starrer Lagerung erreicht. Ein Teil der Traglastabminderung ist somit auch im Bereich der Randplatten nahe dem Trägerende auf eine Beanspruchung durch Querbiegung bzw. eine gewisse Vierendeeltragwirkung in Querrichtung innerhalb der Platten zurückzuführen. Allgemein wird analog zu den Randplatten auch durch die inneren Platten einer Decke ein horizontaler Schubfluss übertragen. Durch ein Abstützen auf den Randplatten ist die Einleitung des Versagens an den inneren Platten jedoch nur bei lokal erhöhter Verbundwirkung mit dem Träger oder stark verminderter Zugfestigkeit zu erwarten.

Die FE-Modelle bildeten die durchgeführten Versuche gut ab und wurden für weiterführende Auswertungen herangezogen. Im nächsten Schritt wurden Kammerverfüllungen und seitliche Zwängungen als Maßnahmen zur Traglaststeigerung untersucht. Danach hängt die Wirksamkeit einer Kammererfüllung vorrangig von der Steifigkeit des Vergussbetons und dessen Verbund zur Platte ab. Durch Verfüllungen sind deutliche Traglaststeigerungen möglich, wenn diese schon bei sehr kleinen Verformungen des spröden vorgefertigten Plattenquerschnitts aktiviert werden und den Schubfluss über geneigte Druckstreben in den Träger ableiten. Seitliche Zwängungen mit unterschiedlichen Steifigkeiten und in verschiedenen Höhenlagen der Randplatten führten in den Berechnungen bestenfalls zu einer geringfügigen Traglaststeigerung. Bei zu hoher Steifigkeit oder einer Verformungsbehinderung im unteren Plattenbereich nahm die Traglast sogar ab.

Anhand einer Parameterstudie wurde abschließend der Einfluss der Trägersteifigkeit auf das Tragverhalten bestimmt. Die Querkrafttragfähigkeit lässt sich grundsätzlich durch eine Erhöhung der Trägersteifigkeit steigern. Allerdings sind nennenswerte Traglaststeigerungen nur mit erheblicher Vergrößerung der Steifigkeit zu erreichen. Mit zunehmender Trägersteifigkeit ändert sich die Beanspruchung der Randplatten in Querrichtung kaum. Es findet lediglich ein gleichmäßigerer Lastabtrag über die Plattenbreite statt, d.h. die Querbiegung bzw. Vierendeeltragwirkung der Randplatten wird vermindert. Nach den Berechnungsergebnissen sind selbst sehr steife Träger mit Durchbiegungen von etwa $L/3000$ unter Gebrauchslasten noch als biegeweich einzuordnen. Ein konkreter Grenzwert der Trägerverformung als Kriterium zur Unterscheidung zwischen biegeweicher und starrer Lagerung war dementsprechend nicht zu bestimmen. Vielmehr erschien es sinnvoll, anstelle von pauschalen Durchbiegungskriterien und Ausnutzungsgraden der Traglast bei starrer Lagerung ein konsistentes Bemessungsmodell zu entwickeln. Damit sollten auch Konstruktionen mit vermeintlich steifen Auflagerträgern für die Platten untersucht werden.

Zur Ableitung eines Bemessungsansatzes wurde eine Datenbank mit 31 Versuchen aus Finnland und Deutschland an Deckensystemen mit biegeweich gelagerten Spannbeton-Fertigdecken erstellt. Nach einer Auswertung der verfügbaren Daten wurden 21 Versuche mit verschiedenen Träger- und Plattentypen für weitere Untersuchungen herangezogen. Abgesehen von Hohlkammerverfüllungen wiesen diese Versuche keine besonderen Parameter mit nennenswerten Auswirkungen auf das Tragverhalten auf.

Zunächst wurden die Versuche mit einem bestehenden Bemessungsmodell von *Pajari* nachgerechnet, das u.a. in der finnischen Norm Code Card 18 Eingang fand. In diesem Modell bzw. Code Card 18 berücksichtigen so genannte k_{cd} -Werte die Verbundwirkung zwischen Träger und Platten und bestimmen demzufolge die rechnerische Abminderung der Traglast infolge biegeweicher Lagerung. Die k_{cd} -Werte sind vor allem abhängig vom Trägertyp und von der Plattendicke. Sie wurden von *Pajari* empirisch durch iterative Versuchsnachrechnungen bestimmt. Im ersten Schritt fanden Vergleichsrechnungen zur Bestimmung der k_{cd} -Werte auf Grundlage der Code Card 18

statt. Anschließend wurde *Pajari's* Modellvorstellung zur Berücksichtigung einer biegeweichen Lagerung in das Nachweiskonzept für Querkraft bei starrer Lagerung der bauaufsichtlichen Zulassungen in Deutschland integriert. Anhand der Versuche aus der Datenbank wurden daraufhin k_{cd} -Werte abgeleitet, mit denen eine Bemessung bei biegeweicher Lagerung in Anlehnung an die Zulassungen möglich ist.

Abschließend wurde ein eigener Bemessungsansatz entwickelt, der im Unterschied zum finnischen Modell die in Versuchen beobachtete Rissbildung zwischen dem Träger und den Platten berücksichtigt. Danach werden nennenswerte Verbundkräfte zwischen den Bauteilen im Bruchzustand nur infolge Reibung im überdrückten unteren Querschnittsbereich und in der Lagerfuge übertragen. Die Traglastabminderung infolge biegeweichen Lagerung wird auf die Beanspruchungen der Randplatte durch eine horizontale Schubkraft entsprechend dem Schubfluss und Querbiegung zurückgeführt. Die Schubspannungen im maßgebenden Randsteg der Randplatten infolge der horizontalen Schubkraft werden analytisch bestimmt. Die Einflüsse aus der Querbiegung werden durch einen empirischen Faktor berücksichtigt, der auf dem Verhältnis der Biegesteifigkeit des Trägers auf der einen und der Querbiegesteifigkeit der Platte auf der anderen Seite basiert. Als Modellparameter dient ein fiktiver Reibbeiwert μ in der Lagerfuge, der die Verbundwirkung zwischen Träger und Platten erfasst. Abweichend vom finnischen Modell sind zur Bestimmung des Parameters μ für unterschiedliche Träger- und Plattentypen jedoch keine aufwendigen Großversuche erforderlich. Die Bruchlasten der Versuche aus der Datenbank ließen sich mit dem entwickelten Ansatz gut nachrechnen. Ein ausreichendes Sicherheitsniveau im Zuge des Nachweiskonzeptes der Zulassungen wurde nachgewiesen. Zur weiteren Absicherung des Ansatzes fand eine Parameterstudie mit zwei Plattentypen statt.

Die vorliegende Arbeit liefert weiterführende Erkenntnisse zum Tragverhalten sowie einen Beitrag zur praxisgerechten und zielsicheren Bemessung von Spannbeton-Fertigdecken bei biegeweicher Lagerung. Aus den Ergebnissen der Parameterstudie zum neuen Bemessungsansatz wurden Empfehlungen und offene Fragen zur Anwendung in der Praxis abgeleitet. Zur Berücksichtigung einer Hohlkammervorfüllung wurde ein Abminderungsfaktor β_f aus Code Card 18 für die Beanspruchungen infolge biegeweichen Lagerung übernommen, der bei schlanken Trägern eine deutliche Steigerung der rechnerischen Tragfähigkeit ergibt. Daher sollten weitere Untersuchungen zum Einfluss von β_f auf die Bemessungsergebnisse durchgeführt und ggf. ein modifizierter Faktor abgeleitet werden. Weiterer Forschungsbedarf besteht darin, die Auswirkungen einer Durchlaufwirkung des Trägers auf das Tragverhalten genauer zu bestimmen. Ein Versuch aus Finnland lässt eine höhere Traglaststeigerung erwarten als derzeit rechnerisch berücksichtigt wird.

7 Literatur

- /ABP04/ Allgemeines Bauaufsichtliches Prüfzeugnis Nr. P-20040369: Dauerelastisches Schubweich-Verformungslager Calenberg Cigular Dachdeckenlager. Antragsteller Calenberg Ingenieure GmbH, Materialprüfanstalt für Werkstoffe und Produktionstechnik Hannover, 2004.
- /ABP05/ Allgemeines Bauaufsichtliches Prüfzeugnis Nr. A 16-BvL-2005: Unbewehrte Elastomerlager Typ ESZ C-15-D. Antragsteller ESZ Wilfried Becker GmbH, Technische Universität München, 2005.
- /Arc07/ ArcelorMittal: Slim Floor: An innovative concept in slab flooring with no springing. Produktinformation Arcelor Commercial Sections S.A., Luxembourg, 2007.
- /Bai08/ *Bailey C.G.*: Brandversuche an Spannbeton-Fertigdecken. BWI - Betonwerk International, Nr. 6, S. 172-177, 2008.
- /Baž83/ *Bažant Z.P., Oh B.H.*: Crack Band Theory for Fracture of Concrete. *Materiaux et Construction (RILEM)* 16, Nr. 93, S. 155-177, 1983.
- /Bec85/ *Becker R.J., Buettner D.R.*: Shear tests of extruded hollow-core slabs. *PCI Journal*, Vol. 30, No. 2, S. 41-51, 1985.
- /Ber08/ *Bertram G., Hegger J.*: Vorgespannter Ultrahochfester Beton, (Querkraft- und Verankerungsverhalten). 49. Forschungskolloquium des DAfStb, Aachen, Juni 2008, S. 169-178, 2008.
- /Ber09/ *Bertagnoli G., Mancini G.*: Failure analysis of hollow-core slabs tested in shear. *Structural Concrete*, Vol. 10, No. 3, S. 139-152, 2009.
- /Bod96/ *Bode H., Stengel J., Sedlacek G., Feldmann M., Müller C.*: Untersuchung des Tragverhaltens bei Flachdecken-Systemen (Slim-Floor-Konstruktionen) mit verschiedener Ausbildung der Platten und verschiedener Lage der Stahlträger. P261, Endbericht Universität Kaiserslautern, RWTH Aachen, 1996.
- /Bod00/ *Bode H., Heppes O.*: Flachdecken mit integrierten Stahlträgern. Forschungsbericht Deutscher Ausschuss für Stahlbau DAST, Universität Kaiserslautern, Fachgebiet Stahlbau, 2000.
- /Bor96/ *Borgogno W., Fontana M.*: Versuche zum Tragverhalten von Betonhohlplatten mit flexibler Auflagerung bei Raumtemperaturen und Normbrandbedingungen. Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, Bericht Nr. 219, 1996.
- /Bro05/ *Broo H., Lundgren K., Engström B.*: Shear and torsion interaction in prestressed hollow core units. *Magazine of Concrete Research*, Vol. 57, No. 9, S. 521-533, 2005.

- /Bro07/ *Broo H., Lundgren K., Engström B.*: Shear and torsion in prestressed hollow core units: finite element analyses of full-scale tests. *Structural Concrete*, Vol. 8, No. 2, S. 87-99, 2007.
- /Bül08/ *Bülte S.*: Zum Verbundverhalten von Spannstahl mit sofortigem Verbund unter Betriebsbeanspruchung. Lehrstuhl und Institut für Massivbau der RWTH Aachen, Dissertation, 2008.
- /CCD07/ Code Card No 18: Design of hollow core slabs supported on beams. English edition, Update 25.06.2007, 2007. (Original edition in Finnish, for use in combination with the Finnish concrete standard RakMK B4).
- /CEB91/ Comité Euro-International du Béton: CEB-FIP Model Code 1990. Design code, Lausanne, final draft published by the Comité Euro-International du Béton as Bulletins d'Information 203-205, 1991.
- /CUR05/ CUR/BmS-Aanbeveling 104: Vloeren van kanaalplaten met geïntegreerde liggers. CUR/BmS voorschriftencommissie 53, 2005.
- /DAS03/ Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb): Erläuterungen zu DIN 1045-1. Heft 525, Fachbereich 07 des NA Bau im DIN Deutsches Institut für Normung e.V., 2003.
- /DIBt04/ Deutsches Institut für Bautechnik: Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Nr. Z-15.10-228, Spannbeton-Hohlplattendecke nach DIN 1045-1: 2001-07, System BRESPA, 2004.
- /DIBt05/ Deutsches Institut für Bautechnik: Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Nr. Z-16.32-417, ESZ Gleitlagerschlauch, 2005.
- /DIBt07a/ Deutsches Institut für Bautechnik: Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Nr. Z-15.10-225, Spannbeton-Hohlplattendecke nach DIN 1045-1: 2001-07, System VMM, 2007.
- /DIBt07b/ Deutsches Institut für Bautechnik: Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Nr. Z-26.2-49, DELTA Verbundträger, 2007.
- /DIBt09/ Deutsches Institut für Bautechnik: Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Nr. Z-15.10-228, Spannbeton-Hohlplattendecke nach DIN 1045-1: 2008-08, System BRESPA, 2009.
- /DIN91/ DIN 1048-5: Prüfverfahren für Beton. Festbeton, gesondert hergestellte Probekörper. Beuth Verlag, 1991.
- /DIN01a/ DIN 1055-100: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 100: Grundlagen der Tragwerksplanung, Sicherheitskonzept und Bemessungsregeln. Beuth Verlag, 2001.
- /DIN01b/ DIN EN 206: Beton - Teil 1: Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität. Deutsche Fassung EN 206-1:2000, Beuth Verlag, 2001.

- /DIN02a/ DIN 18800-7: Stahlbauten. Teil 7: Ausführung und Herstellerqualifikation. Beuth Verlag, 2002.
- /DIN02b/ DIN EN 1990: Eurocode - Grundlagen der Tragwerksplanung. Deutsche Fassung EN 1990:2002, Beuth Verlag, 2002.
- /DIN05/ DIN EN 1992-1-1: Eurocode 2 - Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken. Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau. Deutsche Fassung EN 1992-1-1: 2004, Beuth Verlag, 2005.
- /DIN06/ DIN EN 1994-1-1: Eurocode 4 - Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton. Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Anwendungsregeln für den Hochbau. Deutsche Fassung EN 1994-1-1: 2004, Beuth Verlag, 2006.
- /DIN08/ DIN 1045-1: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton. Teil 1: Bemessung und Konstruktion. Beuth Verlag, 2008.
- /DIN09/ DIN EN 1168: Betonfertigteile – Hohlplatten. Deutsche Fassung EN 1168: 2005+A2:2009. Beuth Verlag, 2009.
- /Fel98/ *Feldmann M., Müller C., Stengel J.*: Zum Tragverhalten von Stahlflachdecken. Bauingenieur 73 (1998), Nr. 10, S. 427-434, 1998.
- /Fel05/ *Fellinger J., Stark J., Walraven J.*: Shear and anchorage behaviour of fire exposed hollow core slabs. HERON, Vol. 50, No 4, S. 279-301, 2005.
- /Fer02/ *Ferreira M.d.C., Bajic K.*: Hollow core slab units with different support conditions. Master thesis, Department of concrete structures, Royal Institute of Technology, Stockholm, Sweden, 2002.
- /fib00/ *fib* CEB FIP bulletin 6: Special design considerations for precast prestressed hollow core floors. Guide to good practice prepared by *fib* Commission 6, Prefabrication, 2000.
- /fib08/ *fib* CEB FIP bulletin 43: Structural connections for precast concrete buildings. Guide to good practice prepared by Task Group 6.2, 2008.
- /Fin07a/ *Fink J., Ondris L.*: New Shear Connectors for Composite Girders – Experiences with ABAQUS Push-Out Test Simulations. 5th International Symposium "Computational Civil Engineering 2007", Iași, Rumänien, S. 379-395, 2007.
- /Fin07b/ *Fink J., Petraschek T., Ondris L.*: Weitere neue Dübelformen für Verbundbau und numerische Simulation von Push-Out-Versuchen mit ABAQUS. Bericht für TU Wien, ZID, 2007.
- /FIP88/ FIP recommendation: Precast prestressed hollow core floors. Thomas Telford, London, 1988.

- /Fon96/ *Fontana M., Borgogno W.*: Slim Floors - System Behaviour and Fire Resistance of Hollow Core Slabs on Flexible Beams. Proceedings of the Engineering Foundation Conference "Composite Construction in Steel and Concrete", Irsee, Germany, Published by ASCE, 1996.
- /Fu07/ *Fu F., Lam D., Ye J.Q.*: Parametric study of semi-rigid composite connections with 3-D finite element approach. *Engineering Structures* 29 (2007), S. 888-898, 2007.
- /Gir92/ *Girhammer U.A.*: Design principles for simply supported prestressed hollow core slabs. *Structural Engineering*, Vol. 4, No. 4, S. 301-316, 1992.
- /Gir08/ *Girhammer U.A., Pajari M.*: Tests and analysis on shear strength of composite slabs of hollow core units and concrete topping. *Construction and Building Materials*, Vol. 22, No. 8, S. 1708-1722, 2008.
- /Gor06/ *Goralski C.*: Zusammenwirken von Beton und Stahlprofil bei kammerbetonierten Verbundträgern. Lehrstuhl und Institut für Massivbau der RWTH Aachen, Dissertation, 2006.
- /Har00/ *Hartz U.*: Auflagerung von Hohlplatten. *Mitteilungen des Deutschen Instituts für Bautechnik*, Heft 5, S. 174-175, 2000.
- /Haw06/ *Hawkins N.M., Gosh, S.K.*: Shear strength of hollow-core slabs. *PCI Journal*, Vol. 51, No. 1, S. 110-114, 2006.
- /Heg01/ *Hegger J., Kerkeni N.*: Zum Verbundverhalten von Spannlitzen in Spannbeton-Hohlplatten auf biegeweichen Stahlträgern (Slim-Floor). Gutachten, Hegger + Partner Beratende Ingenieure GbR, Aachen, 2001.
- /Heg03a/ *Hegger, J.*: Bemessung und Konstruktion von vorgespannten Decken im Hochbau. *Der Prüfenieur* (23), Oktober 2003, S. 19-28, 2003.
- /Heg03b/ *Hegger J., Kerkeni N., Doser H.P.*: Gutachten zur Umstellung der Zulassungen von Spannbeton-Hohlplatten auf das Normenkonzept nach DIN 1045-1:2001. Hegger + Partner Beratende Ingenieure GbR, Aachen, 2003.
- /Heg05/ *Hegger J., Bülte S.*: Stahldeckensysteme mit Spannbeton-Fertigdecken. *Bauen mit Stahl, Dokumentation 614, Stahlgeschossbau – Deckensysteme*, 2005.
- /Heg07/ *Hegger J., Roggendorf T.*: Einfluss der biegeweichen Lagerung auf das Tragverhalten von Slim-Floor-Konstruktionen. *Institutsbericht Nr. 184/2007*; Lehrstuhl und Institut für Massivbau, RWTH Aachen, 2007.
- /Heg08a/ *Hegger J., Will N., Bülte S., Kommer B.*: Zum Verbundverhalten von Litzen mit sofortigem Verbund in selbstverdichtendem Beton. *Betonwerk + Fertigteil-Technik (BFT)*, Heft 3, S. 12-19, 2008.

- /Heg08b/ *Hegger J., Kerkeni N., Roggendorf T.*: Zum Tragverhalten von Slim-Floor-Konstruktionen. Beton- und Stahlbetonbau 103, Heft 1, S. 2-11, 2008.
- /Heg09/ *Hegger J., Roggendorf T., Teworte F., Klippel M.*: Shear strength analyses of prestressed hollow core slabs. Deutsche SIMULIA-Konferenz 2009, Würzburg, Germany, 2009.
- /Hep04/ *Heppes O., Feldmann M.*: Composite behaviour of slim floor beams with head plates. Proceedings of the 5th International Conference “Composite Construction in Steel and Concrete V”, South Africa, 2004, published by ASCE and SEI, 2006.
- /Hib07/ *Hibitt, Karlsson, Sorensen, Pawtucket*: ABAQUS Online Documentation. Version 6.7, Dassault Systèmes, SIMULIA, 2007.
- /Hic03/ *Hicks S.J., Lawson R.M.*: Design of Composite Beams Using Precast Concrete Slabs. The Steel Construction Institute, Publication Number SCI P287, 2003.
- /Hic04/ *Hicks S., Lawson R.M., Lam D.*: Design Considerations for Composite Beams Using Precast Concrete Slabs. Proceedings of the 5th International Conference “Composite Construction in Steel and Concrete V”, South Africa, 2004, published by ASCE and SEI, 2006.
- /Hil81/ *Hillerborg A.*: The Application of Fracture Mechanics to Concrete. Stockholm: Swedish Cement and Concrete Research Institute, Contemporary European Concrete Research, 1981.
- /Hir82/ *Hirschfeld K.*: Baustatik - Dritte Auflage / Erster und Zweiter Teil, Springer-Verlag Berlin Heidelberg New York, 1982.
- /Hor91/ *Hordijk D. A.*: Local Approach to Fatigue of Concrete. Delft University of Technology, Dissertation, 1991.
- /Hoy39/ *Hoyer E.*: Der Stahlsaitenbeton. Otto Elsner Verlagsgesellschaft, Berlin Wien Leipzig 1939.
- /Inf08/ InfoGraph GmbH: InfoCAD 8.0 Benutzerhandbuch. 2008. (Programmversion 8.11).
- /Jon88/ *Jonsson E.*: Shear capacity of prestressed extruded hollow-core slabs. Nordic Concrete Research, No. 7, S. 167-187, 1988.
- /Ker04/ *Kerkeni N.*: Programmbeschreibung LIMFES. H+P Ingenieure GmbH & Co. KG, Aachen, 2004.
- /Ker05/ *Kerkeni N., Hegger J., Bülte S.*: Slim-Floor-Decken: Konstruktion, Bemessung und Anwendung. 49. Ulmer Beton- und Fertigteil-Tage, Betonwerk + Fertigteil-Technik (BFT), Heft 2, S. 174-175, 2005.

- /Kle01/ *Klein-Holte R.*: Slim-Floors - Deckenfelder aus Spannbeton-Hohlplatten mit integrierten Trägern. Bundesverband Spannbeton-Hohlplatten, 2001.
- /Kom09/ *Kommer B.*: Zur Verbundverankerung bei Vorspannung mit sofortigem Verbund in Hochleistungsbetonen. Lehrstuhl und Institut für Massivbau der RWTH Aachen, Dissertation, 2009.
- /Kuh04/ *Kuhlmann U., Rieg A.*: Flachdecken mit Slim-Floor-Profilen. VDI-Gesellschaft Bautechnik (Hrsg.): Jahrbuch 2004, Düsseldorf: VDI-Verlag, 2004.
- /Kuh07/ *Kuhlmann U., Hauf G., Konrad M., Raichle J.*: Schubtragfähigkeit von Slim-Floor Trägern. Schlussbericht zu Forschungsvorhaben ZP 52-5-17.12-1109/04 des DIBt, Universität Stuttgart, 2007.
- /Kuh08/ *Kuhlmann U., Hauf G.*: Technisch-wirtschaftlicher Vergleich von Slim-Floor Decken und konventionellen Bauweisen von Flachdeckenkonstruktionen. Forschung für die Praxis P 747, FOSTA, Forschungsvereinigung Stahlanwendung e.V. im Stahl-Zentrum, 2008.
- /Kup73/ *Kupfer H.*: Das Verhalten des Betons unter mehrachsiger Kurzzeitbelastung unter besonderer Berücksichtigung der zweiachsigen Beanspruchung. Deutscher Ausschuss für Stahlbetonbau DAfStb, Heft 229, 1973.
- /Lam00a/ *Lam D., Elliott K.S., Nethercot D.A.*: Parametric study on composite steel beams with precast concrete hollow core floor slabs. Journal of Constructional Steel Research 54 (2000), S. 283-304, 2000.
- /Lam00b/ *Lam D., Elliott K.S., Nethercot D.A.*: Designing composite steel beams with precast concrete hollow-core slabs. Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Structures and Buildings, vol. 140, S.139-149. 2000.
- /Lam06/ *Lam D., Fu F.*: Behaviour of semi-rigid composite beam-column connections with steel beams and precast hollow core slabs. Proceedings of the 5th International Conference "Composite Construction in Steel and Concrete V", South Africa, 2004, published by ASCE and SEI, S. 443-454, 2006.
- /Lan01/ *Lange J., Feith J., Kleinschmitt J.*: Versuche zur Querkrafttragfähigkeit von Spannbetonhohlplatten auf IFB-Trägern. Prüfbericht Nr. 01-02p, Institut für Stahlbau und Werkstoffmechanik, TU Darmstadt, 2001.
- /Lan05/ *Lange J.*: Flachdecken in Stahlbauweise – Bemessung von Randträgern. Stahlbau 74 (2005), Nr. 8, S. 580-586, 2005.
- /Law06/ *Lawson R.M., Leskelä M.*: Slim Floor Construction. Structural Engineering International (Journal of IABSE), Vol. 2, 1996, S. 122-126, 1996.
- /Lee98/ *Lee J., Fenves G.L.*: Plastic-Damage Model for Cyclic Loading of Concrete Structures. Journal of Engineering Mechanics 124, S. 892-900, 1998.

- /Les91a/ *Leskelä M.V.*: Strength reduction in hollow-core slabs when supported by beams and girders. Nordic Concrete Research, Publication No. 10, Oslo, Norway, 1991.
- /Les91b/ *Leskelä M.V.*: The shear failure condition in the hollow-core slab units loaded by vertical and transverse shear force components. Journal of Structural Mechanics, Finnish Association for Structural Mechanics, Espoo, Finland, S. 22-29, 1991.
- /Les93/ *Leskelä M.V.*: Slim-Floor beam: Design criteria and structural behaviour. Proceedings of the ASCE conference Composite Construction II, S. 182-197, 1993.
- /Les95/ *Leskelä M.V., Pajari M.*: Reduction of the Vertical Shear Resistance in Hollow-Core Slabs when Supported on Beams. Proceedings of the Concrete 95 Conference, Brisbane, Australia, 1995.
- /Les99/ *Leskelä M.V.*: Design Aspects for the Hollow Core Slabs Supported on Beams. Proceedings of the *fib* Symposium 1999, Prague, Czech Republic, S. 325-330, 1999.
- /Les01/ *Leskelä M.V.*: Intentional and unintentional shear connections in shallow floor composite structures. rilem International Symposium on Connections between Steel and Concrete, Stuttgart, Germany, Volume Two, S. 1392-1401, 2001.
- /Les04/ *Leskelä M.V.*: Accounting for the effects of non-ductile shear connections in composite beams. Proceedings of the 5th International Conference "Composite Construction in Steel and Concrete V", South Africa, 2004, published by ASCE and SEI, S. 293-303, 2006.
- /Lub89/ *Lubliner J., Oliver J., Oller S., Oñate E.*: A Plastic-Damage Model for Concrete. International Journal of Solids and Structures 25, No. 3, S. 299-326, 1989.
- /Lun04/ *Lundgren K., Broo H., Engström B.*: Analyses of hollow core floors subjected to shear and torsion. Structural Concrete, Vol. 5, No. 4, S. 161-172, 2004.
- /Mal00/ *Malaska M.*: Behaviour of a semi-continuous beam-column connection for composite slim floors. Dissertation for the degree of Doctor of Science in Technology, Helsinki University of Technology, Espoo, Finland, 2000.
- /Map09/ Maple 13.0: Computer Algebra System. Maplesoft, a division of Waterloo Maple Inc. 1996 - 2009, 2009.

- /Meh90/ *Mehlhorn G., Keuser M.*: Rechnerische Untersuchung des Verankerungsbereiches von Spannbeton-Hohlplatten mit Hilfe der Finite-Elemente-Methode. Abschlussbericht zum Forschungsvorhaben „Schubspannungen aus Spannkrafteinleitung“, Kassel, 1990.
- /Nit01/ *Nitsch A.*: Spannbetonfertigteile mit teilweiser Vorspannung aus hochfestem Beton. Lehrstuhl und Institut für Massivbau der RWTH Aachen, Dissertation, 2001.
- /Paj89/ *Pajari M.*: Design of Prestressed Hollow Core Slabs. Technical Research Centre of Finland, Research Report 657, 1989.
- /Paj94/ *Pajari M., Yang L.*: Shear capacity of hollow core slabs on flexible supports. Technical Research Centre of Finland, VTT research notes 1587, Espoo, 1994
- /Paj95/ *Pajari M.*: Shear resistance of prestressed hollow core slabs on flexible supports. Technical Research Centre of Finland, Dissertation for the degree of Doctor of Technology, VTT Publications 228, Espoo, 1995.
- /Paj98a/ *Pajari M., Koukkari H.*: Shear Resistance of PHC Slabs supported on Beams I: Tests. Journal of Structural Engineering 124, S. 1051-1061, 1998.
- /Paj98b/ *Pajari M.*: Shear Resistance of PHC Slabs supported on Beams II: Analysis. Journal of Structural Engineering 124, S. 1062-1073, 1998.
- /Paj04a/ *Pajari M.*: Pure torsion tests on single hollow core slabs. VTT Research Notes 2273, Espoo, 2004.
- /Paj04b/ *Pajari M.*: Shear-torsion tests on 400 mm hollow core floor. VTT Research Notes 2274, Espoo, 2004.
- /Paj04c/ *Pajari M.*: Shear-torsion interaction tests on single hollow core slabs. VTT Research Notes 2275, Espoo, 2004.
- /Paj04d/ *Pajari M.*: Shear-torsion tests on 200 mm hollow core floor. VTT Research Notes 2276, Espoo, 2004.
- /Paj05a/ *Pajari M.*: Resistance of prestressed hollow core slabs against web shear failure. VTT Building and Transport, Research Notes 2292, Espoo, 2005.
- /Paj08/ *Pajari M., Möronen L.*: New k_{cd} values for BNK 18. Research Report No. VTT-S-06422-08, requested by Suomen Betonitieto Oy, Technical Research Centre of Finland, 2008.
- /Paj09/ *Pajari M.*: Web shear failure in prestressed hollow core slabs. Journal of Structural Mechanics, Vol. 42, No. 4, S. 207-217, 2009.
- /Pal07/ *Palermo A., Della Bella M.*: Reliability of shear-strength expressions for hollow-core slabs. Studies and Researches Vol. 27, Graduate School in Concrete Structures – Fratelli Pesenti Politecnico di Milano. Italy, 2007.

- /Pei07/ Peikko Deutschland GmbH: DELTABEAM Verbundträgersystem. Anwenderprospekt und Technische Informationen, Waldeck, 2007.
- /Pfe04/ *Pfeiffer U.*: Die nichtlineare Berechnung ebener Rahmen aus Stahl- oder Spannbeton mit Berücksichtigung der durch das Aufreißen bedingten Achsendehnung. Lehrstuhl für Massivbau der Technischen Universität Hamburg-Harburg, Dissertation, 2004.
- /Pis92/ *Pisanty A.*: The shear strength of extruded hollow-core slabs. *Materials and Structures*. Vol. 25, No. 148, S. 224-230, 1992.
- /Plu10/ *Plum C.M., Peltonen S.*: Brandversuche mit Deltabeam / Hohldeckenelement – Feuerwiderstand von Spannbetonhohlplatten bei Auflagerung auf Deltabeam Verbundträger ohne Brandschutzverkleidung. *Betonwerk + Fertigteil-Technik (BFT)*, Heft 3, S. 10-17, 2010.
- /RDCT09/ R Development Core Team: R: A language and environment for statistical computing. R Foundation for Statistical Computing, Vienna, Austria, (URL <http://www.R-project.org>), 2009.
- /Ric09/ *Ricker M.*: Zur Zuverlässigkeit der Bemessung gegen Durchstanzen bei Einzelfundamenten. Lehrstuhl und Institut für Massivbau der RWTH Aachen, Dissertation, 2009.
- /RIL83/ RILEM/CEB/FIP RECOMMENDATION RC 6: Bond Test for Reinforcing Steel. 2. Pull-Out Test, 2nd Edition, May 1983.
- /Roo04/ *Roos E.*: Sicherheitstechnische Untersuchung bezüglich des Behälterabsturzes auf den Hallenboden des TBL-Gorleben für den Behälter CASTOR HAW 20/28 CG – Teil 1 - Benchmark. MPA-Auftrags-Nr.: 831 801 001, Materialprüfungsanstalt (MPA) Universität Stuttgart, 2004.
- /Ruh77/ *Ruhnau J., Kupfer H.*: Spaltzug-, Stirnzug- und Schubbewehrung im Eintragungsbereich von Spannbett-Trägern. *Beton- und Stahlbetonbau*, Heft 7, 1977, S. 175-179.
- /Sar82/ *Sarja A., Nykyri P.*: Rotational model for the determination of the shear capacity of reinforced and prestressed concrete structures. Technical Research Centre of Finland, Report No. 76, Espoo, 1982.
- /Sch79/ *Schrage I.*: Über den Bewegungswiderstand von unverankerten Elastomer-Lagern. Dissertation, Institut für Bauforschung der RWTH Aachen, 1979.
- /Sch05/ *Schütt J.*: Ein inelastisches 3D-Versagensmodell für Beton und seine Finite-Elemente-Implementierung. Fakultät für Bauingenieur-, Geo- und Umweltwissenschaften der Universität Fridericiana zu Karlsruhe (TH), Dissertation, 2005.
- /Sch06/ *Schnell J., Ackermann F.*: Versuche zu Querkrafttragfähigkeit von Spannbetonhohlplatten auf biegeweicher Lagerung. Bericht Nr. 06024Ack/527, TU Kaiserslautern, 2006.

- /Sch07a/ *Schnell J., Ackermann F., Nitsch A.*: Tragfähigkeit von Spannbeton-Fertigdecken auf biegeweichen Auflagern. Beton- und Stahlbetonbau, Vol. 102, Nr. 7, S. 456-461, 2007.
- /Sch07b/ *Schäfer M.*: Zum Tragverhalten von Flachdecken mit integrierten hohlkastenförmigen Stahlprofilen. Dissertation, Institut für konstruktiven Ingenieurbau, Bergische Universität Wuppertal, 2007.
- /Smi89/ *Smith S., William K. J., Gerstle K. H., Sture S.*: Concrete over the Top, or: Is there Life after Peak? ACI Materials Journal 86, S. 491-497, 1989.
- /Ste96/ *Stempniewski L., Eibl J.*: Finite Elemente in Stahlbeton. Betonkalender Band 85, Berlin, Ernst & Sohn Verlag, S. 577-647, 1996.
- /Tap05/ *Tape W., Kennedy J., Madugula M., Collavino L.*: Bearing capacity of grouted and ungrouted recessed ends in hollow core slabs. PCI Journal, No. 6, S. 88-95, 2005.
- /Uij85/ *den Uijl J.A.*: Verbundverhalten von Spanndraht-Litzen im Zusammenhang mit Rissbildung im Einleitungsbereich. Betonwerk + Fertigteil-Technik (BFT), Heft 1, S. 18-26, 1985.
- /Uij90/ *den Uijl J.A.* : Resistance against vertical shear loading of longitudinal joints between prestressed hollow core slabs. Delft University of Technology, Report 25.5-90-8/VFC, 1990.
- /Yan94/ *Yang L.*: Design of Prestressed Hollow Core Slabs with reference to web shear failure. ASCE Journal of Structural Engineering, 120, No. 9, S. 2675-2696, 1994.
- /Wal83/ *Walraven J.C., Mercx W.P.M.*: The bearing capacity for prestressed hollow core slabs. HERON, No. 3, Vol. 28, S. 1-46, 1983.
- /Wal92/ *Walraven J.C., van der Marel A.P.*: Experiments on hollow core slabs supported along three edges. Division of Mechanics and Structures, Delft, 1992.
- /Wal04/ *Walraven J.C., Lappa E.-S.*: Spannbetonhohlplatten unter dynamischer Beanspruchung - Ein neues Bemessungskonzept auf Basis von DIN 1045-1 und EC2. BFT International, Vol. 70, No. 4, S. 56-62, 2004.
- /Win08/ *Winkler K., Stangenberg F.*: Numerical Analysis of Punching Shear Failure of Reinforced Concrete Slabs. ABAQUS User Conference Newport, Rhode Island, S. 244-258, 2008.
- /Zie06/ *Ziegler M.*: Unterlagen zur Vorlesung Bodenmechanik III. Lehrstuhl für Geotechnik im Bauwesen, RWTH Aachen, 2006.
- /Zho00/ *Zhongcheng M.*: Fire Safety Design Of Composite Slim Floor Structures. Dissertation for the degree of Doctor of Science in Technology, Helsinki University of Technology, Espoo, Finland, 2000.

Finnische Versuchsberichte (Quellen der Datenbank)

- /Iso94/ *Iso-Mustajärvi P.:* MEK-liittopalkin ja ontelaaston kuormituskoe (Load test on MEK composite beam and hollow core floor). Research report 253/94, Tampere University of Technology, Building Construction, 1994.
- /Kou90a/ *Koukkari H., Sarja A.:* Metalien leukapalkkien ja ontelolaataston kuormituskokeet (Loading test for hollow core slabs supported on flexible beams), Research report RAT01854/90, VTT Technical Research Centre of Finland, 1990.
- /Kou90b/ *Koukkari H., Sarja A.:* Metalien leukapalkkien ja ontelolaataston kuormituskokeet (Loading test for hollow core slabs supported on flexible beams), Research report RAT01839/90, VTT Technical Research Centre of Finland, 1990.
- /Kou90c/ *Koukkari H., Sarja A.:* Deltapalkin ja ontelolaataston kuormituskoe (Loading test for hollow core slabs supported on Delta beam). Research report RAT01814/90, VTT Technical Research Centre of Finland, 1990.
- /Kou93a/ *Koukkari H., Pajari M.:* Loading Test on 265 mm hollow core floor supported on prestressed concrete beam. Research report RAT-IR-20/1993, VTT Technical Research Centre of Finland, 1993.
- /Kou93b/ *Koukkari H.:* Loading Test on 265 mm hollow core floor with topping supported on prestressed concrete beam. Research report RAT-IR-19/1993, VTT Technical Research Centre of Finland, 1993.
- /Paj93a/ *Pajari M.:* Loading test for 400 mm hollow core floor supported on prestressed concrete beams. Research report RAT-IR-3/1993, VTT Technical Research Centre of Finland, 1993.
- /Paj93b/ *Pajari M.:* Loading test for 400 mm hollow core floor supported on steel beams. Research report RAT-IR-4/1993, VTT Technical Research Centre of Finland, 1993.
- /Paj93c/ *Pajari M.:* 265 mm hollow core floor supported on prestressed concrete beam under evenly distributed load. Research report RAT-IR-5/1993, VTT Technical Research Centre of Finland, 1993.
- /Paj94a/ *Pajari M.:* Loading Test for 265 mm hollow core floor supported on reinforced concrete beams. Research report RTE5-IR-7/1994, VTT Technical Research Centre of Finland, 1994.
- /Paj94b/ *Pajari M.:* Loading Test for 265 mm hollow core floor supported on continuous beams. Research report RTE5-IR-4/1994, VTT Technical Research Centre of Finland, 1994.
- /Paj98c/ *Pajari M.:* Load test on hollow core slab floor. Research report RTE30146/98, VTT Technical Research Centre of Finland, 1998.

- /Paj00/ *Pajari M.*: Load test on hollow core floor. Research report RTE47/00, VTT Technical Research Centre of Finland, 2000.
- /Paj02/ *Pajari M.*: Load test on hollow core floor. Research report RTE868/02, VTT Technical Research Centre of Finland, 2002.
- /Paj05b/ *Pajari M.*: Load test on hollow core slab floor with steel beams. Research report RTE3405/05, VTT Technical Research Centre of Finland, 2005.
- /Paj06a/ *Pajari M.*: Load test on hollow core slab floor with prestressed concrete beam. Research report VTT-S-07331-06, VTT Technical Research Centre of Finland, 2006.
- /Paj06b/ *Pajari M.*: Load test on hollow core slab floor with concrete beam. Research report VTT-S-2303-06, VTT Technical Research Centre of Finland, 2006.
- /Paj06c/ *Pajari M.*: Load test on hollow core slab floor with Delta beam. Research report VTT-S-2555-06, VTT Technical Research Centre of Finland, 2006.
- /Paj07/ *Pajari M.*: Load test on hollow core slab floor with A-beam. Research report RTE868/07, VTT Technical Research Centre of Finland, 2007.
- /Suo02/ *Suonio M., Taskinen A.*: LUJABEAM-palkin (LB) laatastokoe (Test on hollow core floor with LUJABEAM (LB)). Tampere University of Technology, Building Construction, 2002.

ANHANG

A 1	BEMESSUNGSKONZEPTE FÜR QUERKRAFT.....	1
A 1.1	Starre Lagerung	1
A 1.2	Biegeeweiche Lagerung	6
A 2	EXPERIMENTELLE UNTERSUCHUNGEN.....	10
A 2.1	Allgemeines	10
A 2.2	Details der Versuchsaufbauten.....	10
A 2.3	Übersicht und Lage der Messstellen.....	12
A 2.4	Versuchsauswertung und Versuchsablauf.....	14
A 2.5	Versuch 1.....	18
A 2.6	Versuch 2.....	30
A 2.7	Versuch 3.....	44
A 2.8	Versuch 4.....	54
A 2.9	Versuch 5.....	63
A 2.10	Versuch 6.....	71
A 2.11	Versuch 7	78
A 2.12	Versuch 8.....	84
A 2.13	Plattenabmessungen	90
A 3	VERSUCHSDATENBANK.....	91
A 3.1	Rechnerische Auswertungen	91
A 3.2	Tabellierte Daten und Kurzberichte der Versuche	96
A 4	BEMESSUNGSANSATZ	189

A 1 Bemessungskonzepte für Querkraft

A 1.1 Starre Lagerung

DIN 1045-1 und bauaufsichtliche Zulassungen

Mit dem Sicherheitskonzept entsprechend DIN 1045-1 bzw. DIN 1055-100 /DIN01a/ wird der Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit $V_{Rd,ct}$ für ungerissene Querschnitte nach den bauaufsichtlichen Zulassungen des DIBt folgendermaßen ermittelt:

$$V_{Rd,ct} = f \cdot \frac{I_y \cdot b_w}{S_y} \left(\sqrt{\left(\frac{f_{ctk;0,05}}{\gamma_c} \right)^2 - \alpha_1 \cdot \sigma_{cd} \cdot \frac{f_{ctk;0,05}}{\gamma_c} - \alpha_p \cdot \tau_{cpd}} \right) \quad (\text{A 1.1})$$

- mit: f Abminderungsfaktor ($f \leq 1,0$) zur Berücksichtigung von Maßstabeffekten aus der Plattendicke (in einzelnen Zulassungen geregelt)
- I_y Flächenträgheitsmoment
- b_w Querschnittsbreite (Summe der Stegbreiten) in der betrachteten Faser
- S_y statisches Moment der Fläche oberhalb der betrachteten Faser
- $f_{ctk;0,05}$ 5%-Quantilwert der Betonzugfestigkeit; jedoch $f_{ctk;0,05} \leq 2,7 \text{ N/mm}^2$
- γ_c Teilsicherheitsbeiwert für unbewehrten Beton: $\gamma_c = 1,8$
- α_1 Beiwert zur Berücksichtigung einer linearen Zunahme der Vorspannkraft innerhalb der Übertragungslänge: $\alpha_1 = l_x / l_{bpd}$ (l_x : Abstand des Nachweisschnitts vom Anfang der Übertragungslänge, l_{bpd} : Bemessungswert der Übertragungslänge nach DIN 1045-1, Abschnitt 8.7.6)
- σ_{cd} Bemessungswert der Betonnormalspannung infolge Vorspannung:
 $\sigma_{cd} = P / A$ ($\sigma_{cd} < 0$ bei Druck)
- τ_{cpd} über l_{bpd} gemittelte Schubspannung aus Spannkrafteinleitung in der betrachteten Querschnittsfaser (vgl. Gleichung A 1.3)
- α_p Beiwert zur Berücksichtigung eines linearen Verlaufs von τ_{cpd} im Bereich der Übertragungslänge (Bild A 1.1): $\alpha_p = 2 - (h + 2 \cdot a) / l_{bpd}$
(a = Auflagerlänge; $\alpha_p \cdot \tau_{cpd} \geq 0$)

Der betrachtete Nachweisschnitt liegt im Abstand der halben Plattendicke h_{sl} von der Auflagervorderkante (Kapitel 2.2.3). Der Querschnitt ist in vertikaler Richtung in maximal 10 mm dicke Lamellen zu unterteilen, um über die Plattendicke die maßgebende Stelle für beliebige Formen der Hohlkammern zu ermitteln. Bei der Auswertung von Gleichung A 1.1 werden zur Berechnung der Normalspannung σ_x die Biegespannungsanteile aus Vorspannung und äußeren Lasten vernachlässigt und lediglich die Normalkraftanteile berücksichtigt ($\sigma_{cd} \cong \sigma_x$). Dies ist zum einen vertretbar, da der maßgebende Nachweispunkt üblicherweise in der Nähe des Schwerpunkts mit entsprechend kleinen Biegespannungen liegt. Zum anderen ist die Momentenbeanspruchung im auflagnernahen Nachweisschnitt gering und die Momente aus Vorspannung wirken denen aus äußeren Lasten entgegen.

Zur Berücksichtigung der Schubspannungen aus Spannkrafteinleitung wird τ_{cpd} in Anlehnung an /Meh90/ ermittelt. Durch Integration der Normalspannungen $\sigma_{x,p}$ infolge Vorspannung ergibt sich in einem Schnitt $M-M$ ausgehend von der Bauteiloberkante die Schubkraft T_{M-M} (Bild A 1.1):

$$T_{M-M} = - \int_{z'=0}^{z_M} \sigma_{x,p} dA \approx \sum_{i=1}^m \sigma_{x,p} \cdot h_m \cdot b_i \quad (\text{A } 1.2)$$

mit: m Anzahl der Lamellen oberhalb des untersuchten Schnittes
 h_m Lamellenhöhe
 b_i Breite der Lamelle i (Summe der Stegbreiten $\Sigma b_{w,sl,i}$)

Die Schubkraft T_{M-M} wird durch den Bemessungswert der Übertragungslänge l_{bpd} und die Summe der Stegbreiten $\Sigma b_m = \Sigma b_{w,sl,m}$ im betrachteten Schnitt $M-M$ dividiert, um die gemittelte Schubspannung $\tau_{cpd,M-M}$ zu erhalten:

$$\tau_{cpd,M-M} = \frac{T_{M-M}}{l_{bpd} \cdot \Sigma b_m} \quad (\text{A } 1.3)$$

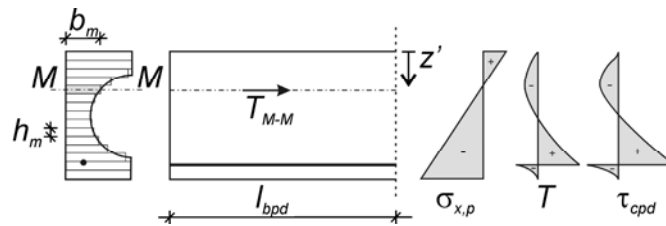


Bild A 1.1: Ermittlung der Schubspannung τ_{cpd} aus Spannkrafteinleitung

Die Schubspannungen aus Spannkrafteinleitung sind innerhalb der Übertragungslänge nicht konstant (Kapitel 2.2.3), so dass der Mittelwert τ_{cpd} mit einem vom Nachweischnitt abhängigen Faktor zu korrigieren ist. Nach den Ergebnissen von FE-Berechnungen in /Meh90/ nehmen die Schubspannungen mit zunehmender Entfernung vom Plattenende überproportional stark ab. Mit Ausnahme des Anfangsbereichs ergeben nichtlineare Simulationen in /Heg03b/ an vier unterschiedlichen Plattenquerschnitten verschiedener Hersteller und mit veränderlicher Vorspannung annähernd lineare Verläufe. Für den Nachweis der Querkrafttragfähigkeit wurde daraufhin der in Bild A 1.2 dargestellte, lineare Schubspannungsverlauf mit dem Korrekturfaktor α_p angenommen. Es ist anzumerken, dass das Nachweiskonzept damit nicht konsistent bleibt. Der ebenfalls linear angenommene Verlauf der Vorspannkraft innerhalb der Übertragungslänge ruft theoretisch eine konstante Schubspannung τ_{cpd} hervor.

Die Übertragungslänge der Vorspannung l_{bp} ist nach DIN 1045-1, Abschnitt 8.7.6 zu bestimmen. Für den Bemessungswert der Übertragungslänge l_{bpd} ist l_{bp} mit dem Faktor 0,8 oder 1,2 zu multiplizieren, je nachdem, welcher Wert ungünstiger wirkt. Die Vorspannung hat gegenläufige Auswirkungen auf die Querkrafttragfähigkeit von Spannbeton-Fertigdecken. Während die Drucknormalspannungen die Tragfähigkeit erhöhen,

wirken sich die Schubspannungen aus der Spannkrafteinleitung in den meisten Fällen traglastmindernd aus. Um mögliche Streuungen der Übertragungslänge zu berücksichtigen, ist daher bei der Bemessung sowohl der obere als auch der untere Grenzwert von l_{bpd} zu berücksichtigen und der ungünstigere Wert zu verwenden.

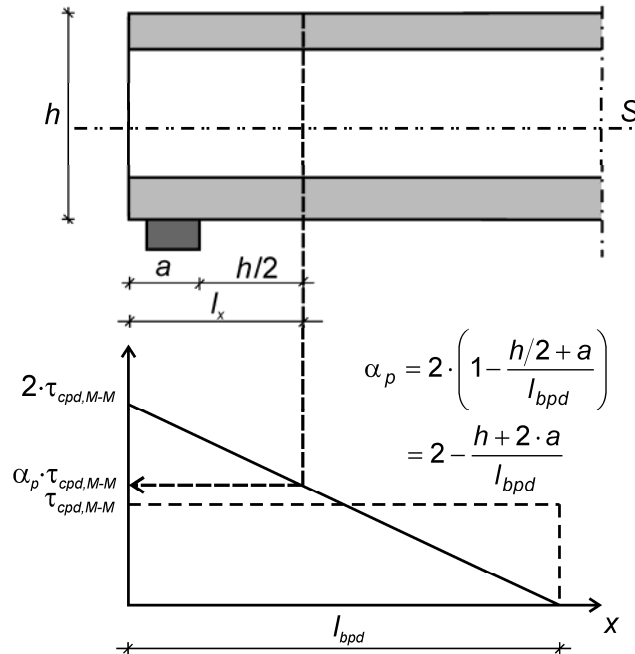


Bild A 1.2: Vereinfachter Verlauf der Schubspannung aus Spannkrafteinleitung

Die aufnehmbare Querkraft $V_{Rd,ct}$ wird über den Faktor f bei geringen Plattendicken abgemindert, um das Sicherheitsniveau von DIN 1045-1 einzuhalten. In den Zulassungen sind zum Teil unterschiedliche Abminderungsfaktoren enthalten, Sonderregelungen sind durch Versuche zu belegen. Der Wertebereich von f liegt zwischen 0,85 - 1,0.

DIN EN 1168

In DIN EN 1168 sind zwei alternative Bemessungsgleichung zur Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit in ungerissenen Bereichen gegeben. Die ausführlichere Beziehung in DIN EN 1168 entspricht sinngemäß Gleichung A 1.1 aus den Zulassungen des DIBt, wobei für die einzelnen Spannungskomponenten andere Indizes verwendet werden:

$$V_{Rd,c} = \frac{I_y \cdot b_w}{S_y} \left(\sqrt{f_{ctd}^2 - \sigma_{cp} \cdot f_{ctd}} - \tau_{cp} \right) \quad (\text{A 1.4})$$

- mit: f_{ctd} Bemessungswert der Betonzugfestigkeit
 σ_{cp} Betonnormalspannung im betrachteten Nachweispunkt ($\sigma_{cp} < 0$ bei Druck, vgl. Gleichung A 1.5)
 τ_{cp} Schubspannung aus Spannkrafteinleitung im betrachteten Nachweispunkt (vgl. Gleichung A 1.6)

Gleichung A 1.4 ist entlang einer geraden Bruchlinie auszuwerten, die ausgehend von der Auflagervorderkante in einem Winkel von 35° gegenüber der horizontalen Achse ansteigt (Kapitel 2.2.3). Dieser Nachweisschnitt zur Ermittlung der geringsten Tragfähigkeit lehnt sich einem typischen Schubzugrissverlauf von Spannbeton-Fertigdecken an und wurde nach Querschnittsanalysen von Yang /Yan94/ gewählt. Querschnitte im Abstand kleiner $h_{sl}/2$ vom Auflagerrand sind nicht nachzuweisen. Zur Unterteilung der Bruchlinie in einzelne Nachweispunkte enthält DIN EN 1168 keine Hinweise. In Anlehnung an die Regelung der Zulassungen des DIBt sollten zur Bestimmung der minimalen Querkrafttragfähigkeit entlang der um 35° geneigten Bruchlinie Punkte mit einem maximalen vertikalen Abstand von 10 mm untersucht werden.

Die Normalspannung σ_{cp} infolge Vorspannung, Eigengewicht und äußerer Lasten wird für den allgemeinen Fall mehrsträngiger Vorspannung (Lagen $i = 1$ bis n) berechnet. Dabei werden für eine beliebige Querschnittsfaser im Abstand z von der Schwereachse auch die Biegespannungsanteile berücksichtigt:

$$\sigma_{cp} = \sum_{i=1}^n \left(\frac{P_{i(x)}}{A} + \frac{P_{i(x)} \cdot e_{pi}}{I_y} \cdot z \right) + \frac{M_{Ed}}{I_y} \cdot z \quad (\text{A 1.5})$$

mit: $P_{i(x)}$ Vorspannkraft in der Spannstahllage i im betrachteten Abstand x vom Anfang der Übertragungslänge

Zur Bestimmung der Vorspannkraft $P_{(x)}$ im betrachteten Nachweispunkt ist die Übertragungslänge der Vorspannkraft l_{pt} nach DIN EN 1992-1-1, Abschnitt 8.10.2.2 zu ermitteln. Damit ist analog zu den Regelungen der Zulassungen und DIN 1045-1 ein linearer Spannkrafteinleitungsverlauf anzunehmen. Zudem sind ein oberer und unterer Grenzwert der Übertragungslänge zu berücksichtigen ($l_{pt1} = 0,8 \cdot l_{pt}$, $l_{pt2} = 1,2 \cdot l_{pt}$).

Die Schubspannung τ_{cp} infolge Spannkrafteinleitung wird allgemein für eine beliebige Faser unter Berücksichtigung von n Spanngliedlagen berechnet (Kapitel 2.2.3):

$$\tau_{cp} = \frac{1}{b_w} \cdot \sum_{i=1}^n \left[\frac{dP_{i(x)}}{dx} \cdot \left(\frac{A_o}{A} - \frac{S_y \cdot e_{pi}}{I_y} - \delta_i \right) \right] \quad (\text{A 1.6})$$

mit: δ_i Faktor zur Berücksichtigung der Spanngliedlage (ober-/unterhalb der betrachteten Querschnittsfaser):

$$\delta_i = \begin{cases} 1 & \text{wenn } z \geq e_{pi} \\ 0 & \text{wenn } z < e_{pi} \end{cases}$$

Nach Gleichung A 1.6 ergibt sich der Verlauf der Schubspannung τ_{cp} über die Längsachse allgemein durch den Term $dP_{(x)}/dx$. Abweichend von den Zulassungen des DIBt wird kein linearer Verlauf explizit vorgegeben. Das Nachweiskonzept in DIN EN 1168 berücksichtigt durch den Verweis auf DIN EN 1992-1-1, Abschnitt 8.10.2.2, wonach von einer konstanten Verbundspannung ausgegangen werden darf, konstante Schub-

spannungen infolge Spannkrafteinleitung. Es ist damit gegenüber den Zulassungen konsistent bzgl. der Verbundspannungen, Schubspannungen aus Spannkrafteinleitung und dem Verlauf der Vorspannkraft. Allerdings wird den besonders großen Schubspannungen τ_{cp} im Anfangsbereich der Übertragungslänge (Kapitel 2.2.3) nicht Rechnung getragen.

Alternativ zu Gleichung A 1.4 darf nach DIN EN 1168 für ungerissene Querschnitte folgende Bemessungsgleichung verwendet werden:

$$V_{Rd,c} = \varphi \cdot \frac{I_y \cdot b_w}{S_y} \sqrt{f_{ctd}^2 - \beta \cdot \alpha_l \cdot \sigma_{cp} \cdot f_{ctd}} \quad (\text{A 1.7})$$

mit: φ, β Abminderungsfaktoren: $\varphi = 0,8$ und $\beta = 0,9$

α_l Beiwert zur Berücksichtigung einer linearen Zunahme der Vorspannkraft innerhalb der Übertragungslänge: $\alpha_l = l_x / l_{pt2}$ (l_x : Abstand des Nachweischnitts vom Anfang der Übertragungslänge, l_{pt2} : oberer Bemessungswert der Übertragungslänge nach DIN EN 1992-1-1, Abschnitt 8.10.2.2)

σ_{cp} Bemessungswert der Betonnormalspannung infolge Vorspannung:
 $\sigma_{cp} = P / A$ ($\sigma_{cd} < 0$ bei Druck)

Schubspannungen infolge Spannkrafteinleitung werden in Gleichung A 1.7 nicht berücksichtigt. Das Bemessungsniveau wird im Gegenzug über den Faktor φ pauschal um 20 % vermindert. Zudem wird die günstig wirkende Drucknormalspannung σ_{cp} infolge Vorspannung durch den Faktor β lediglich zu 90 % angesetzt. Zur Vereinfachung werden bei der Bestimmung von σ_{cp} im Unterschied zu Gleichung A 1.5 die Biegespannungsanteile vernachlässigt. Weiterhin ist nur der obere Bemessungswert der Übertragungslänge l_{pt2} beim linearen Verlauf der Vorspannkraft zu berücksichtigen. Da die Schubspannungen infolge Spannkrafteinleitung vernachlässigt werden, hat die Vorspannung einen rein positiven Einfluss auf die rechnerische Querkrafttragfähigkeit. Die Verwendung von l_{pt2} in der Bemessung liegt somit auf der sicheren Seite.

Die Querkrafttragfähigkeit nach den Gleichungen A 1.4 bzw. A 1.7 ist für Platten mit einer Dicke von mehr als 45 cm auf 90 % zu reduzieren. Damit ergibt sich für Gleichung A 1.7 ein Vorfaktor im Wertebereich von $\varphi = 0,8$ bis $0,9 \cdot \varphi = 0,72$, was gut mit den Ergebnissen aus Versuchsnachrechnungen in /Wal83/ übereinstimmt. *Walraven* und *Mercx* berücksichtigten ebenfalls keine Schubspannungen infolge Spannkrafteinleitung und leiteten zur Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit einen Vorfaktor $\varphi = 0,75$ ab. Dieser wurde auch von *Pisanty* /Pis92/ verwendet, wobei zusätzlich die Normalspannung infolge Vorspannung durch einen Faktor $\beta = 0,8$ abgemindert wurde. Schließlich wurden die endgültigen Faktoren $\varphi = 0,8$ und $\beta = 0,9$ in DIN EN 1168 auf der Grundlage umfangreicher Versuchsnachrechnungen in /Pal07/ festgelegt.

A 1.2 Biegeweiche Lagerung

Code Card 18

Das von *Pajari* und *Leskelä* entwickelte Modell zur Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit von Spannbeton-Fertigdecken bei biegeweicher Lagerung ist nahezu unverändert in das finnische Bemessungskonzept Code Card 18 /CCD07/ eingegangen. Das ursprüngliche Modell aus /Paj95/ ist in Kapitel 2.3.4 der Arbeit ausführlich beschrieben. Nachfolgend sind die Bemessungsgleichungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit nach der aktuellen englischsprachigen Fassung von Code Card 18 aus dem Jahr 2007 zusammengestellt. Dabei werden entsprechend den Versuchsnachrechnungen in Kapitel 5 der Arbeit Konstruktionen ohne Aufbetonschicht betrachtet. Die Bemessungsgleichungen im Fall einer Aufbetonschicht sind /CCD07/ zu entnehmen.

Abweichend vom ursprünglichen Modell in /Paj95/ regelt Code Card 18 verschiedene β -Faktoren zur Berücksichtigung unterschiedlicher traglaststeigernder Randbedingungen. Eine Hohlkammerverfüllung wird durch den Faktor β_f erfasst. Die Faktoren β_i und β_b berücksichtigen eine mögliche Aufbetonschicht bzw. eine Auflagerung der Platten in der Druckzone eines Trägers. Durch den Ansatz der Einzelfaktoren ergibt sich ein resultierender Vorfaktor $\beta_r < 1$, mit dem im Hauptspannungskriterium die rechnerische Schubspannung τ_{zy} in Querrichtung der Platten infolge biegeweicher Lagerung (Kapitel 2.3.4) abgemindert wird:

$$\sigma_I = \frac{\sigma_x}{2} + \sqrt{\frac{\sigma_x^2}{4} + \tau_{xz}^2 + (\beta_r \cdot \tau_{zy})^2} \quad (\text{A } 1.8)$$

Die Normalspannung σ_x darf unter Vernachlässigung der äußeren Einwirkungen und der Biegeanteile infolge Vorspannung ermittelt werden. Mit der Plattenquerschnittsfläche A_{sl} gilt $\sigma_x = P/A_{sl}$. Die Schubspannung τ_{xz} ergibt sich zu:

$$\tau_{xz} = \frac{V_{sl} \cdot S_{sl}}{I_{sl} \cdot b_w} \quad (\text{A } 1.9)$$

mit: V_{sl} Querkraftbeanspruchung der Platte am Auflager infolge Eigengewicht und äußerer Lasten

S_{sl} statisches Moment der Fläche oberhalb der Schwereachse des Plattenquerschnitts

I_{sl} Flächenträgheitsmoment des Plattenquerschnitts

b_w minimale Summe der Stegbreiten der Platte

Bei den durchgeführten Versuchsnachrechnungen wurden die Faktoren β_f und β_b (Versuch PC265N) zur Abminderung der Querschubspannung τ_{zy} in Gleichung A 1.8 herangezogen. Die Bestimmungsgleichungen dieser Faktoren werden daher nachfolgend angegeben. Wie zuvor beschrieben werden in der vorliegenden Arbeit keine

Konstruktionen mit einer Aufbetonschicht behandelt, so dass zur Ermittlung von β_f auf /CCD07/ verwiesen wird. Der Faktor β_f hängt von der Fülltiefe und der Höhe der Hohlkammern ab. Dabei werden Verfüllung über das Standardmaß von 50 mm hinaus berücksichtigt:

$$\beta_f = 1 - (1 - \beta_{f0}) \frac{l_f - 50}{l_{f0} - 50} \geq \beta_{f0} \quad (\text{A 1.10})$$

mit: β_{f0} minimaler Abminderungsfaktor: $\beta_{f0} = 0,7$

l_f Verfülltiefe in Millimetern: $l_f > 50$ mm

l_{f0} maximal anrechenbare Verfülltiefe in Millimetern entsprechend der Hohlkammerhöhe

Die anrechenbare Tiefe einer Kammerverfüllung ist auf die Höhe der Hohlkammer begrenzt, da andere Fülltiefen in den finnischen Versuchen zur Ableitung der Code Card 18 nicht untersucht wurden. Im möglichen Wertebereich $\beta_{f0} \leq \beta_f \leq 1,0$ wird der Verlauf von β_f in Abhängigkeit der Fülltiefe linear angenommen.

Eine Auflagerung der Platten in der Druckzone eines Trägers wird durch den Faktor β_b berücksichtigt. Dieser ergibt sich zu 0,8 für den Fall, dass die Ortbetonergänzung in der Ebene der Platten durch Bewehrung, Kopfbolzen oder gleichwertige Verbindungen schubfest mit dem Träger verbunden ist und die in Bild A 1.3 dargestellten Abmessungen nicht unterschritten werden.

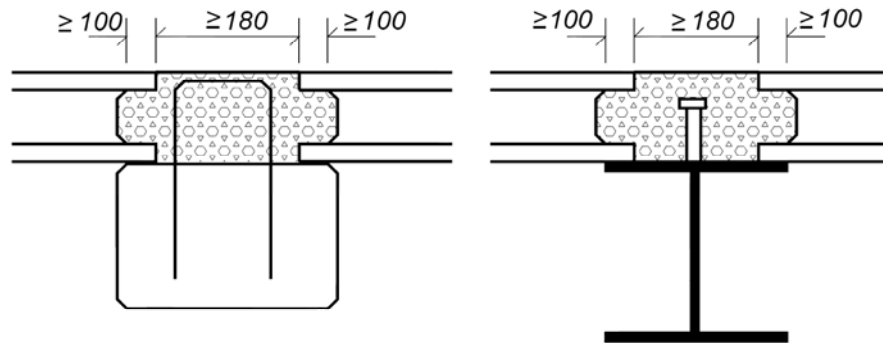


Bild A 1.3: Mindestmaße einer Ortbetonergänzung des Trägers zur Berücksichtigung einer Auflagerung der Platten in der Druckzone durch β_b /CCD07/

Die Bezeichnungen und die Gliederung der nachfolgenden Gleichungen aus Code Card 18 wurden sinngemäß an die Ausführungen in Kapitel 2.4.3 der Arbeit angepasst. Danach ergibt sich der Schubfluss v in Querrichtung der Platten infolge biege-weicher Lagerung unter Berücksichtigung des Reduktionsfaktors β_b zu:

$$v = \beta_b \frac{e_{sl,top} (EA)_{sl,top}}{(EI)_{comp}} V_b = \beta_b \frac{e_{sl,top} (E 2 b_{eff} h_{sl,top})}{(EI)_{comp}} V_b \quad (\text{A 1.11})$$

mit: β_b	Faktor zur Berücksichtigung einer Auflagerung der Platten in der Druckzone eines Trägers (Bild A 1.3, $\beta_b = 0,8$)
$e_{sl,top}$	Abstand zwischen den Schwerachsen des oberen Plattenspiegels und des gesamten Verbundquerschnitts (Bild 2.37 der Arbeit)
$(EA)_{sl,top}$	Dehnsteifigkeit des oberen Plattenspiegels ($e_{sl,top}(EA)_{sl,top} \cong (ES)_{sl,top}$)
b_{eff}	effektive Plattenbreite (Bild 2.37 der Arbeit)
$h_{sl,top}$	Dicke des oberen Plattenspiegels (Bild 2.37 der Arbeit)
EI_{comp}	Biegesteifigkeit des Verbundquerschnitts aus Träger und Platten
V_b	Querkraftbeanspruchung des Trägers am Auflager infolge der Belastungen nach der Aktivierung einer Verbundwirkung (nach dem Fugenverguss; bei nicht unterstützten Systemen ohne Eigengewicht)

Auf Grundlage des Schubflusses ν lässt sich die Querschubspannung τ_{zy} ermitteln. Dabei geht der Reduktionsfaktor β_f ein:

$$\tau_{zy} = \beta_f \frac{3}{2} \frac{\nu b_{sl}}{2 b_w b_{cr}} = \beta_f \frac{3}{4} \frac{\nu b_{sl}}{b_w b_{cr}} \quad (\text{A 1.12})$$

mit: β_f	Reduktionsfaktor nach Gleichung A 1.10 zur Berücksichtigung einer Kammerfüllung
ν	Schubfluss nach Gleichung A 1.11
b_{sl}	Plattenbreite
νb_{sl}	Querschubkraft, die durch zwei gegenüberliegende Platten (Deckenfelder zu beiden Seiten des Trägers) abzutragen ist
b_{cr}	kritische Breite ($b_{cr} = h_{sl} - h_{ct}$ mit h_{ct} : Länge des Bereichs mit konstanter Stegbreite entsprechend Bild 2.36 der Arbeit und h_{sl} : Plattendicke)
$2b_w b_{cr}$	Querschnittsfläche der Stege von zwei gegenüberliegenden Platten, auf die sich die Querschubkraft νb_{sl} rechnerisch verteilt

Bei der Bemessung nach Code Card 18 wird anstelle der effektiven mitwirkenden Plattenbreite b_{eff} aus dem ursprünglichen Modell in /Paj95/ (Gleichung A 1.11 und Bild 2.37 der Arbeit) der Modellparameter k_{cd} verwendet. Der Zusammenhang zwischen b_{eff} und k_{cd} lautet:

$$k_{cd} = \frac{b_{eff}}{L_{eff}} \quad (\text{A 1.13})$$

mit: L_{eff}	effektive Spannweite des Trägers (Abstand zwischen den Momentennullpunkten)
----------------	---

Die Modellparameter k_{cd} lassen sich durch iterative Nachrechnungen der Versuche aus Finnland (Tabelle 5.1 der Arbeit) bestimmen. Zur empirischen Ermittlung von k_{cd} -Werten für unterschiedliche Kombinationen von Träger- und Plattentypen wurden bisher insgesamt 20 Großversuche durchgeführt. In der aktuellen englischsprachigen

Fassung der Code Card 18 sind k_{cd} -Werte für die in Bild A 1.4 dargestellten Trägertypen geregelt. Die k_{cd} -Werte sind in Abhängigkeit des Trägertyps und des Plattentyps (Querschnitte bis 500 mm Dicke) Tabellen zu entnehmen.

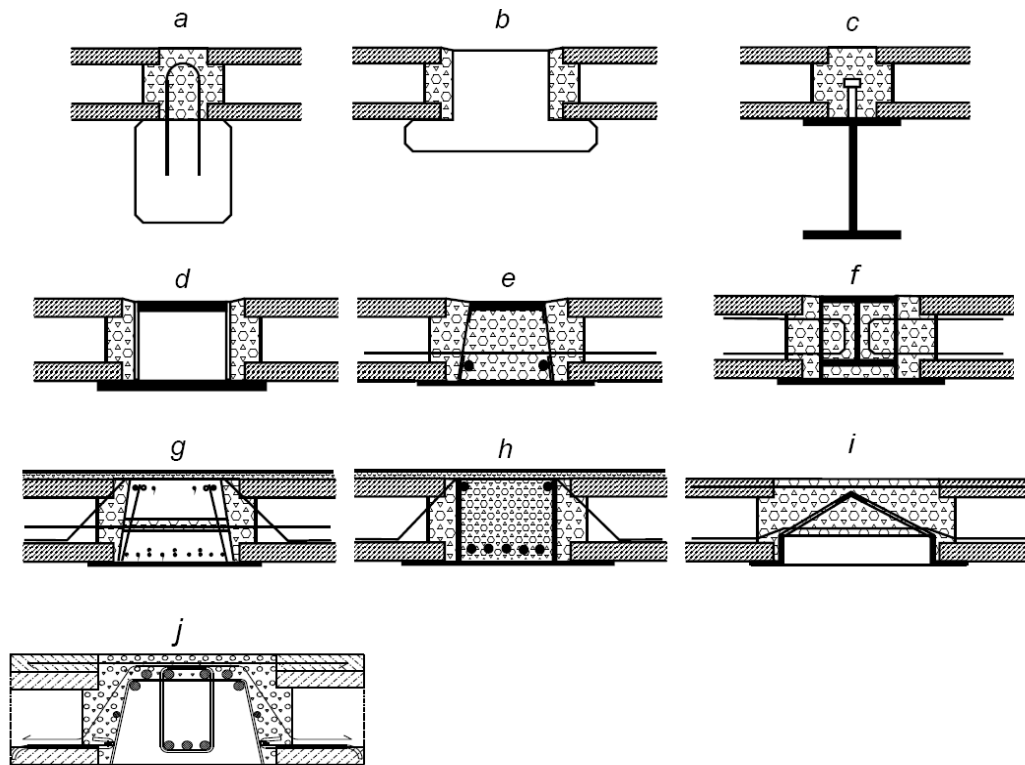


Bild A 1.4: Trägertypen, für die in Code Card 18 Modellparameter k_{cd} zur Bemessung von Spannbeton-Fertigdecken bei biegeweicher Lagerung geregelt sind /CCD07/

Eine mögliche Längsrissbildung der Platten wird nach Code Card 18 durch eine Abminderung der Vorspannkraft (rechnerischer Ausfall von Litzen) berücksichtigt, wenn die Quersugspannungen an der Plattenunterseite den Bemessungswert der Zugfestigkeit überschreiten /CCD07/. In den durchgeführten Versuchsnachrechnungen wurde kein Ausfall von Litzen angesetzt, da die Quersugspannungen im Bereich der maßgebenden Randplatten am Trägerende gering waren.

A 2 Experimentelle Untersuchungen

A 2.1 Allgemeines

Nachfolgend werden zunächst verschiedene Details der Versuchsaufbauten erläutert und Übersichten der verwendeten Messtechnik gegeben. Anschließend werden Grundlagen der durchgeführten Versuchsauswertung und der Ablauf der einzelnen Versuche beschrieben. Im Anschluss sind die Messergebnisse aller Versuche zusammengestellt. Aufgrund verschiedener Parameter und mit fortschreitender Versuchszahl wurde die Messtechnik kontinuierlich überarbeitet, so dass sich der Datenumfang einzelner Versuche unterscheidet. Die Messergebnisse sind je Großversuch wie folgt gegliedert:

- Rissbilder / Bruchbilder
- Übersicht der versuchsspezifischen Messtechnik
- Verschiebungen und Verformungen (Messstellen D, L, QP, H, RL, A)
- Dehnungen (Messstellen LI, QI, DP, DB)
- Referenzversuche

Bei Versuch 1 werden zuerst die Ergebnisse der Belastung bis zum Versagen von Deckenfeld b dargestellt. Entsprechend dem Versuchsablauf folgen die Messdaten der zweiten Belastung bis zum Bruch von Feld a. Analog dazu befinden sich die Ergebnisse von Versuch 2-a vor denen von Versuch 2-b, da in diesem Fall das Deckenfeld a als erstes versagte.

Die in den Versuchen 1 - 4 mittels DMS erfassten Querdehnungen an der Unterseite der Platten (QP) sind nicht dargestellt und können /Heg07/ entnommen werden.

A 2.2 Details der Versuchsaufbauten

Lagerungsbedingungen

In den Großversuchen wurden die Deckenfelder zur Vermeidung von unbeabsichtigten Zwängungen weitestgehend statisch bestimmt gelagert. Hierzu wurden für den Lastabtrag in Querrichtung am IFB-Profil und an den Trägern der Endauflager jeweils ein Gleitlager und ein Festlager angeordnet. In Längsrichtung des Versuchsaufbaus lagerten die Platten an den äußeren Enden auf Gleitlagern und am Mittelaufleger infolge Reibung am Flansch des IFB-Profils horizontal unverschieblich. Durch den Fugenverguss mit einer durchlaufenden Längsbewehrung lag am Mittelaufleger zudem eine (geringe) Teileinspannung vor. Die resultierenden statischen Systeme der Platten in Längsrichtung und der Träger in Querrichtung sind in Bild A 2.1 dargestellt.

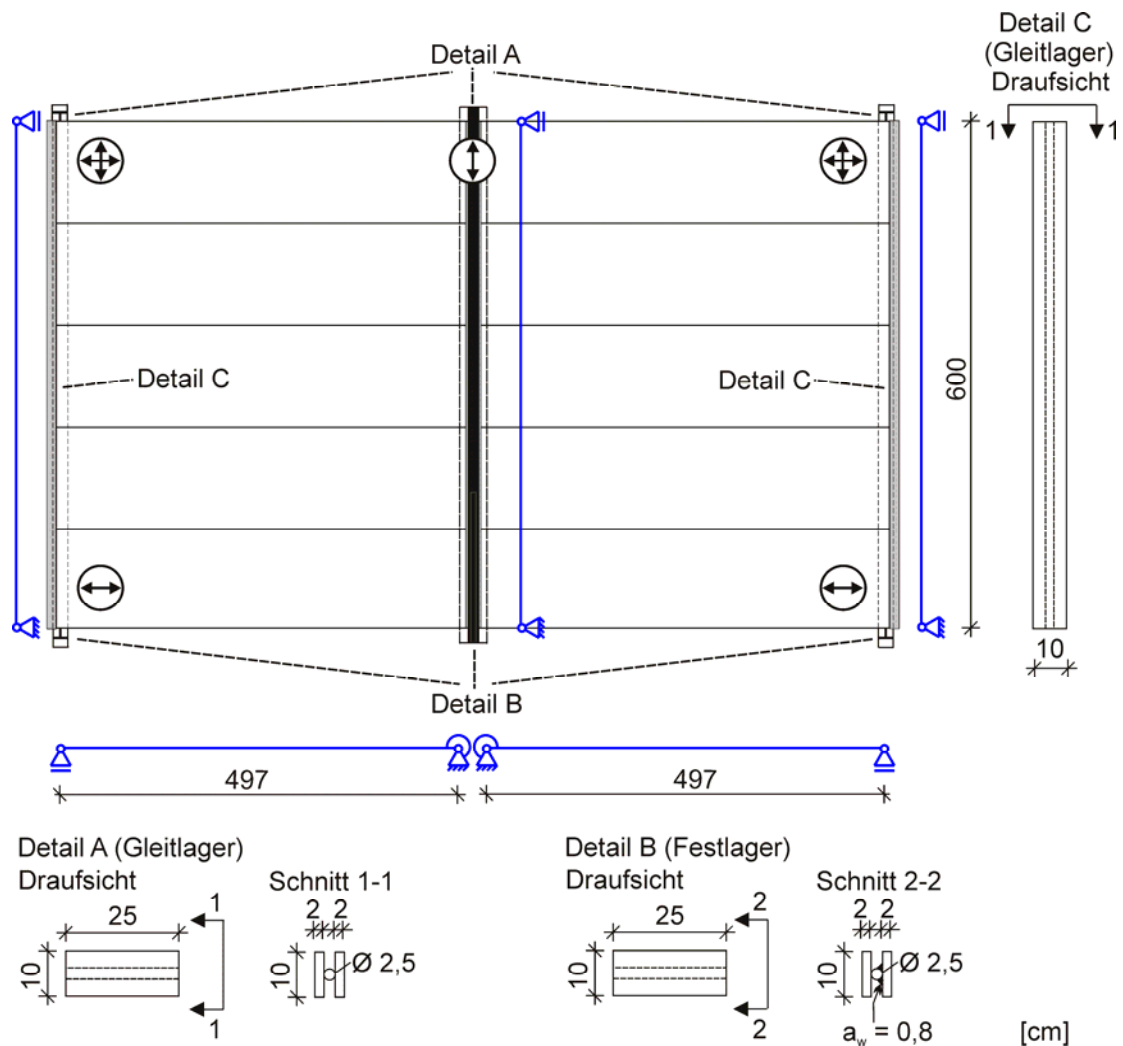


Bild A 2.1: Lagerungsbedingungen des Versuchsaufbaus

Die gelenkigen Lager wurden mit Stahlrundmaterial ($\varnothing 25$ mm) zwischen zwei Stahlplatten ($t = 20$ mm) ausgebildet. Bei den horizontal unverschieblichen Lagern wurde das Rundmaterial an der unteren Platte angeschweißt, so dass infolge Reibung Horizontalkräfte aufgenommen werden konnten und eine Auflagerverdrehung weiterhin möglich war. An den Endauflagern befand sich zwischen der Gelenkkonstruktion und den Platten noch ein Schalbrett für den Ringbalken, wodurch die möglichen Auflagerreaktionen jedoch nicht verändert wurden. Die Auflagerdetails der Platten am IFB-Profil sind in Kapitel 3.3.4 der Arbeit beschrieben.

Zusammensetzungen der Vergussbetone

In den Versuchen 1 - 3 sowie 5 - 8 wurden zum Verguss der Fugen Betone mit Hochofenzement verwendet. Im vierten Versuch kam ein Beton mit Portlandzement zum Einsatz. Der Größtkorndurchmesser betrug 16 mm in den ersten und 8 mm in den letzten vier Versuchen. Abweichungen in der Betonzusammensetzung (Tabelle A 2.1) sind auf den zeitlichen Versatz der Versuche und jeweils unterschiedliche verfügbare

Lieferbetonmischungen zurückzuführen. Eine nennenswerte Beeinflussung der Versuchsergebnisse lag hierdurch jedoch nicht vor.

Tabelle A 2.1: Zusammensetzungen der Vergussbetone

Versuch	1 - 3	4	5	6 - 8
Zementgehalt z [kg/m ³]	370 (CEM III 32,5N)	260 (CEM I 32,5R)	315 (CEM III 42,5N)	280 (CEM III 42,5N)
Flugasche f [kg/m ³]	-	60	30	60
Wassergehalt w [kg/m ³]	185	174	208	212
Zuschlag g [kg/m ³]	1797	1896	1776	1769
Größtkorn [mm]	16	16	8	8
$w / (z + 0,4 \cdot f)$ [-]	0,50	0,61	0,64	0,70

A 2.3 Übersicht und Lage der Messstellen

Tabelle A 2.2 und Bild A 2.2 geben einen Überblick aller Messstellen mit Wegaufnehmern. Tabelle A 2.3 und Bild A 2.3 sind die Messgrößen und die Positionen der Dehnmessstreifen (DMS) zu entnehmen. Zur Bezeichnung der Messtechnik werden Buchstaben für die jeweilige Messgröße und fortlaufende Nummern verwendet.

Tabelle A 2.2: Übersicht der induktiven Wegaufnehmer

Bez.	Messgröße	Position
D	Durchbiegungen	IFB-Profil: Viertelpunkte Querträger Endauflager: Feldmitte Platten 3, 6, 8, 10: 2,45 m von der Mittelachse ⁽¹⁾
L	Litzenschlupf	Platten 3, 4, 8, 9: untere Litzen der inneren Stege
QP	Querverformung Platten	Platten 3-5, 8-10: unterer Spiegel; 0,35 m von der Mittelachse ⁽¹⁾
H	Horizontalverschiebungen	IFB-Profil: oberer und unterer Flansch am Auflager Randplatten 5, 10: oberer und unterer Spiegel am IFB-Profil
RL	Rissbildung Längsfugen	Längsfugen: Ober- und Unterseite; 0,35 m von der Mittelachse ⁽¹⁾
A	Auflagerverhalten Platten	Platten 3, 5, 8, 10: Vorderkante Zugflansch IFB-Profil

⁽¹⁾ Mittelachse des Versuchsaufbaus/IFB-Profils

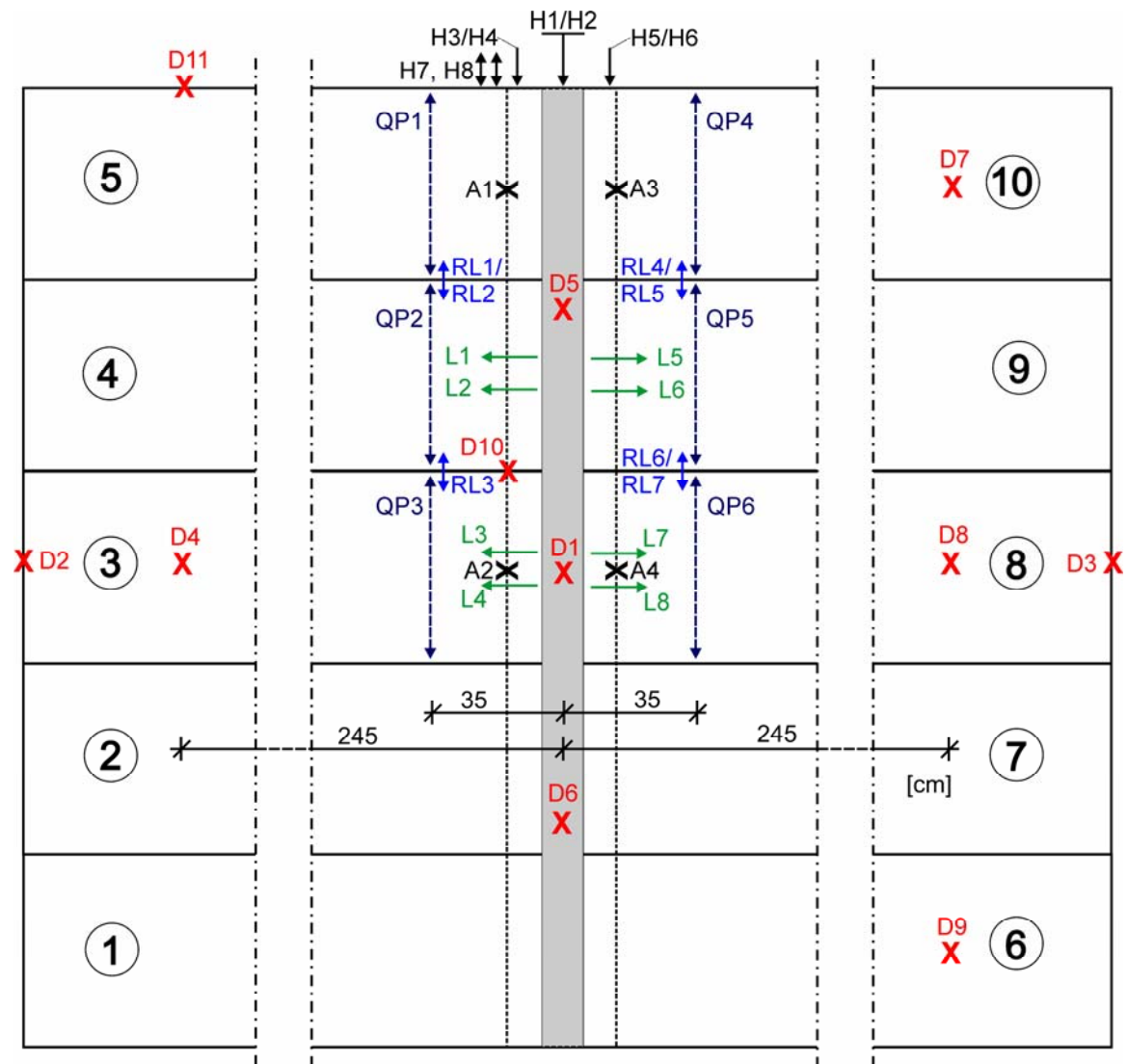


Bild A 2.2: Positionen der induktiven Wegaufnehmer

Tabelle A 2.3: Übersicht der Dehnmessstreifen (DMS)

Bez.	Messgröße	Position
QP	Querdehnung Platten ⁽¹⁾	Platten 3-5, 8-10: unterer Spiegel; 0,35 m von der Mittelachse ⁽²⁾
LI	Längsdehnung IFB-Profil	IFB-Profil: Druck- und Zugflansch; Viertelpunkte
QI	Querdehnung IFB-Profil	IFB-Profil: Zugflansch; Fünftelpunkte
DP	Dehnung Plattenstege	Randplatten 5, 10: äußere Stege; 0,35 m von der Mittelachse ⁽²⁾
DB	Dehnung Bewehrung	Längsfugen: Höhe Plattenenden; Querfugen: Feldmitte IFB-Profil

⁽¹⁾ Nummerierung fortlaufend nach den Messstellen zur Querverformung der Platten (Tabelle A 2.2)

⁽²⁾ Mittelachse des Versuchsaufbaus/IFB-Profil

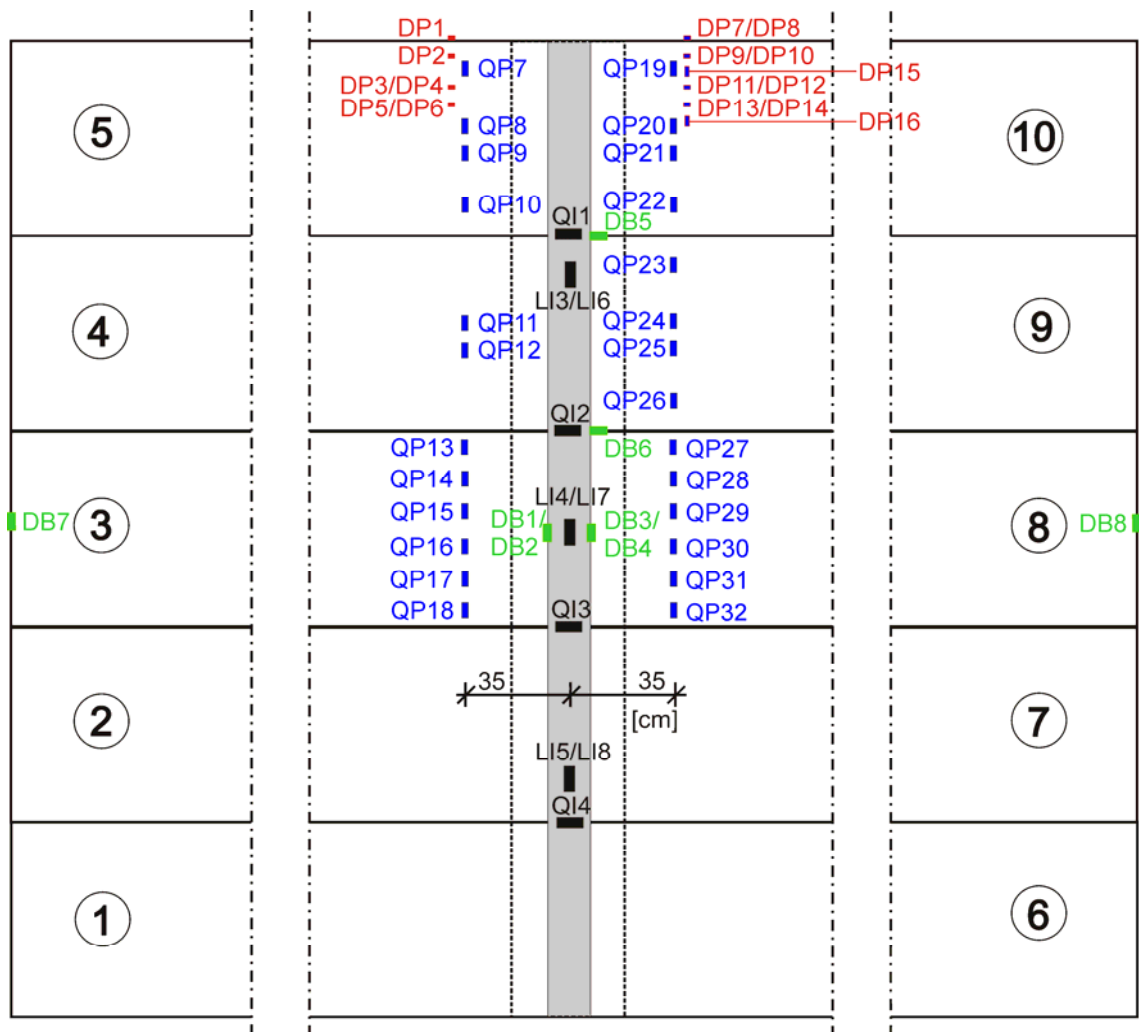


Bild A 2.3: Positionen der Dehnmessstreifen (DMS)

Zusammenstellungen der jeweiligen Messtechnik in den einzelnen Versuchen befinden sich den nachfolgenden Kapiteln.

A 2.4 Versuchsauswertung und Versuchsablauf

Verformungen des Versuchsaufbaus

In den Großversuchen wurde die maximale Durchbiegung im Feldbereich der Spannbeton-Fertigdecken in 2,45 m Abstand von der Mittelachse des IFB-Profils gemessen (D4, D7 - D9). Die Durchbiegung des IFB-Profils wurde in den Viertelpunkten (D1, D5, D6) und die der Querträger an den Endauflagern in Feldmitte (D2, D3) aufgezeichnet. Bei der Auswertung waren die Verformungen der Spannfelder und des Prüfrahmens zu berücksichtigen. Die aufgezeichneten Messwerte wurden unter der Annahme eines linear elastischen Verhaltens des Rahmens und des Spannfelds in Abhängigkeit der Belastung reduziert. Die Versuche 1 - 4 fanden am zmb der RWTH Aachen auf einem Spannfeld aus elastisch gebetteten Stahlträgern statt, deren Verfor-

mungen im ersten Versuch mit Wegaufnehmern gemessen wurden. Die Durchbiegung des Prüfrahmens wurde rechnerisch bestimmt. Am IFB-Profil betrug der mittlere resultierende Korrekturwert -2,4 mm bei einer Querkraftbeanspruchung der Platten von 150 kN/m (ohne Eigengewicht). An den Querträgern der Endauflager waren zeitgleich Verformungen von -0,8 mm zu berücksichtigen. Aus den Starrkörperverschiebungen am IFB-Profil und an den Endauflagern ergab sich ein Korrekturwert von -1,7 mm für die in 2,45 m Abstand von der Mittelachse gemessene Plattendurchbiegung.

Der Aufbau der Versuche 5 - 8 in einer Versuchshalle des IMB war deutlich steifer. Zum einen fand keine nennenswerte Verformung des Spannungsfelds in Form einer massiven Stahlbetonplatte statt. Zusätzlich reduzierte sich die Durchbiegung des Prüfrahmens, da dieser auf dem breiteren Spannungsfeld besser verankert werden konnte. Mit einer Messuhr wurde für die Durchbiegungen des IFB-Profils bei 150 kN/m Querkraftbeanspruchung der Platten (ohne Eigengewicht) ein Korrekturwert von -1,3 mm bestimmt. Die rechnerisch erforderliche Abminderung der Verformungen der Querträger an den Endauflagern betrug -0,3 mm (keine Messstellen in 2,45 m Abstand von der Mitte). Alle nachfolgend angegebenen bzw. dargestellten Durchbiegungen wurden ausgehend von den Messwerten entsprechend reduziert.

Durchbiegungen des IFB-Profils und der Querträger an den Endauflagern

Eine Verdrillung der Deckenfelder wurde durch gleichförmige Durchbiegungen des IFB-Profils und der Querträger an den Endauflagern weitestgehend vermieden. In Versuch 1 mit dem weicheren IFB-Profil wurden die Verformungen der Endauflager nicht kontinuierlich gemessen. Eine rechnerische Auswertung ergab für den Bruchzustand in Feldmitte der Endauflager eine um 4,1 mm geringere Durchbiegung als am IFB-Profil. Unter Berücksichtigung der Stützweite der Platten von 4,97 m entspricht dies einer Neigung der Längsachse von $0,05^\circ$. Mit dem steiferen IFB-Profil betrug die maximale Durchbiegungsdifferenz in den Versuchen 2 - 4 auf dem Spannungsfeld des zmb 2,7 mm und die entsprechende Neigung $0,03^\circ$. In den Versuchen 5 - 6 auf dem steiferen Spannungsfeld des IMB trat eine Differenz von bis zu 7,8 mm bzw. eine Neigung von $0,09^\circ$ auf. Die größte Differenz stellte sich mit bis zu 11,1 mm bzw. $0,13^\circ$ Neigung der Längsachse in den Versuchen 7 und 8 mit umlaufendem Ringanker ein. Offenbar bewirkte die Umschnürungswirkung des Ringankers besonders an den Endauflagern eine verstärkte Lastumlagerung von den inneren zu den äußeren Platten in Querrichtung der Decke, so dass sich die Trägerdurchbiegung reduzierte.

Versuchsablauf

Der Ablauf der einzelnen Versuche ist in Tabelle A 2.4 stichpunktartig zusammengefasst. Im Anschluss sind weitergehende Informationen zur mehrfachen Bruchbelastung der Versuchsaufbauten 1 und 2 mit einer Ersatzkonstruktion anstelle des maßgebenden Deckenfeldes beim ersten Versuchsdurchgang gegeben (Kapitel 3.6.2 der Arbeit).

Tabelle A 2.4: Ablauf der Großversuche

Versuch	Ablauf
1-b	Rissbildung der Vergussfuge entlang des IFB-Profils bei 50 - 55 kN/m; bei 70 - 90 kN/m traten Risse an der Oberseite der inneren Längsfugen (in Teilbereichen) auf; bis 80 kN/m bildeten sich an der Unterseite der Platten 1, 3, 4, 7 - 9 Längsrisse im Mittelbereich; bis 90 kN/m Diagonalrissbildung im Randbereich an der Unterseite aller Platten außer Nr. 5, 6, 10; aufgrund einer Fehlsteuerung bei der Bruchbelastung kurzfristiger Lastabfall von 112 kN/m auf 98 kN/m; anschließend planmäßige Steigerung bis zur Schubrissbildung bei ca. 135 kN/m und zum Bruch der Platte 10 (Deckenfeld 1-b) bei $v_{bw} = 158$ kN/m;
1-a	Aufbau der Ersatzkonstruktion anstelle von Deckenfeld b; nach zusätzlichem Lastzyklus bis 90 kN/m trat während der Bruchbelastung ein steil geneigter Schubriss in Platte 5 bei 95 kN/m auf; nach weiterer Belastung bis 153 kN/m kurze Entlastung auf 137 kN/m zum Abbau von Messtechnik unter der Decke; anschließend bildete sich ab ca. 155 kN/m ein flach geneigter Schubriss in Platte 1; bei $v_{bw} = 160$ kN/m Versagen der Platten 1, 5 (Feld 1-a, in Platte 5 zweiter, flacherer Schubriss unterhalb des ersten Risses maßgebend).
2-a	Rissbildung der Vergussfuge entlang des IFB-Profils bei 55 - 65 kN/m und der inneren Längsfugen während der Lastzyklen bis 90 kN/m Oberlast; während der Zyklen bildeten sich an der Unterseite Diagonalrisse im Randbereich der inneren Platten 4, 7 - 9 und der Randplatte 5; bei der Bruchbelastung weitere Diagonalrisse an den Innenplatten (2 - 4, 7 - 9) und den Randplatten 1, 10; bei $v = 150$ kN/m einzelne Längsrisse im Mittelbereich an der Unterseite der Platten 7, 9; Bruch der Platte 5 (Deckenfeld 2-a) bei $v_{bw} = 162$ kN/m;
2-b	Aufbau der Ersatzkonstruktion anstelle von Deckenfeld a; nach zusätzlichem Lastzyklus bis 90 kN/m Belastung bis zum Bruch der Platte 10 bei $v_{bw} = 138$ kN/m.
3-a	Rissbildung der Vergussfuge entlang des IFB-Profils bei ca. 85 kN/m und fast aller Längsfugen (in Teilbereichen) während der Lastzyklen mit 85 - 110 kN/m Oberlast; in den ersten Zyklen bildeten sich an der Unterseite Diagonalrisse im Randbereich der inneren Platten (2 - 4, 7 - 9); keine Längsrisse; anschließend Belastung bis zum Bruch der Platten 1, 10 (beide Deckenfelder gleichzeitig) bei $v_{bw} = 182$ kN/m.
3-b	
4-a	Rissbildung der Vergussfuge entlang des IFB-Profils bei 75 - 100 kN/m und der Längsfugen (in Teilbereichen) während der Lastzyklen bis 100 kN/m Oberlast; während der Zyklen Bildung von kurzen Längsrissen im Mittelbereich der Platten 1, 2, 4 - 8, 10 und
4-b	Diagonalrissen im Randbereich an der Unterseite der inneren Platten (2 - 4, 7 - 9); anschließend Belastung bis zum Bruch der Platten 5, 10 (beide Deckenfelder gleichzeitig) bei $v_{bw} = 168$ kN/m.
5	Rissbildung der Vergussfuge entlang des IFB-Profils bei 75 - 110 kN/m und einzelner Längsfugen während der Lastzyklen bis 110 kN/m Oberlast; während der Zyklen Diagonalrissbildung im Randbereich an der Unterseite der Platten 2 - 4, 7, 8; keine Längsrissbildung; bei anschließender Bruchbelastung Schubrissbildung ab ca. 143 kN/m und Versagen der Platte 10 bei $v_{bw} = 157$ kN/m (fortschreitendes Versagen vom äußeren Steg der modifizierten Randplatten ohne äußere Hohlkammern nach innen).
6	Rissbildung der Vergussfuge entlang des IFB-Profils bei 55 - 95 kN/m und der inneren Längsfugen während der Lastzyklen mit 95 kN/m Oberlast; in den ersten Zyklen Bildung von teilweise mehreren Längsrissen im Mittelbereich und Diagonalrissen im Randbereich an der Unterseite der Platten 2 - 5, 7 - 10 (je 2 Längsrisse in den Randplatten 5, 10 mit werkseitig verfüllten Hohlkammern); anschließend Belastung bis zum Bruch der Platte 10 bei $v_{bw} = 200$ kN/m.

Tabelle A 2.4 (Fortsetzung)

Versuch	Ablauf
7	Rissbildung der Vergussfuge entlang des IFB-Profils bei 55 - 95 kN/m und der Längsfugen (in Teilbereichen) während der Lastzyklen mit 75 - 95 kN/m Oberlast; während der Zyklen Bildung von Längsrissen im Mittelbereich der Platten 2, 3, 8, 9 und Diagonallrissen im Randbereich der Platten 2 - 4, 7 - 10; vor Versuchsbeginn auf gesamter Länge Schwindrissbildung zwischen Ringanker und Platten; während Bruchbelastung Schubrissbildung im Ringanker an Platte 10 - an Plattenunterseite zudem Diagonallriss zwischen Ringanker und Träger; mit zunehmender Belastung deutliches Wachstum der Schub-/Diagonallrisse und Beginn der gleichen Rissbildung an den Randplatten 1, 5, 6; Versagen der Platten 1, 6 bei $v_{bw} = 174$ kN/m; beim Abbau des Versuchs wurden zusätzlich Schubrisse in den äußeren Stegen der Platte 10 festgestellt.
8	Rissbildung der Vergussfuge entlang des IFB-Profils bei 75 - 105 kN/m und fast aller Längsfugen während der Lastzyklen mit 105 kN/m Oberlast; in weiten Teilen vor Versuchsbeginn Schwindrissbildung zwischen Ringanker und Platten, nach 1 - 2 Lastzyklen bis 105 kN/m Rissbildung auf gesamter Länge; während der ersten Zyklen zudem Diagonallrissbildung im Randbereich an der Unterseite der Platten 2, 4, 7 - 10; im 4. bzw. 6. Lastzyklus Schubrissbildung im Ringanker an den Platten 10 und 1 - in diesen Platten auch Diagonallrisse an der Unterseite zwischen Ringanker und Träger; in den weiteren Lastzyklen stabiles Wachstum der Schub-/Diagonallrisse; bei anschließender Bruchbelastung deutlicheres Risswachstum an den Platten 1, 10 und Beginn der gleichen Rissbildung an den Platten 5, 6; Versagen bei $v_{bw} = 161$ kN/m, Bruch in Feld a ging offenbar von Platte 4 aus und führte zum anschließenden Versagen von Platte 5, zeitgleich Bruch von Platte 10 in Feld b; beim Abbau des Versuchs zudem Schubrisse in den äußeren Stegen der Platte 1 festgestellt (nicht über gesamte Plattenbreite).

Nach dem jeweils ersten Durchgang der Versuche 1 und 2 und vollständiger Entlastung lagen bleibende Verformungen und Verschiebungen der Deckenfelder vor. Die bleibenden Messwerte der Wegaufnehmer wurden bei der Auswertung des zweiten Versuchsdurchgangs als Startwerte berücksichtigt. In den Versuchen 1-a und 2-b betrugen z.B. die Anfangsdurchbiegungen des IFB-Profils 4,6 bzw. 2,6 mm. Nach dem Bruch des ersten Feldes und zum Teil aufgrund von Temperatur- und Feuchteinflüssen während der Standzeit erfassten viele DMS zu Beginn der Wiederbelastung nicht nachvollziehbare Werte. Daher wurden die Messsignale der DMS zu Null gesetzt (tariert) und keine Startwerte der Dehnungen bei der Auswertung berücksichtigt.

Die Ersatzkonstruktion leitete die Belastung verstärkt in Feldmitte des IFB-Profils ein. Dies führte bei gleicher Prüfkraft in beiden Feldern zu einer höheren Biegebeanspruchung und größeren Durchbiegung des IFB-Profils als im Fall zweier intakter Deckenfelder. Um ein Plastizieren des Trägers zu vermeiden und vergleichbare Durchbiegungen wie in Versuch 1-b zu erreichen, wurde die Ersatzkonstruktion in Versuch 1-a bis zum Erreichen der zweiten Bruchlast ca. 35% weniger belastet als das verbleibende Deckenfeld. In Versuch 2-b wurden ungeachtet der Ersatzkonstruktion beide Felder gleichförmig belastet, da das biegesteifere IFB-Profil ausreichende Tragreserven aufwies. Daher wurde eine größere Trägerdurchbiegung trotz geringerer Traglast erreicht.

A 2.5 Versuch 1

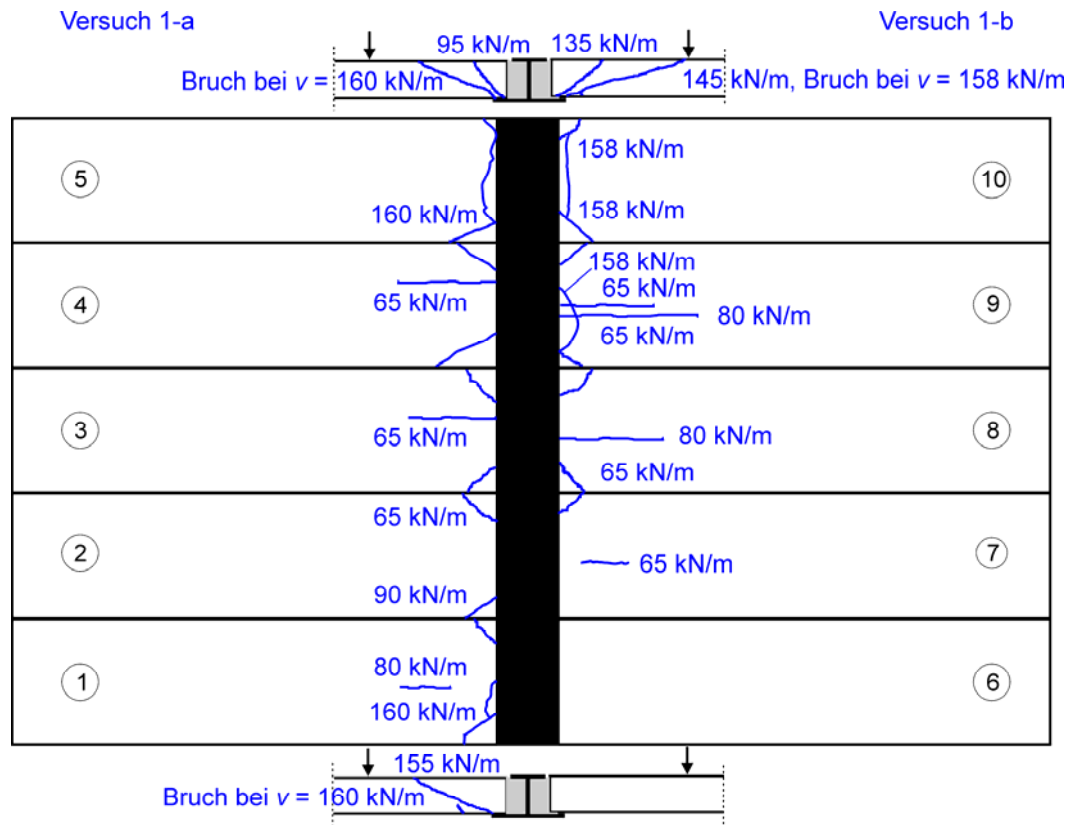


Bild A 2.4: Rissbild der Unterseite und der Randplatten in Versuch 1

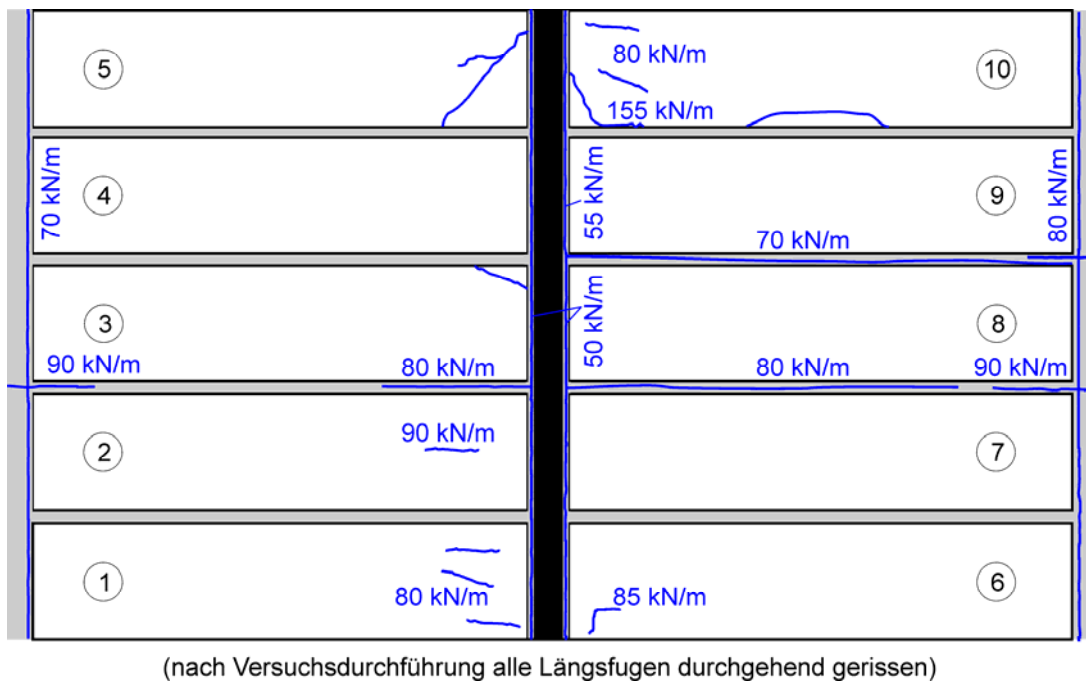


Bild A 2.5: Rissbild der Oberseite in Versuch 1

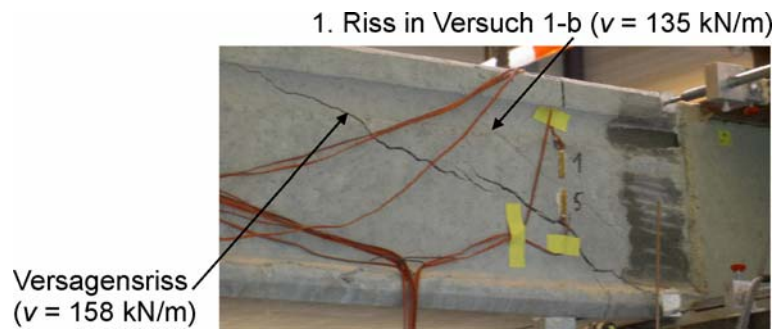


Bild A 2.6: Schubrisse in Platte 10 in Versuch 1-b (Aufnahme während des Versuchs)

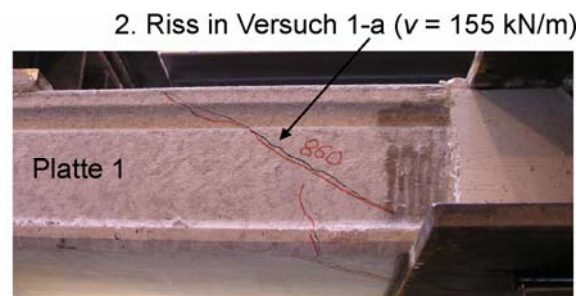
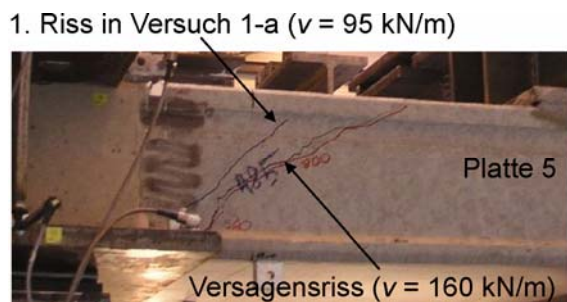


Bild A 2.7: Schubrisse in Platte 5 (links) und Platte 1 (rechts) in Versuch 1-a (Aufnahmen während des Versuchs)



Bild A 2.8: Bruchbild von Platte 10 (Versuch 1-b, links) und Platte 5 (Versuch 1-a, rechts)

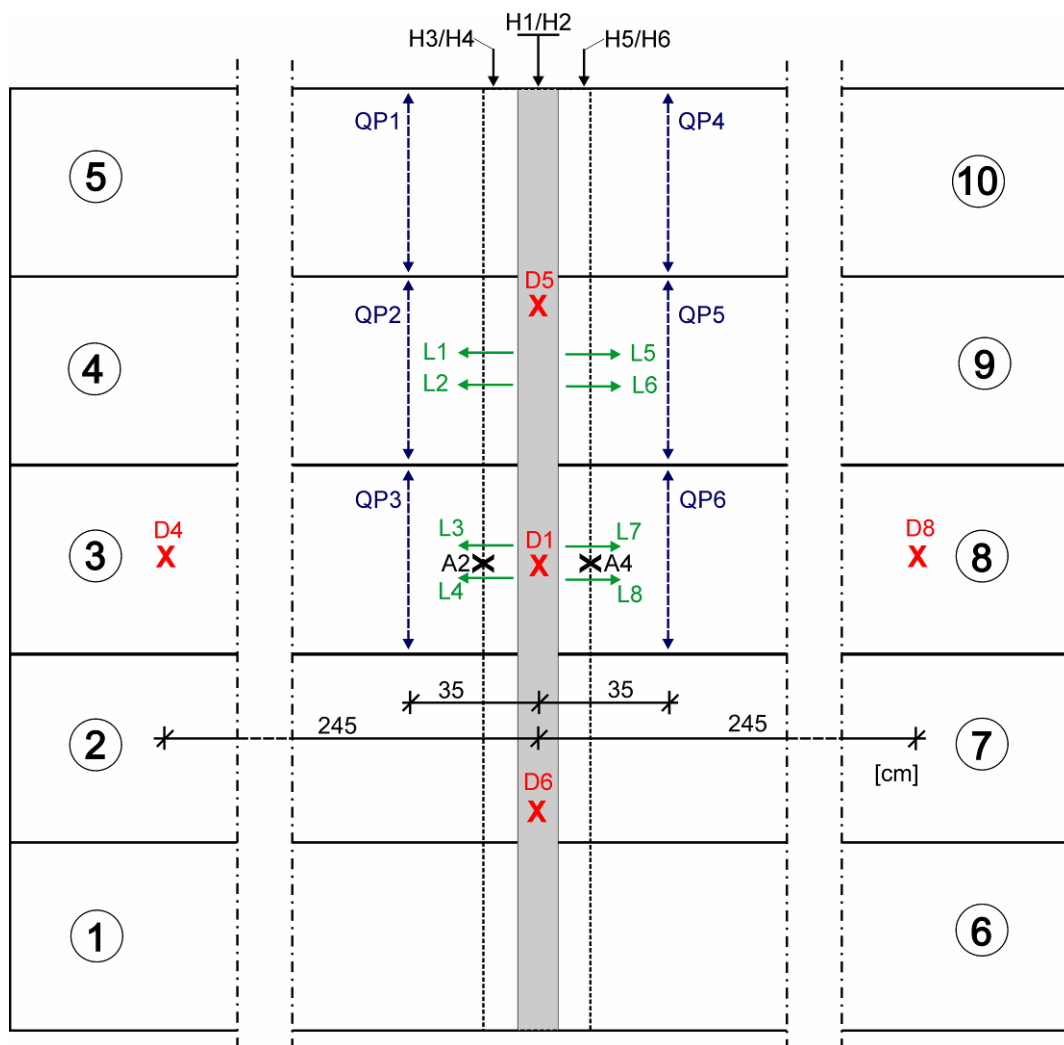


Bild A 2.9: Wegaufnehmer in Versuch 1

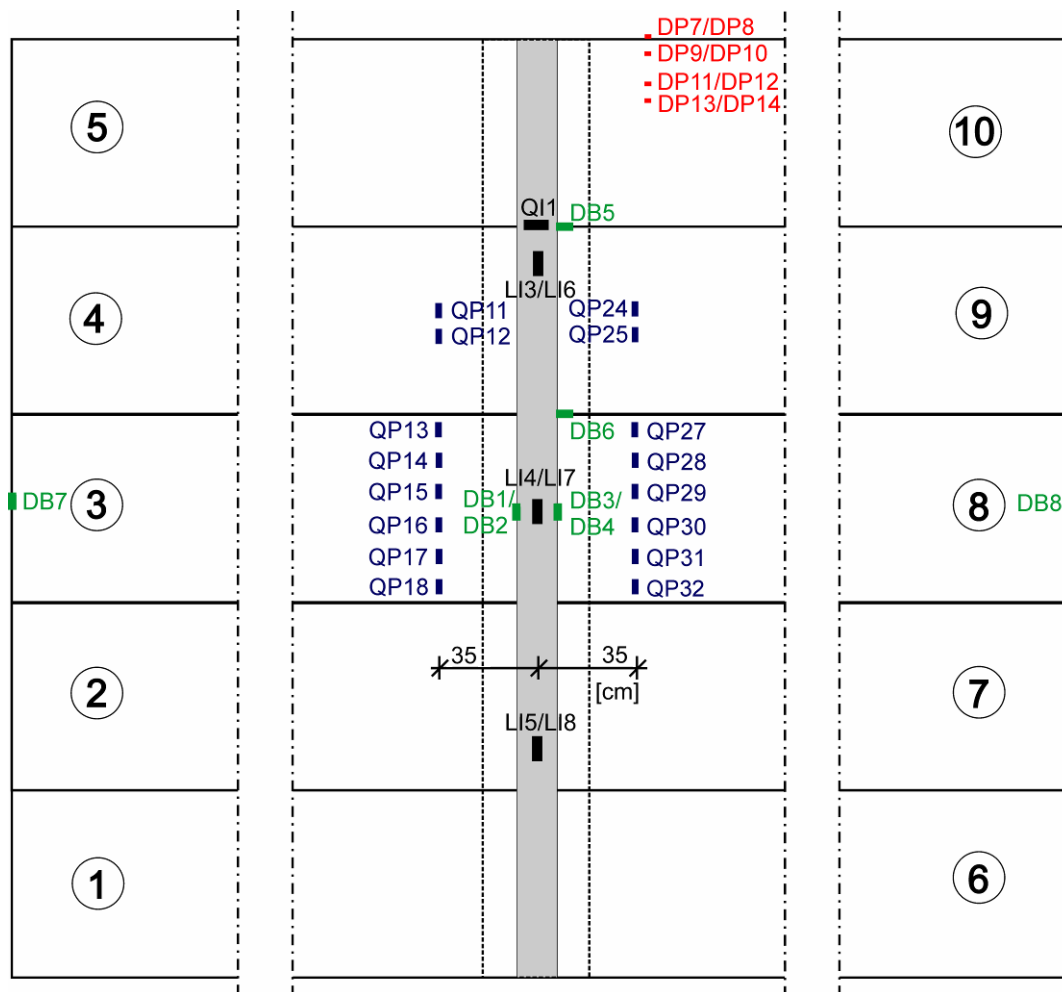


Bild A 2.10: DMS in Versuch 1

Messergebnisse Versuch 1-b

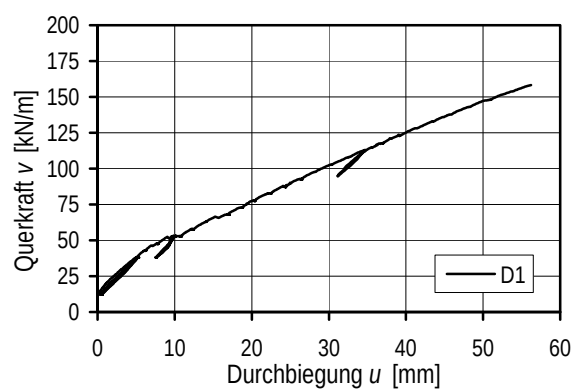


Bild A 2.11: Durchbiegung D1 in Versuch 1-b

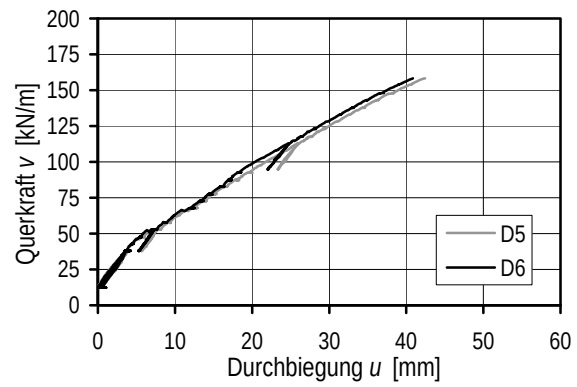
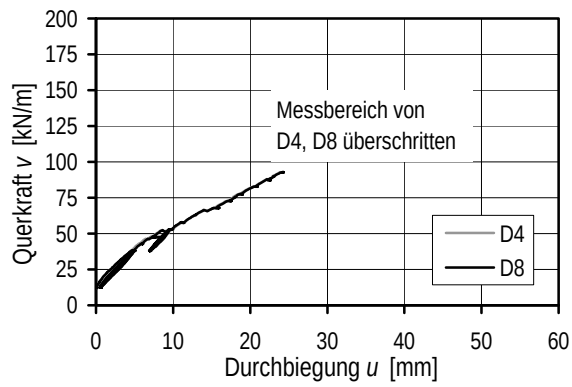


Bild A 2.12: Durchbiegungen D4, D8 (links) und D5, D6 (rechts) in Versuch 1-b

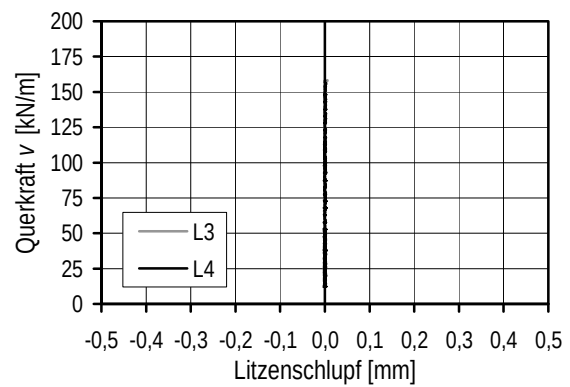
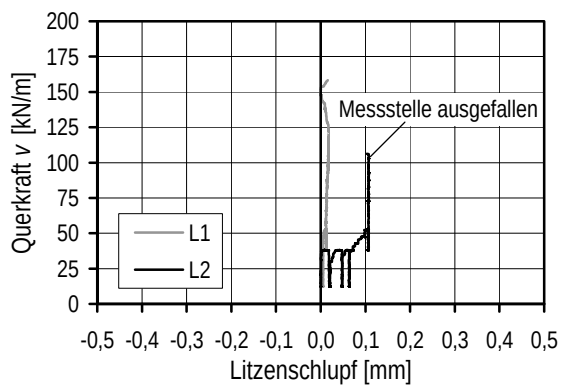


Bild A 2.13: Litzenschlupf L1, L2 (links) und L3, L4 (rechts) in Versuch 1-b

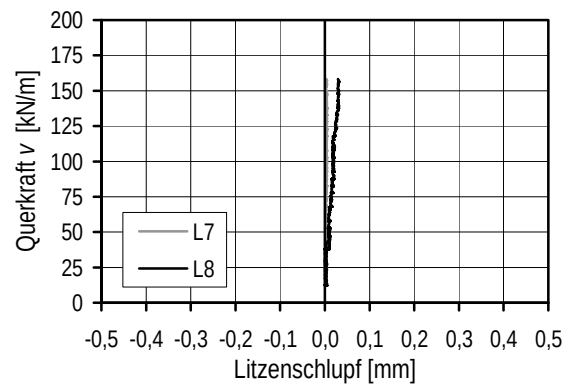
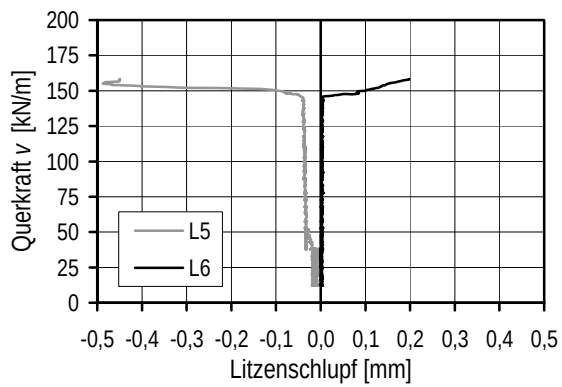


Bild A 2.14: Litzenschlupf L5, L6 (links) und L7, L8 (rechts) in Versuch 1-b

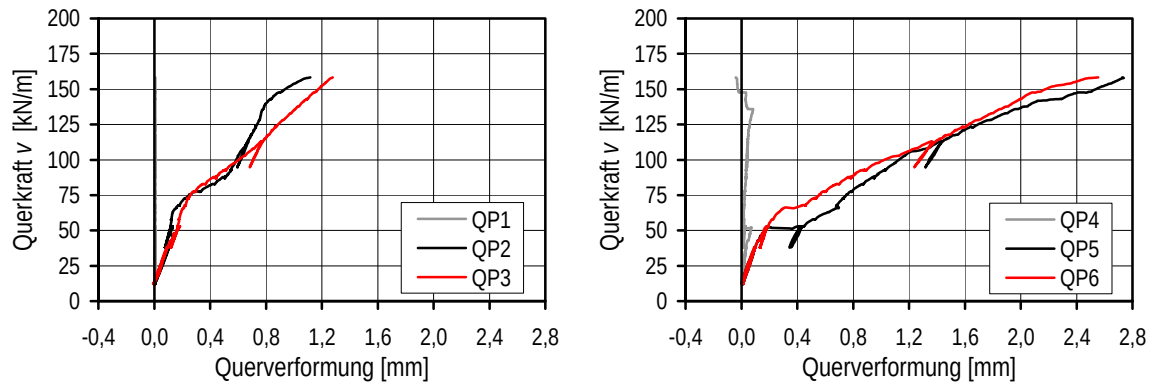


Bild A 2.15: Querverformungen QP1, QP2, QP3 (links) und QP4, QP5, QP6 (rechts) der Platten in Versuch 1-b

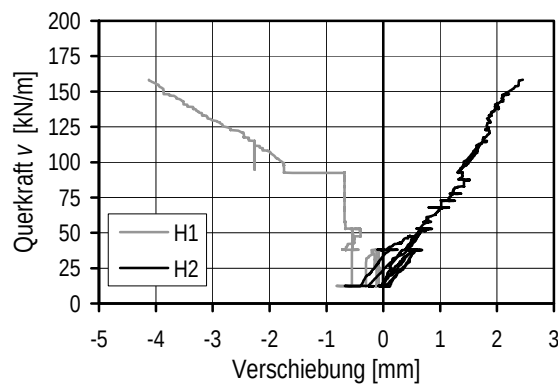


Bild A 2.16: Horizontalverschiebungen H1, H2 des IFB-Profiles in Versuch 1-b

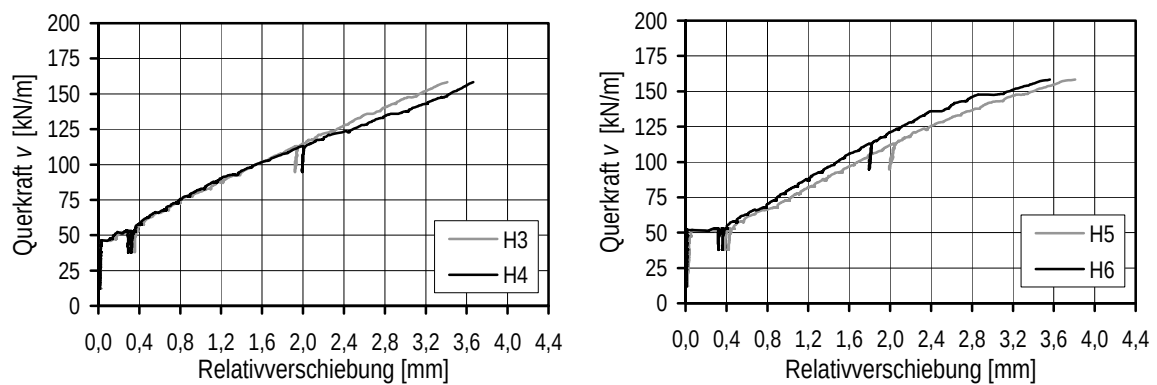


Bild A 2.17: Relativverschiebungen H3, H4 (links) und H5, H6 (rechts) zwischen IFB-Profil und Randplatte in Versuch 1-b

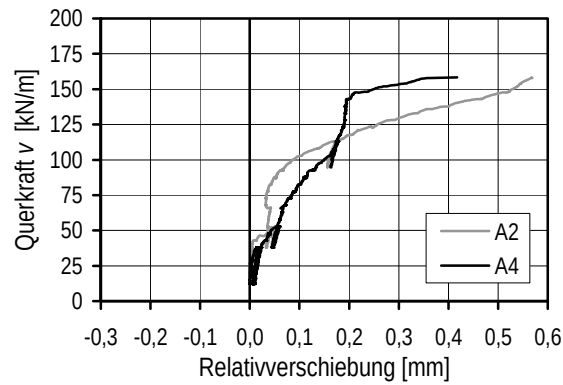


Bild A 2.18: Vertikalverschiebungen A2, A4 zwischen Trägerflansch und Plattenunterseite in Versuch 1-b

Die mittels DMS erfassten Querdehnungen der Platten (QP) werden nicht im Einzelnen dargestellt (Kapitel A 2.1).

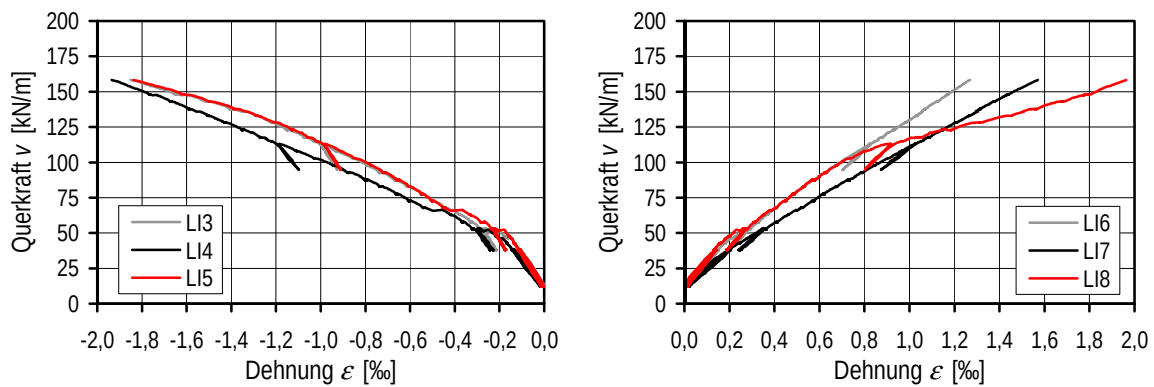


Bild A 2.19: Längsdehnungen LI3, LI4, LI5 (links) und LI6, LI7, LI8 (rechts) des IFB-Profiles in Versuch 1-b

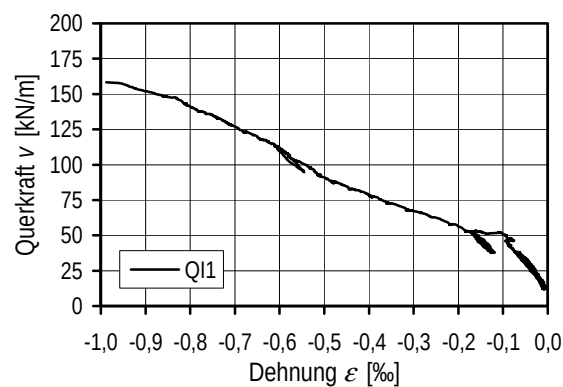


Bild A 2.20: Querdehnung QI1 des IFB-Profiles in Versuch 1-b

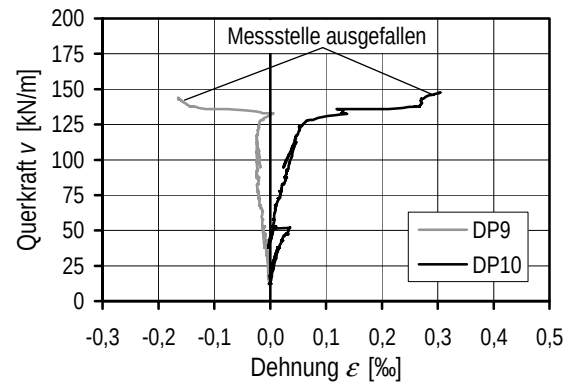
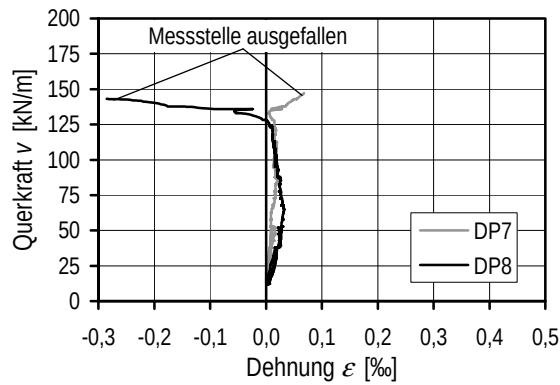


Bild A 2.21: Dehnungen DP7, DP8 (links) und DP9, DP10 (rechts) eines Plattensteigs in Versuch 1-b

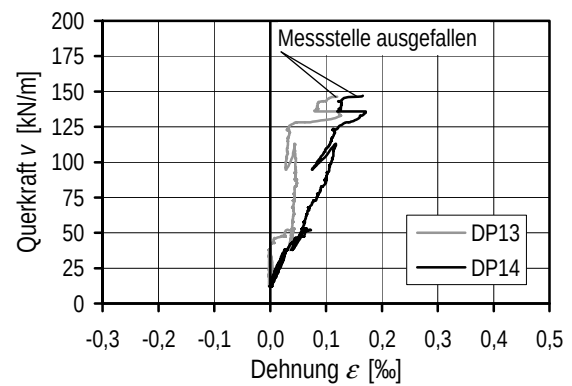
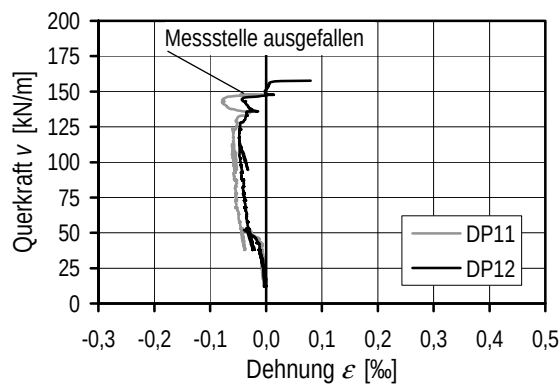


Bild A 2.22: Dehnungen DP11, DP12 (links) und DP13, DP14 (rechts) eines Plattensteigs in Versuch 1-b

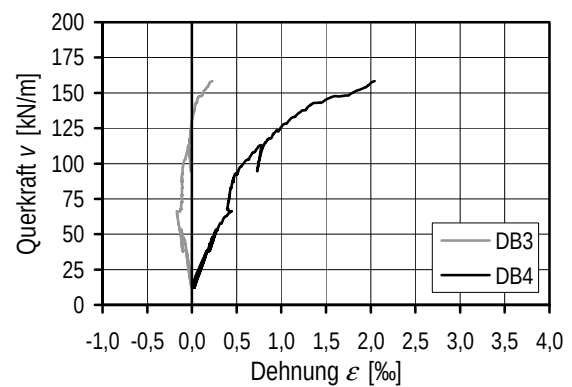
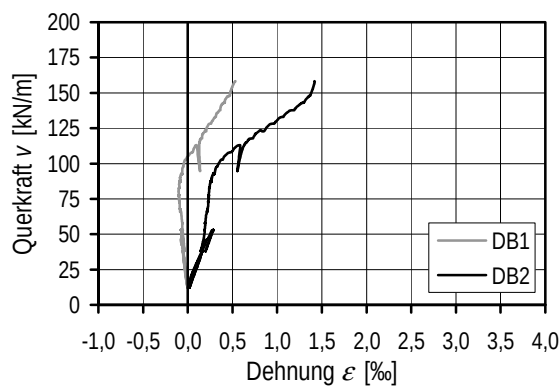


Bild A 2.23: Dehnungen DB1, DB2 (links) und DB3, DB4 (rechts) der Betonstahlbewehrung in Versuch 1-b

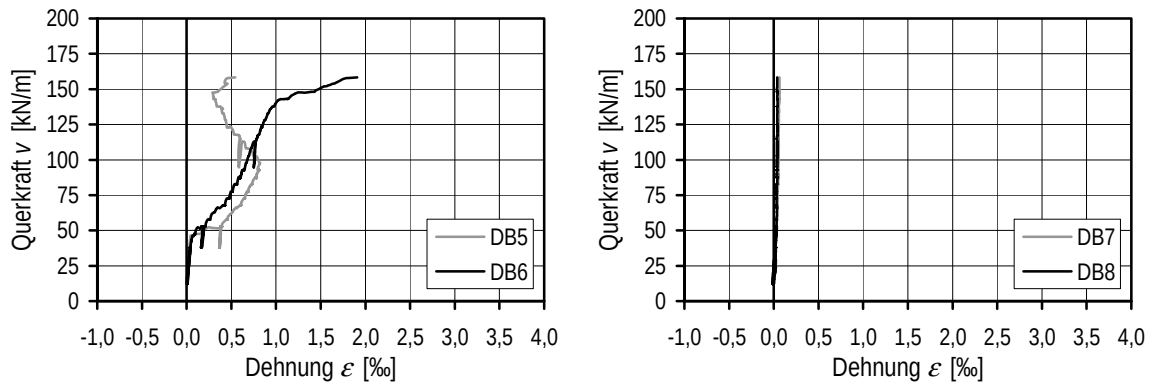


Bild A 2.24: Dehnungen DB5, DB6 (links) und DB7, DB8 (rechts) der Betonstahlbewehrung in Versuch 1-b

Messergebnisse Versuch 1-a

Bei der ersten Belastung des Versuchskörpers versagte Deckenfeld 1-b. Vor der Durchführung von Versuch 1-a wurde die Messtechnik des Deckenfeldes b vollständig entfernt und in Deckenfeld a wurden die Messstellen D4, QP1 - QP3 und A2 abgebaut.

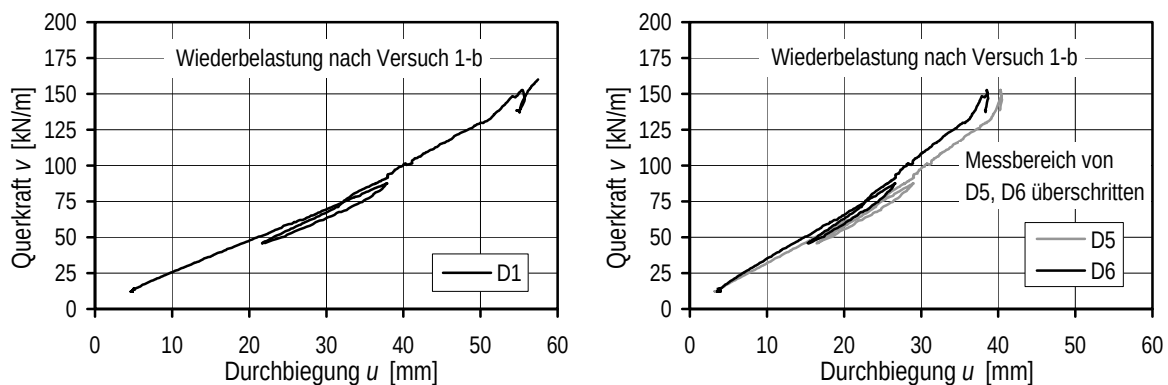


Bild A 2.25: Durchbiegungen D1 (links) und D5, D6 (rechts) in Versuch 1-a

Die Messstellen L1, L2 waren vor Versuchsbeginn (nach Versuch 1-b) ausgefallen

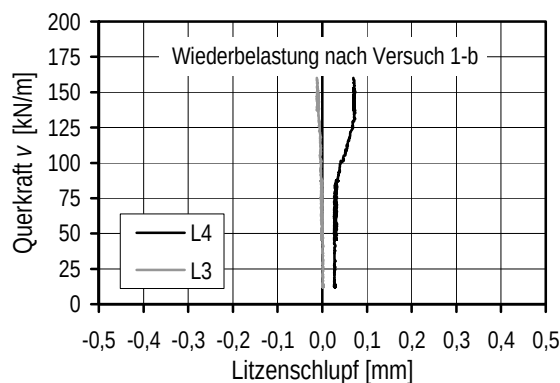


Bild A 2.26: Litzenschlupf L3, L4 in Versuch 1-a

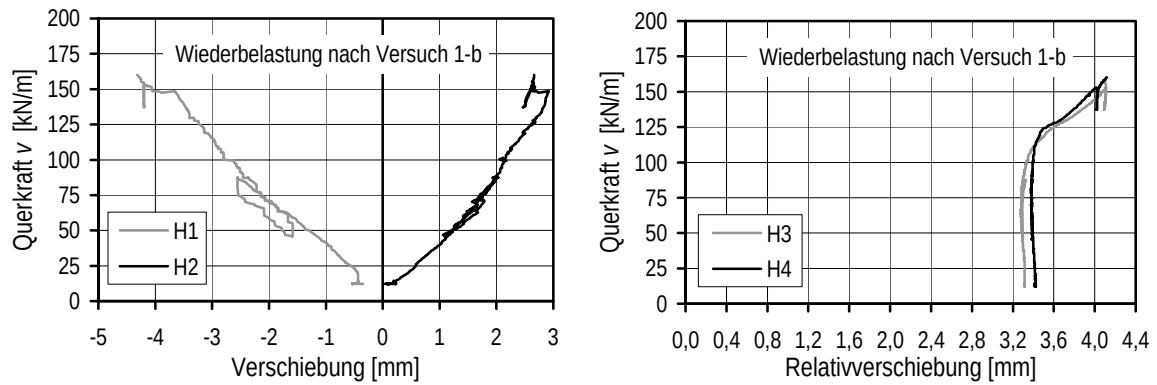


Bild A 2.27: Horizontalverschiebungen H1, H2 des IFB-Profiles (links) und Relativverschiebungen H3, H4 zwischen IFB-Profil und Randplatte (rechts) in Versuch 1-a

Die mittels DMS erfassten Querdehnungen der Platten (QP) werden nicht im Einzelnen dargestellt (Kapitel A 2.1).

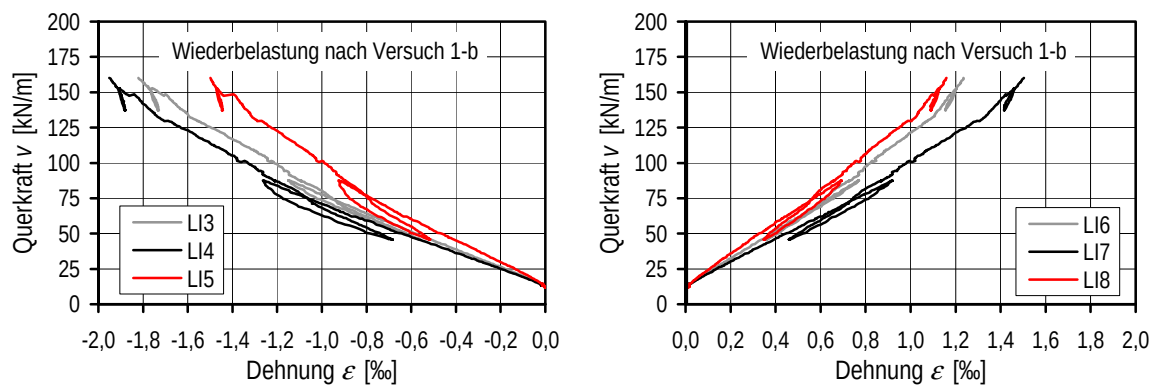


Bild A 2.28: Längsdehnungen LI3, LI4, LI5 (links) und LI6, LI7, LI8 (rechts) des IFB-Profiles in Versuch 1-a

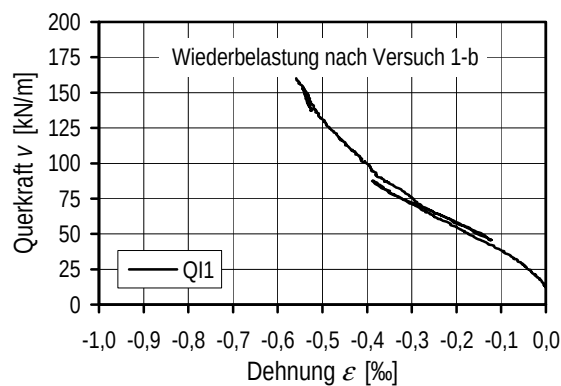


Bild A 2.29: Querdehnung QI1 des IFB-Profiles in Versuch 1-a

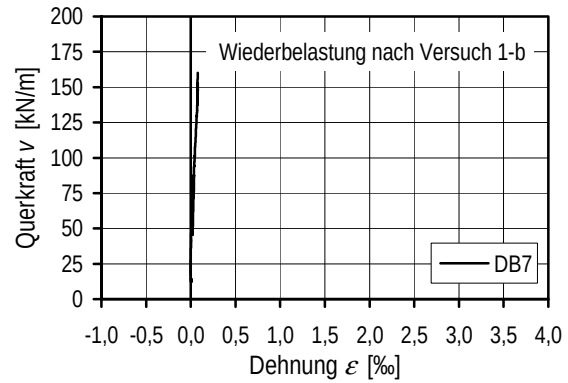
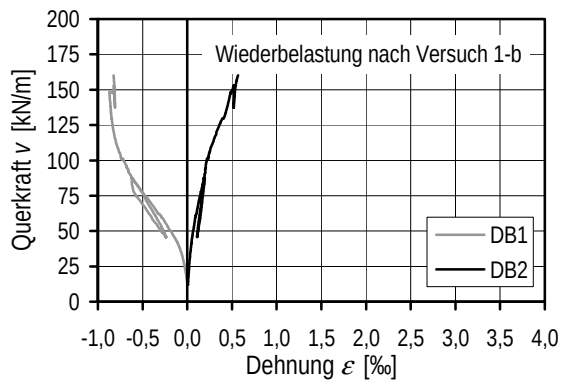


Bild A 2.30: Dehnungen DB1, DB2 (links) und DB7 (rechts) der Betonstahlbewehrung in Versuch 1-a

Referenzversuche

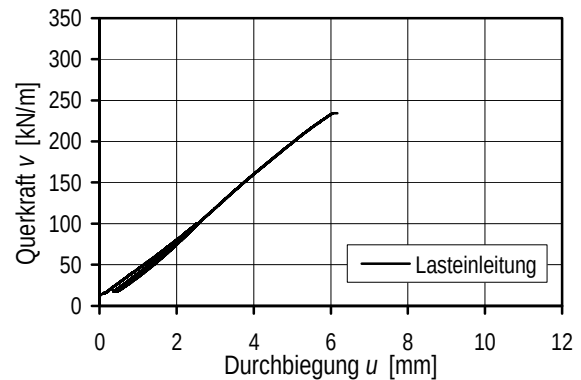
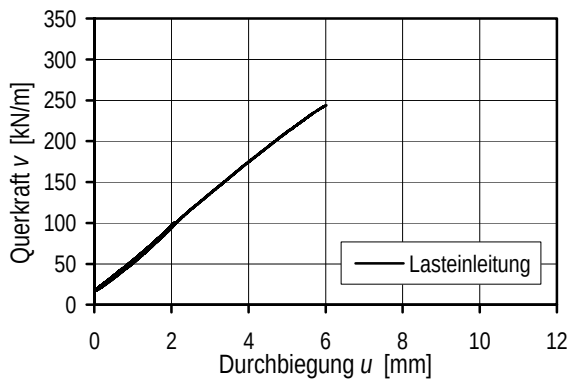


Bild A 2.31: Last-Verformungs-Beziehungen der Referenzversuche R 1-1 (links) und R 1-2 (rechts) (Messung des Maschinenwegs)



Bild A 2.32: Bruchbilder der Referenzversuche R 1-1 (oben) und R 1-2 (unten)

A 2.6 Versuch 2

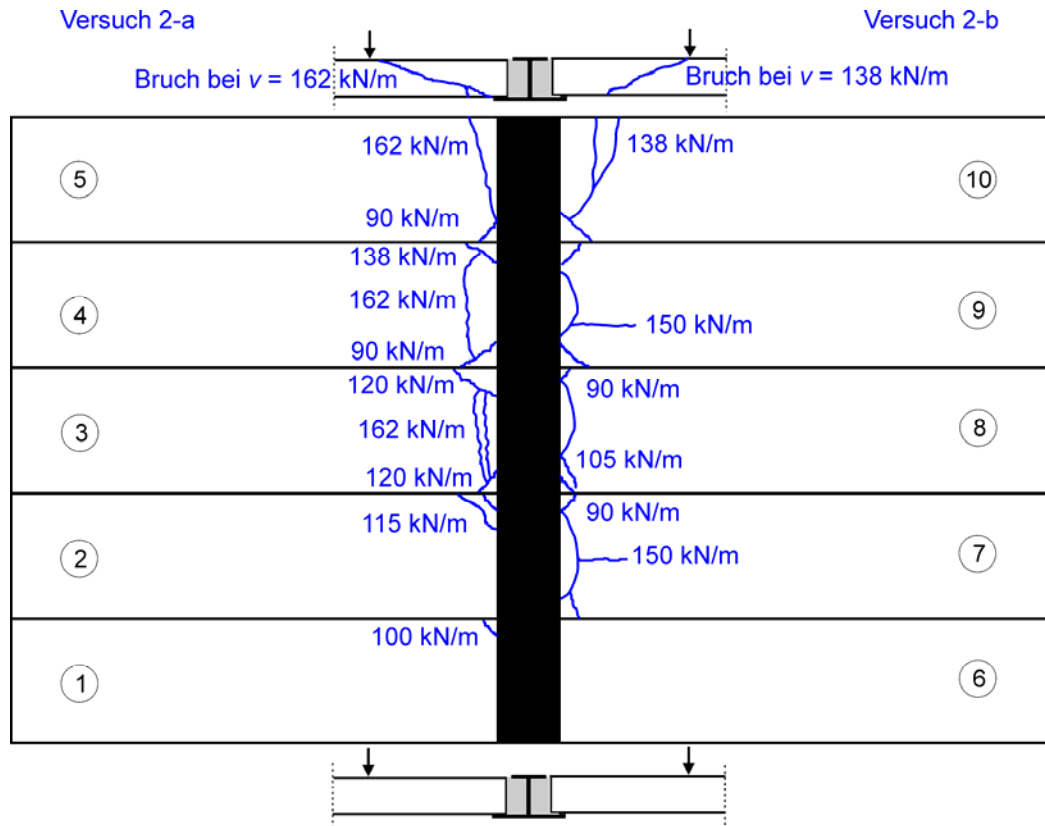
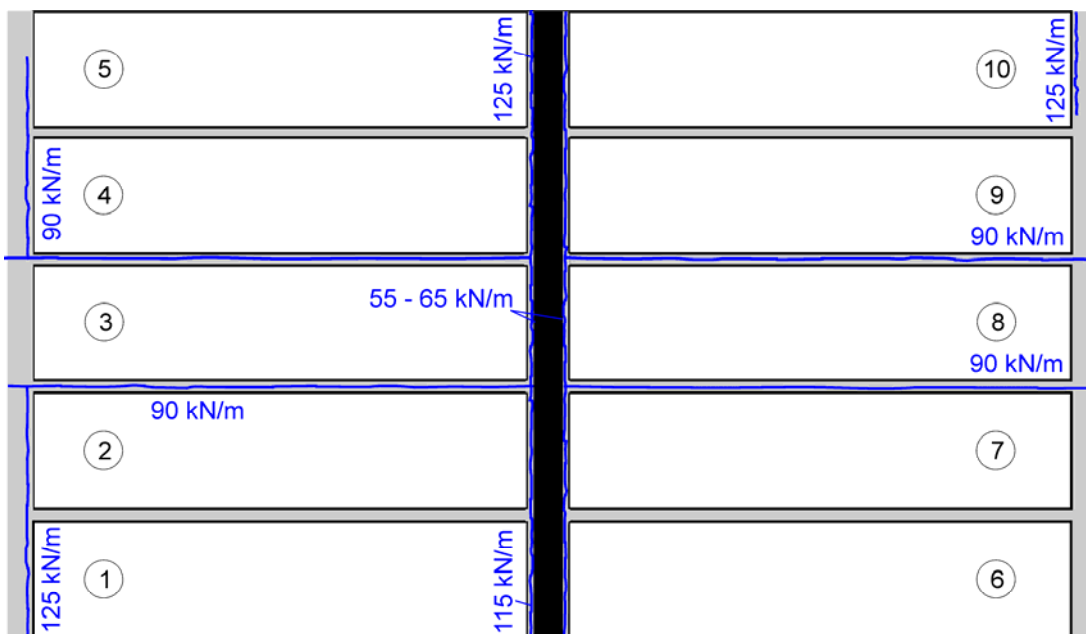


Bild A 2.33: Rissbild der Unterseite und der Randplatten in Versuch 2



(nach Versuchsdurchführung waren Längsfugen durchgehend gerissen)

Bild A 2.34: Rissbild der Oberseite in Versuch 2

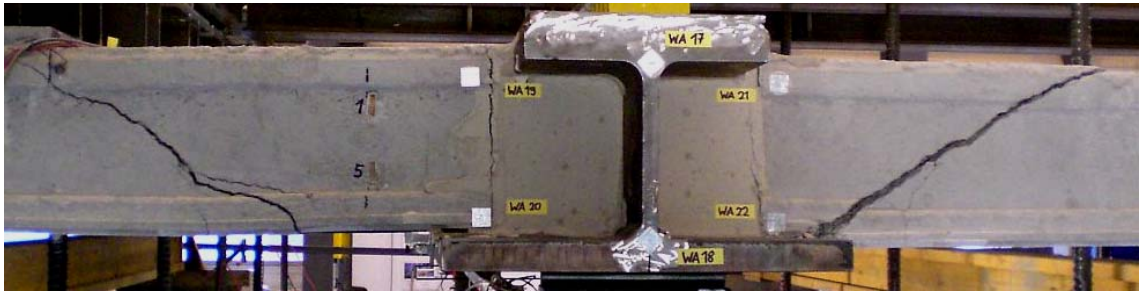


Bild A 2.35: Bruchbild von Platte 10 (Versuch 2-b, links) und Platte 5 (Versuch 2-a, rechts)

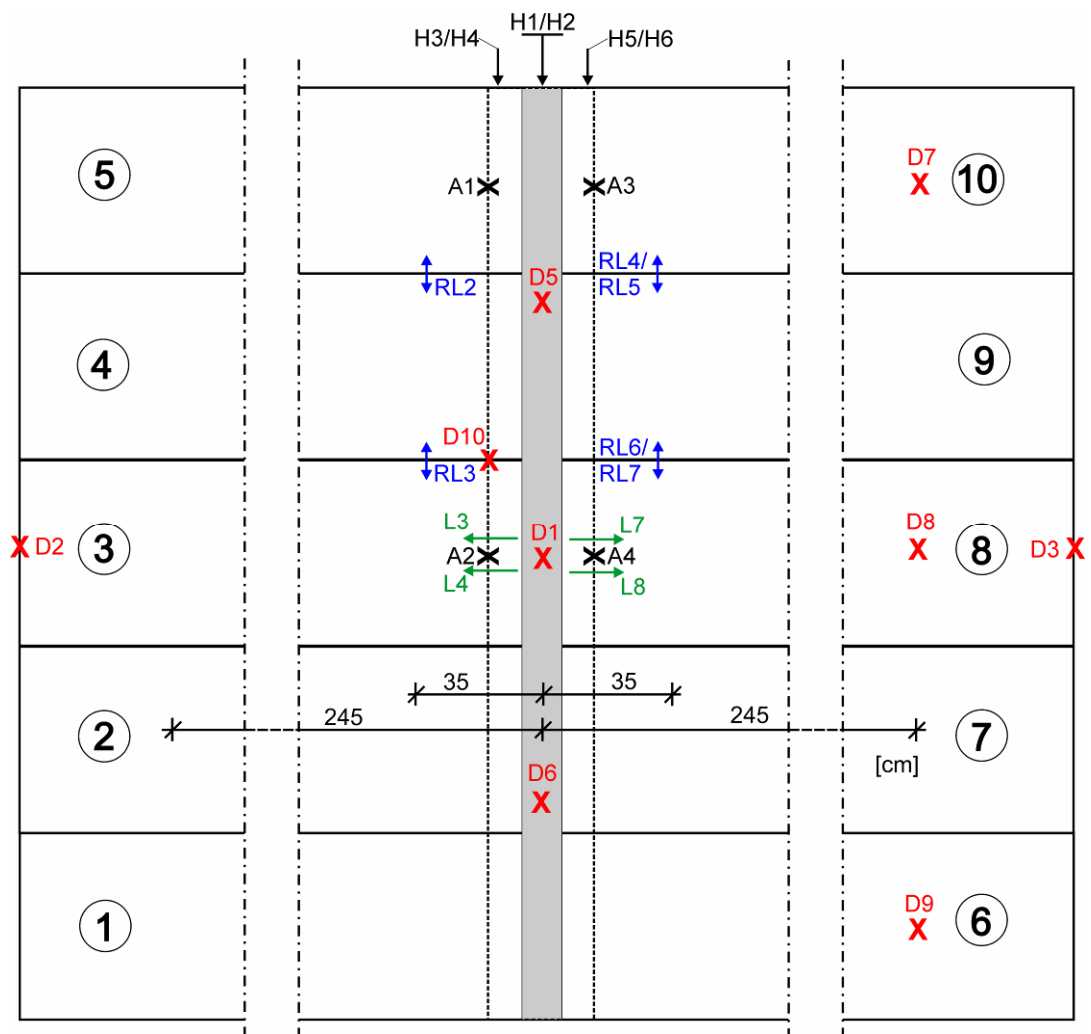


Bild A 2.36: Wegaufnehmer in Versuch 2

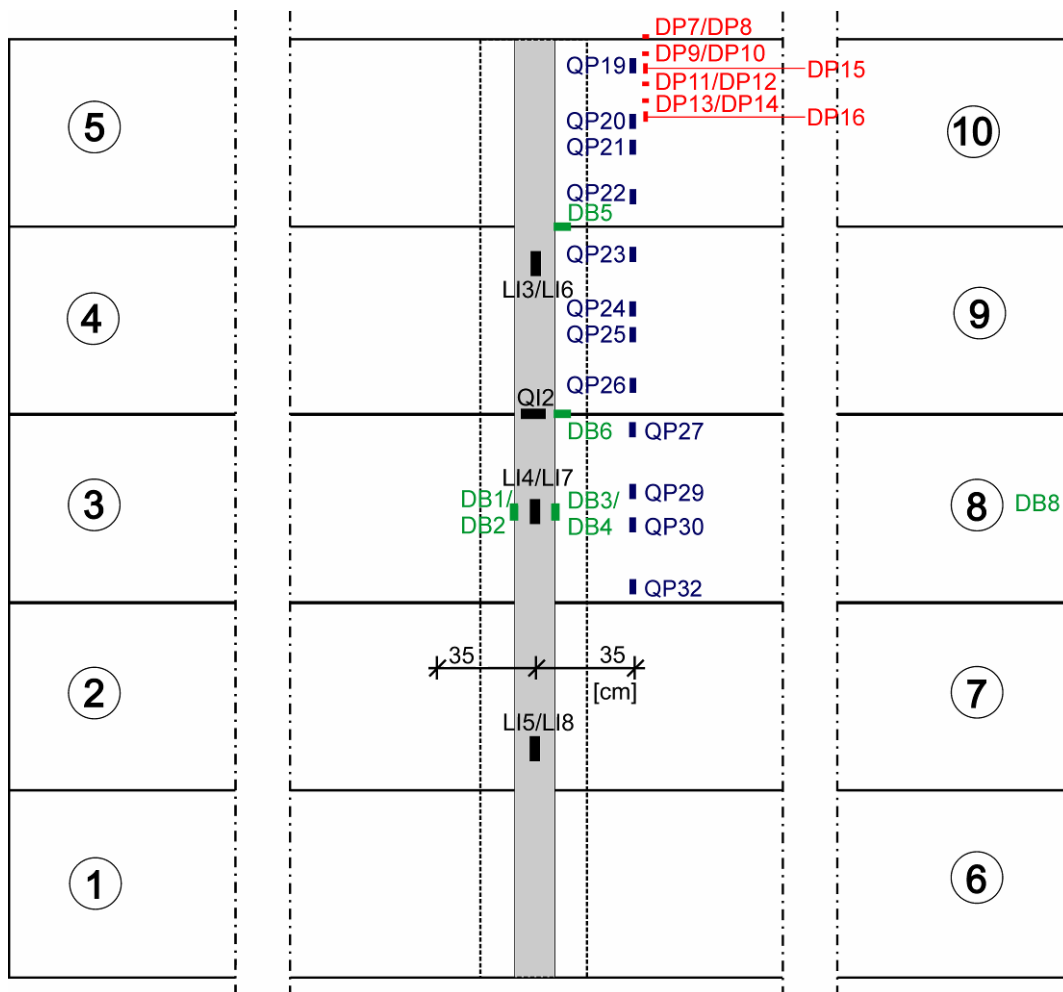


Bild A 2.37: DMS in Versuch 2

Messergebnisse Versuch 2-a

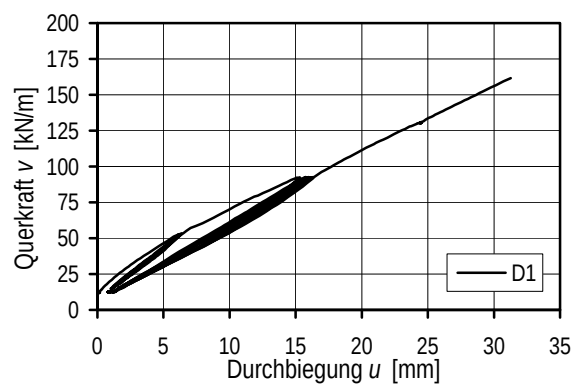


Bild A 2.38: Durchbiegung D1 in Versuch 2-a

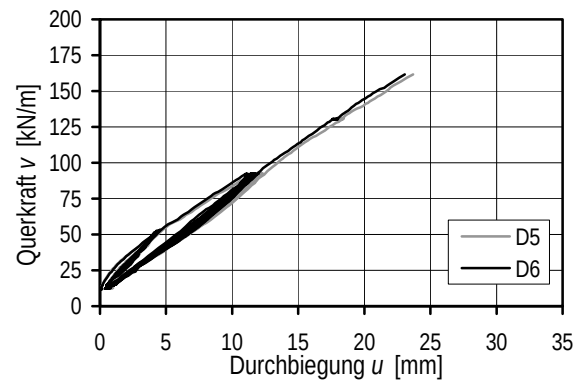
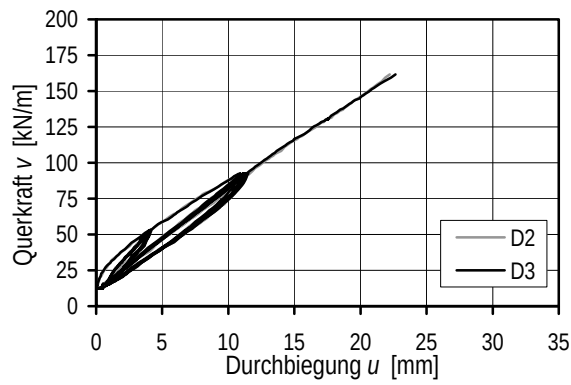


Bild A 2.39: Durchbiegungen D2, D3 (links) und D5, D6 (rechts) in Versuch 2-a

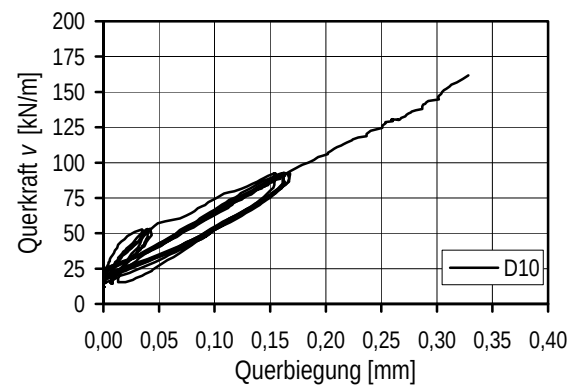
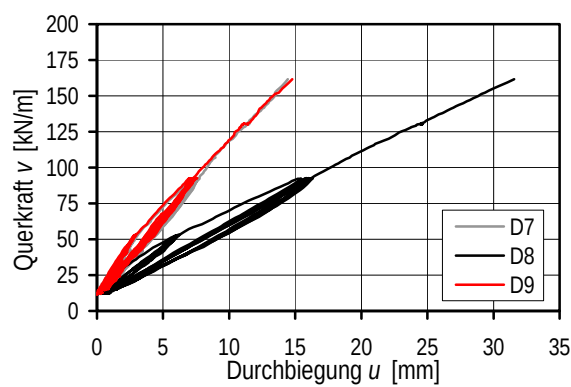


Bild A 2.40: Durchbiegungen D7, D8, D9 (links) und Querbiegung D10 des IFB-Flanschs (rechts) in Versuch 2-a

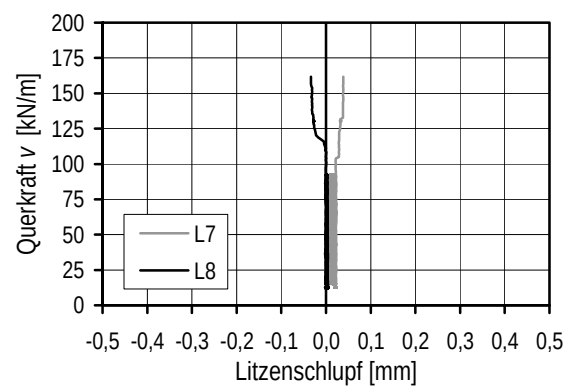
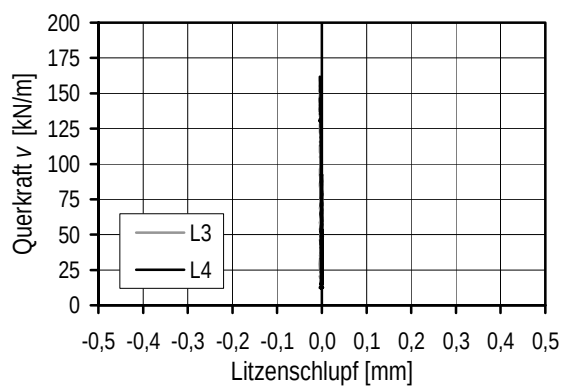


Bild A 2.41: Litzenschlupf L3, L4 (links) und L7, L8 (rechts) in Versuch 2-a

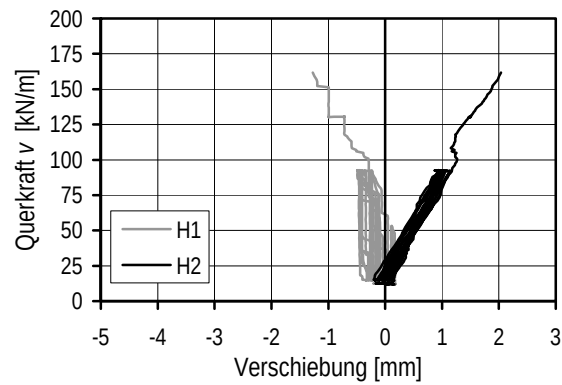


Bild A 2.42: Horizontalverschiebungen H1, H2 des IFB-Profiles in Versuch 2-a

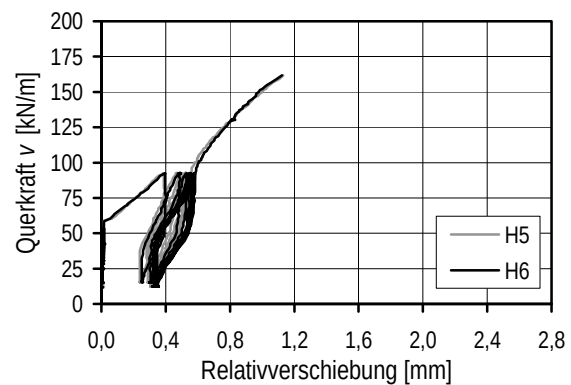
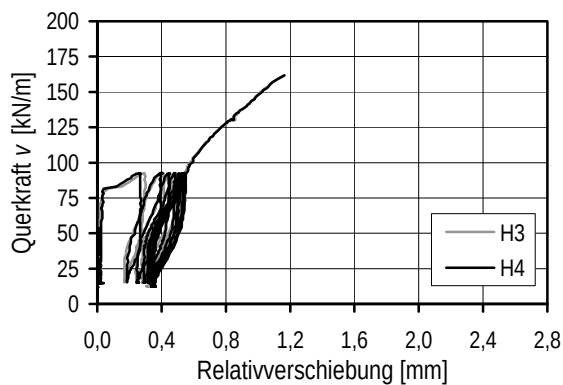


Bild A 2.43: Relativverschiebungen H3, H4 (links) und H5, H6 (rechts) zwischen IFB-Profil und Randplatte in Versuch 2-a

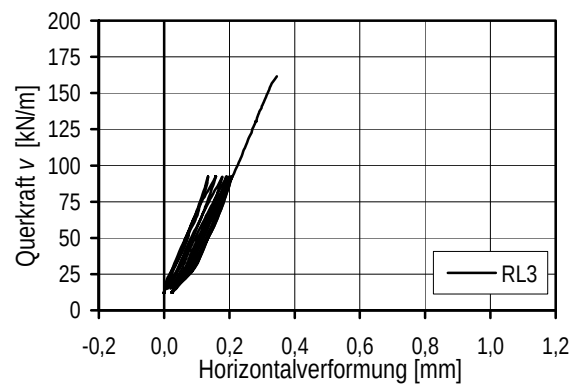
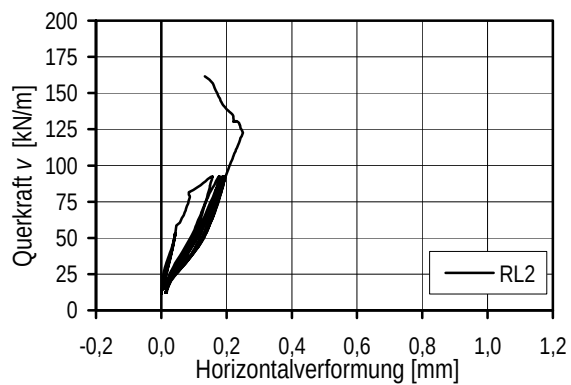


Bild A 2.44: Horizontalverformungen RL2 (links) und RL3 (rechts) der Längsfugen in Versuch 2-a

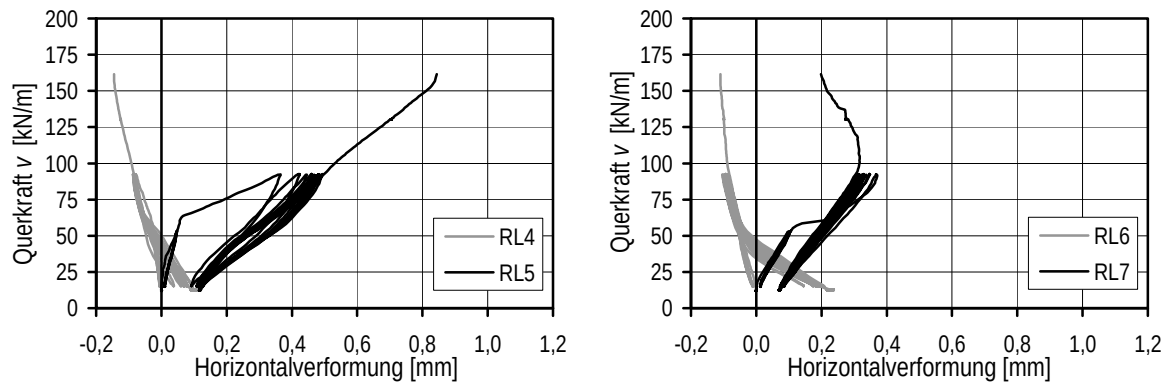


Bild A 2.45: Horizontalverformungen RL4, RL5 (links) und RL6, RL7 (rechts) der Längsfugen in Versuch 2-a

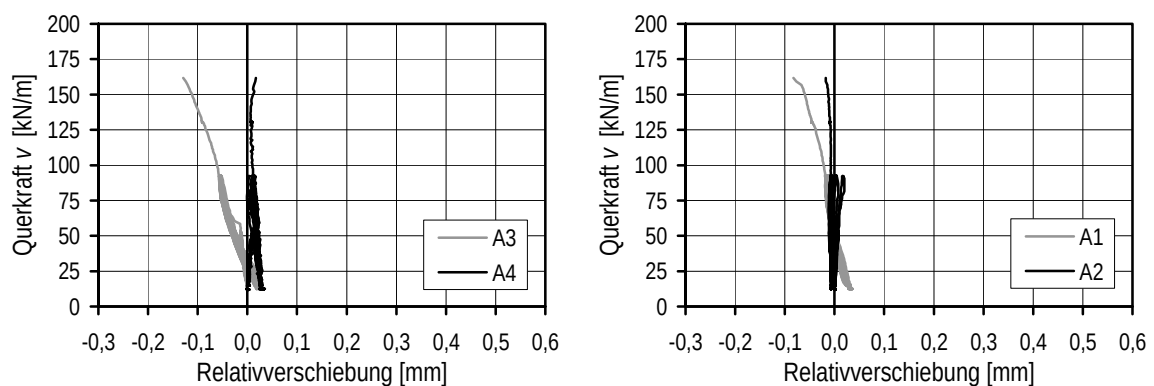


Bild A 2.46: Vertikalverschiebungen A1, A2 (links) und A3, A4 (rechts) zwischen Trägerflansch und Plattenunterseite in Versuch 2-a

Die mittels DMS erfassten Querdehnungen der Platten (QP) werden nicht im Einzelnen dargestellt (Kapitel A 2.1).

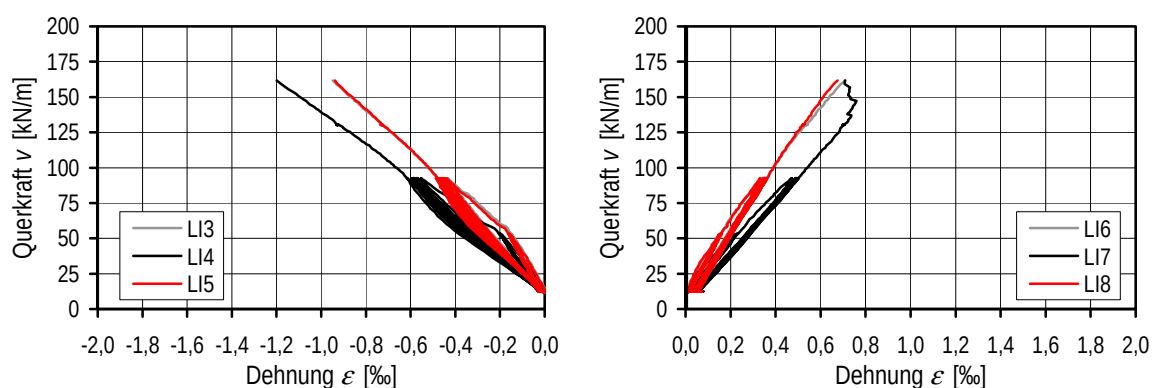


Bild A 2.47: Längsdehnungen LI3, LI4, LI5 (links) und LI6, LI7, LI8 (rechts) des IFB-Profiles in Versuch 2-a

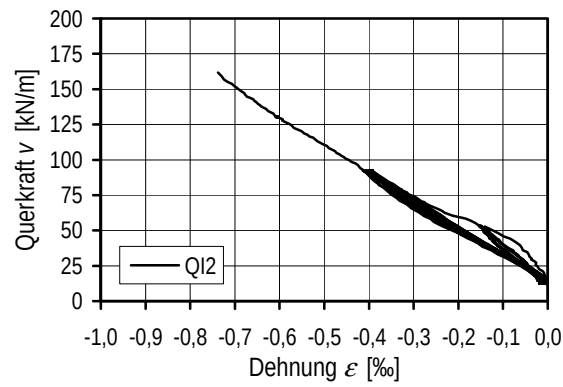


Bild A 2.48: Querdehnung QI2 des IFB-Profiles in Versuch 2-a

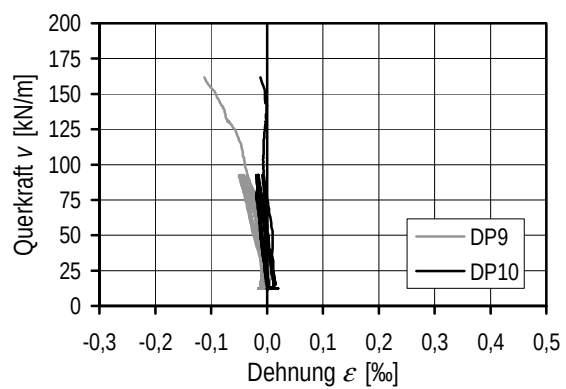
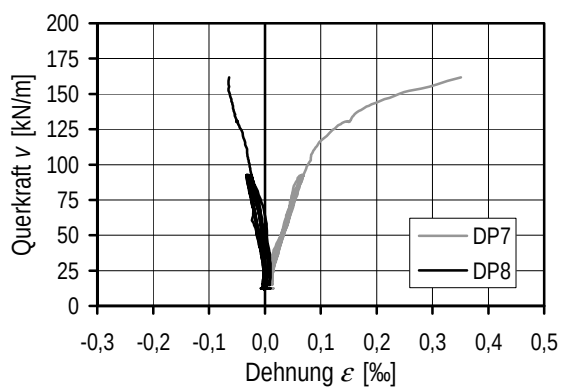


Bild A 2.49: Dehnungen DP7, DP8 (links) und DP9, DP10 (rechts) eines Plattensteigs in Versuch 2-a

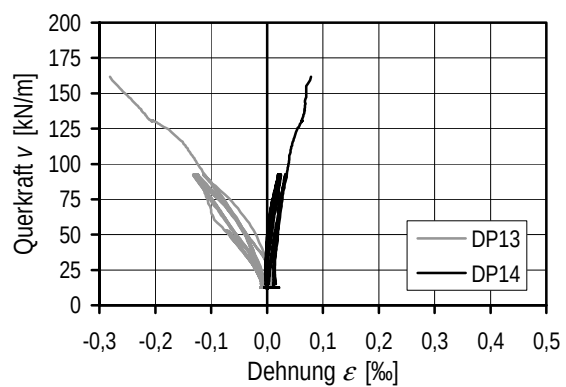
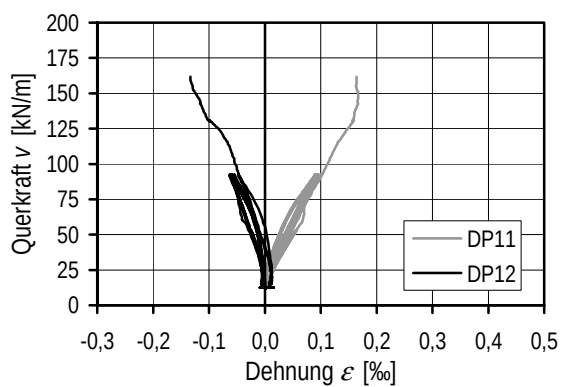


Bild A 2.50: Dehnungen DP11, DP12 (links) und DP13, DP14 (rechts) eines Plattensteigs in Versuch 2-a

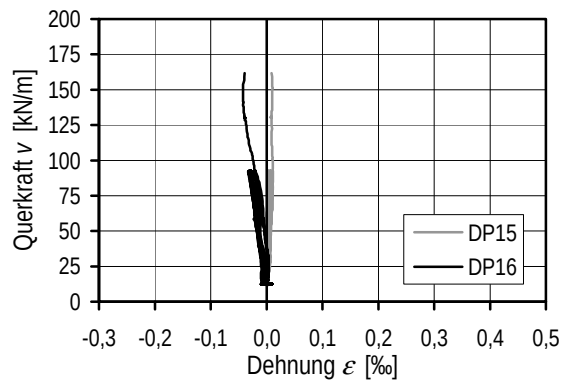


Bild A 2.51: Dehnungen DP15, DP16 des oberen Plattenflanschs in Versuch 2-a

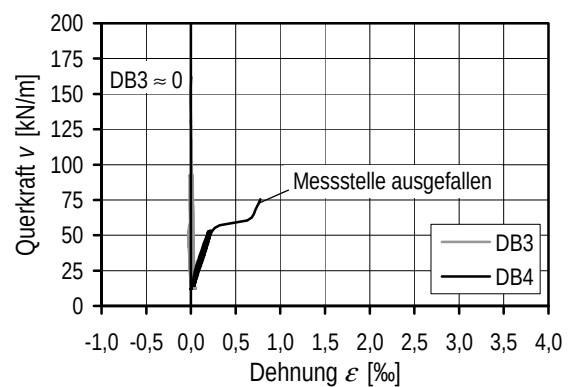
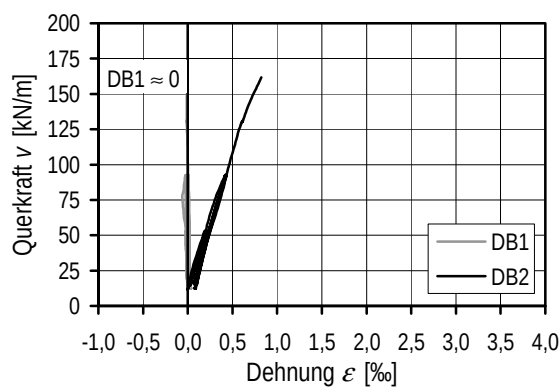


Bild A 2.52: Dehnungen DB1, DB2 (links) und DB3, DB4 (rechts) der Betonstahlbewehrung in Versuch 2-a

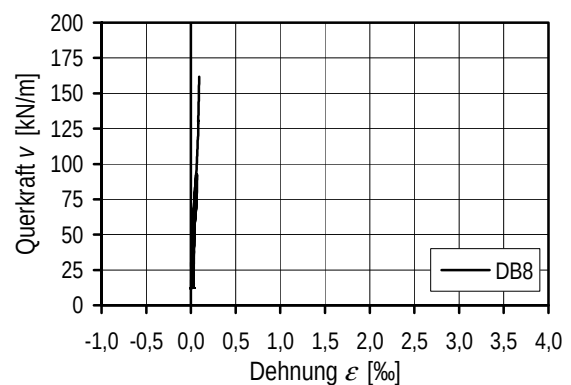
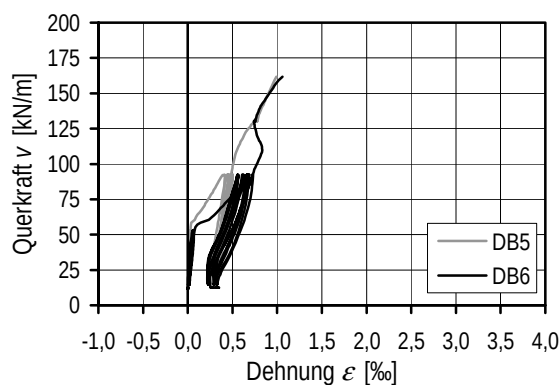


Bild A 2.53: Dehnungen DB5, DB6 (links) und DB8 (rechts) der Betonstahlbewehrung in Versuch 2-a

Messergebnisse Versuch 2-b

Bei der ersten Belastung des Versuchskörpers versagte Deckenfeld 2-a. Vor der Durchführung von Versuch 2-b wurde die Messtechnik des Deckenfeldes a vollständig entfernt.

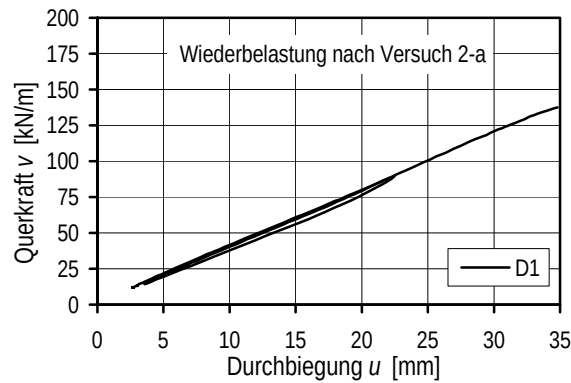


Bild A 2.54: Durchbiegung D1 in Versuch 2-b

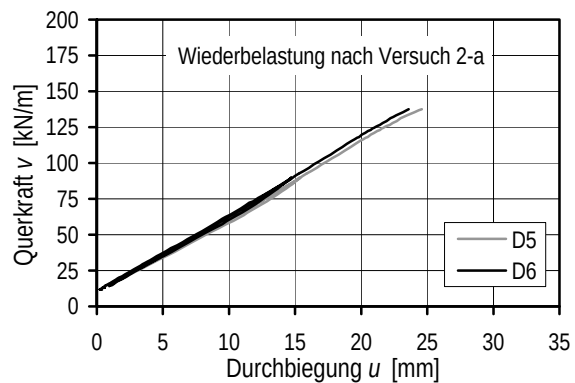
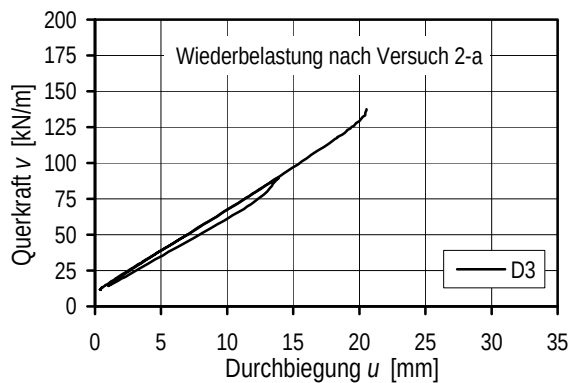


Bild A 2.55: Durchbiegungen D3 (links) und D5, D6 (rechts) in Versuch 2-b

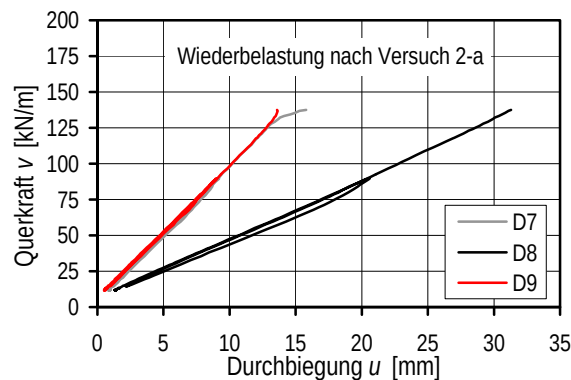


Bild A 2.56: Durchbiegungen D7, D8, D9 in Versuch 2-b

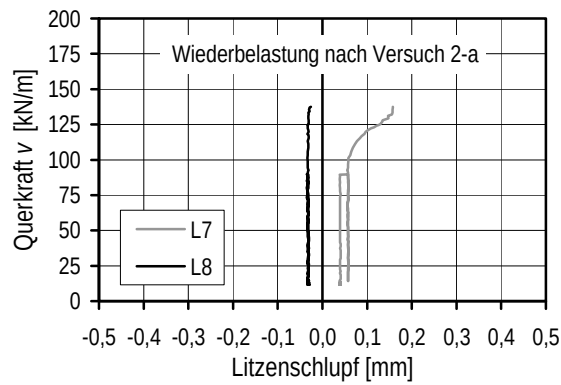


Bild A 2.57: Litzenschlupf L7, L8 in Versuch 2-b

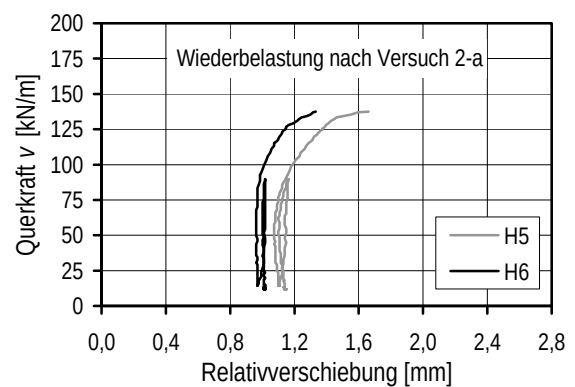
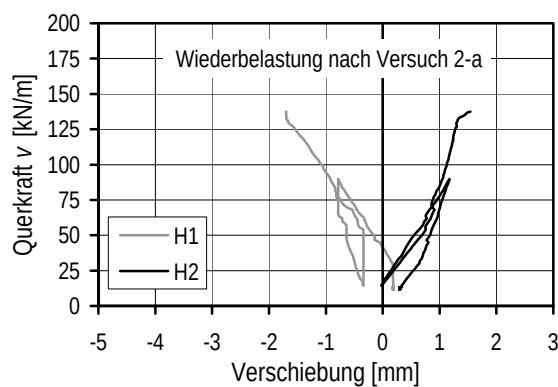


Bild A 2.58: Horizontalverschiebungen H1, H2 des IFB-Profiles (links) und Relativverschiebungen H5, H6 zwischen IFB-Profil und Randplatte (rechts) in Versuch 2-b

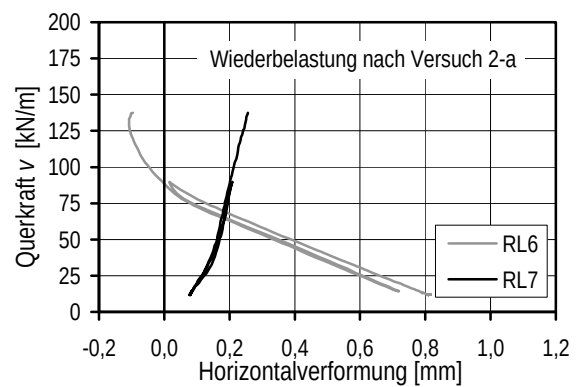
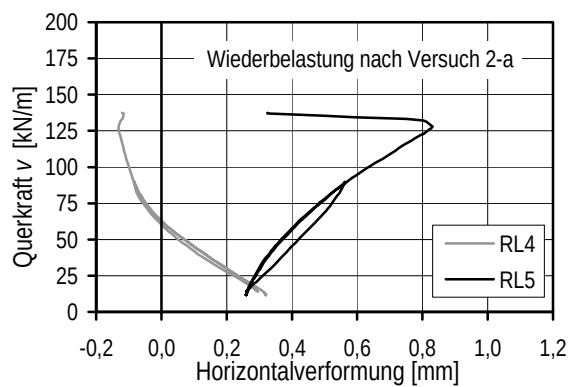


Bild A 2.59: Horizontalverformungen RL4, RL5 (links) und RL6, RL7 (rechts) der Längsfugen in Versuch 2-b

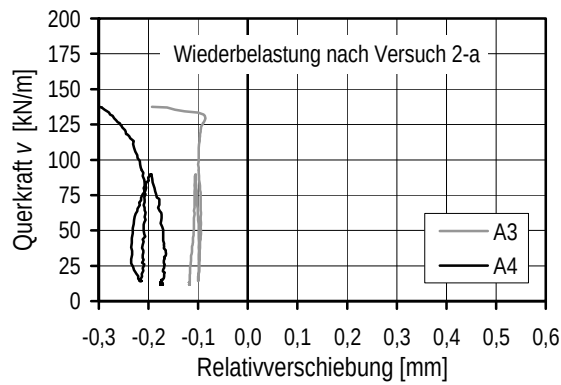


Bild A 2.60: Vertikalverschiebungen A3, A4 zwischen Trägerflansch und Plattenunterseite in Versuch 2-b

Die mittels DMS erfassten Querdehnungen der Platten (QP) werden nicht im Einzelnen dargestellt (Kapitel A 2.1).

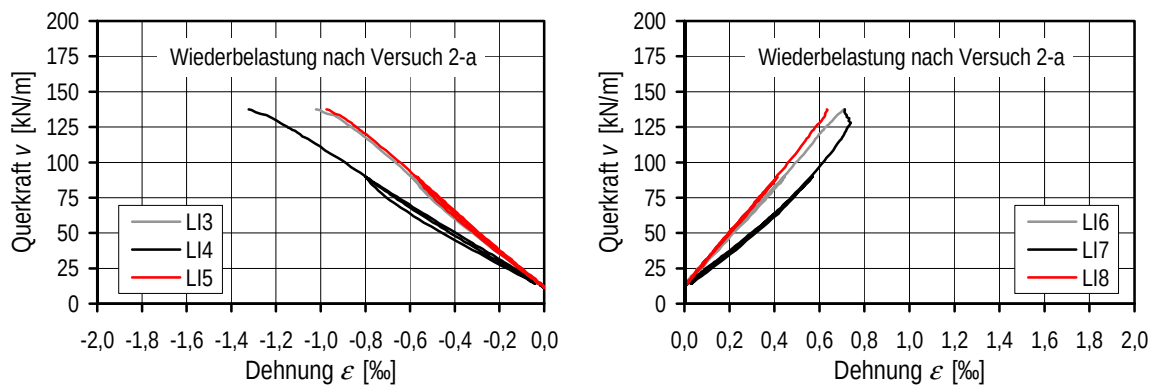


Bild A 2.61: Längsdehnungen LI3, LI4, LI5 (links) und LI6, LI7, LI8 (rechts) des IFB-Profiles in Versuch 2-b

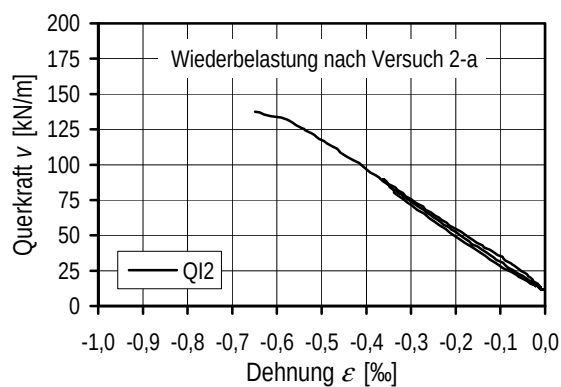


Bild A 2.62: Querdehnung QI2 des IFB-Profiles in Versuch 2-b

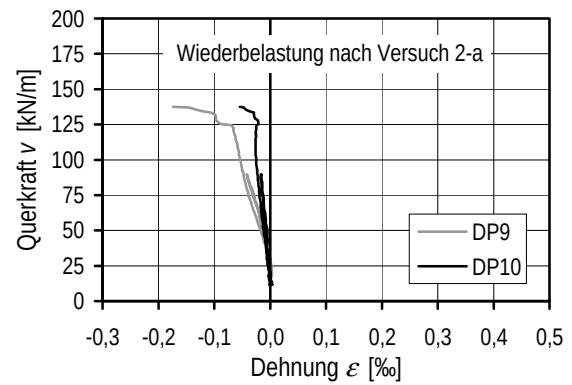
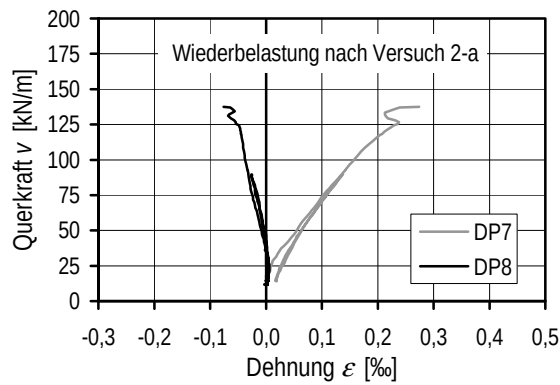


Bild A 2.63: Dehnungen DP7, DP8 (links) und DP9, DP10 (rechts) eines Platten-steps in Versuch 2-b

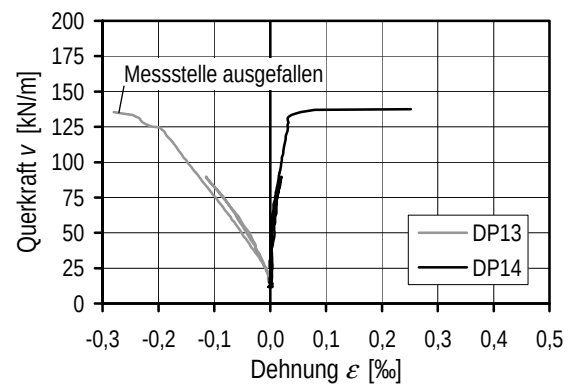
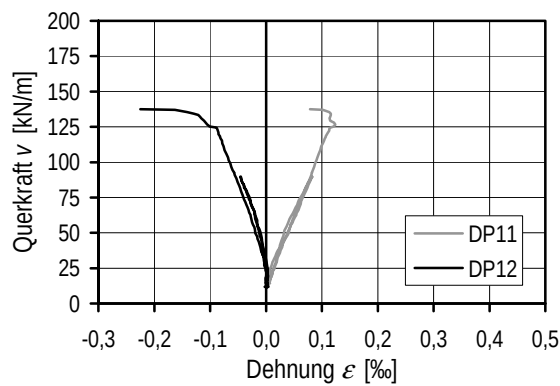


Bild A 2.64: Dehnungen DP11, DP12 (links) und DP13, DP14 (rechts) eines Platten-steps in Versuch 2-b

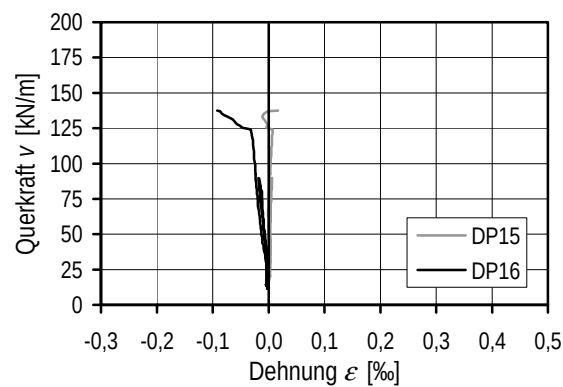


Bild A 2.65: Dehnungen DP15, DP16 des oberen Plattenflanschs in Versuch 2-b

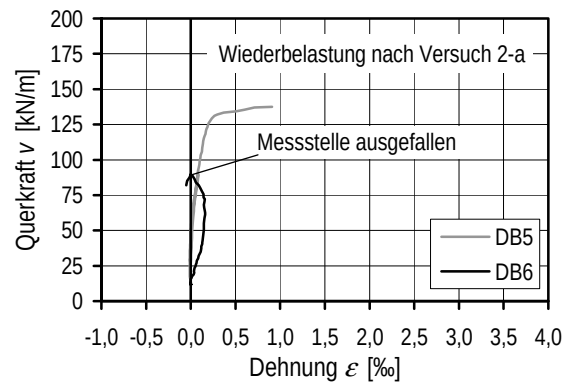
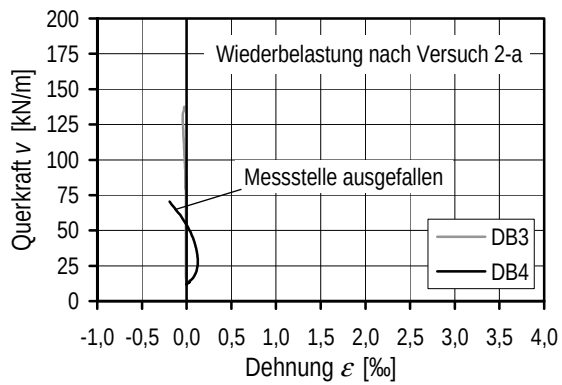


Bild A 2.66: Dehnungen DB3, DB4 (links) und DB5, DB6 (rechts) der Betonstahlbewehrung in Versuch 2-b

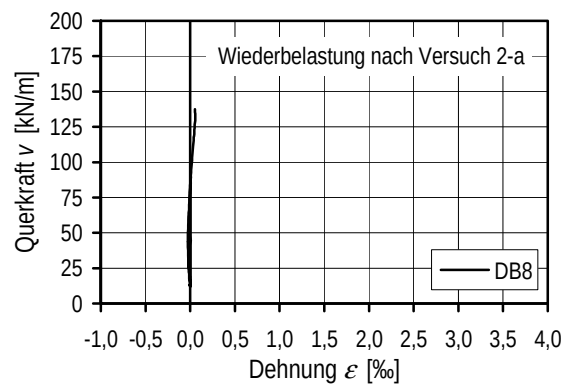


Bild A 2.67: Dehnungen DB8 der Betonstahlbewehrung in Versuch 2-b

Referenzversuche

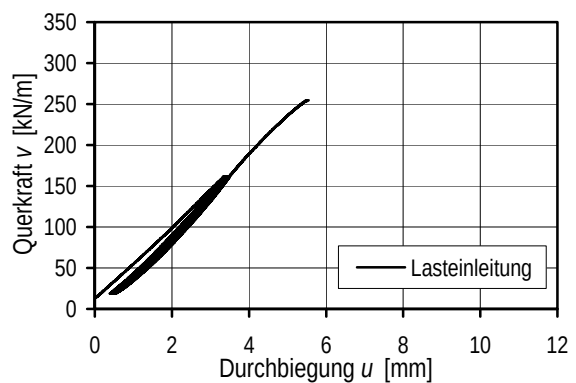
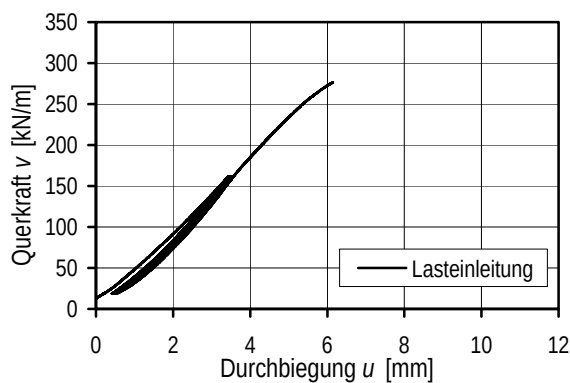


Bild A 2.68: Last-Verformungs-Beziehungen der Referenzversuche R 2-1 (links) und R 2-2 (rechts) (Messung des Maschinenwegs)



Bild A 2.69: Bruchbilder der Referenzversuche R 2-1 (oben) und R 2-2 (unten)

A 2.7 Versuch 3

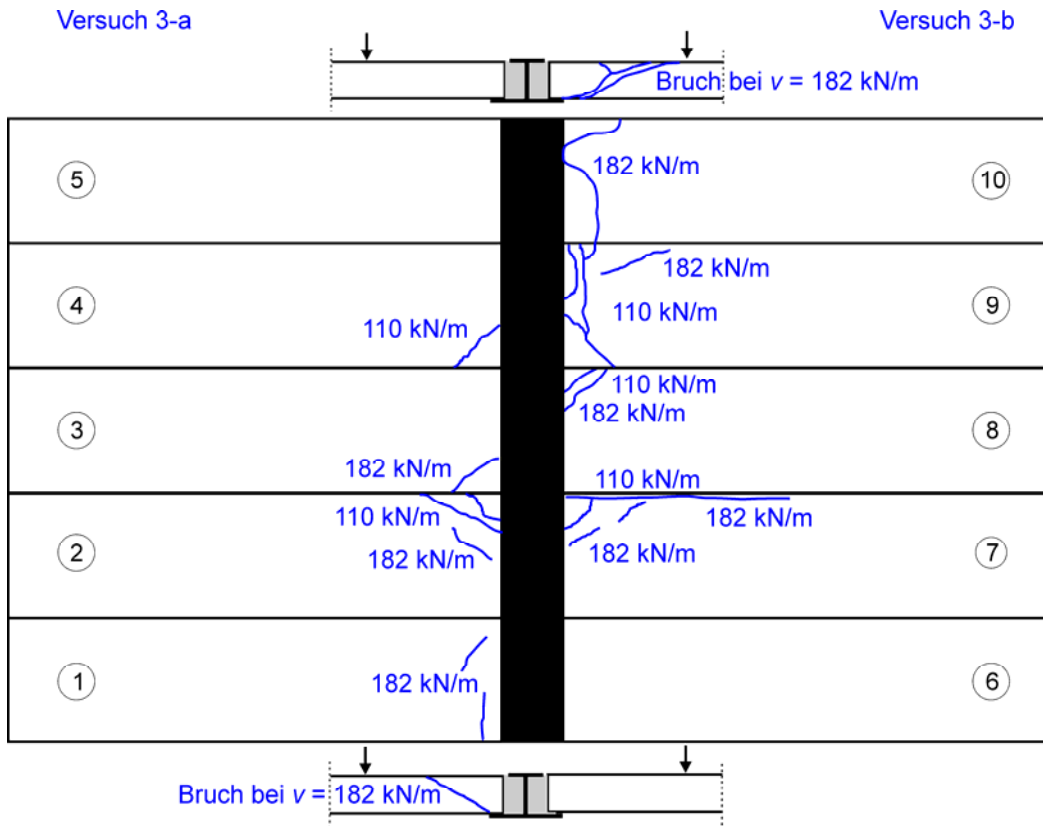
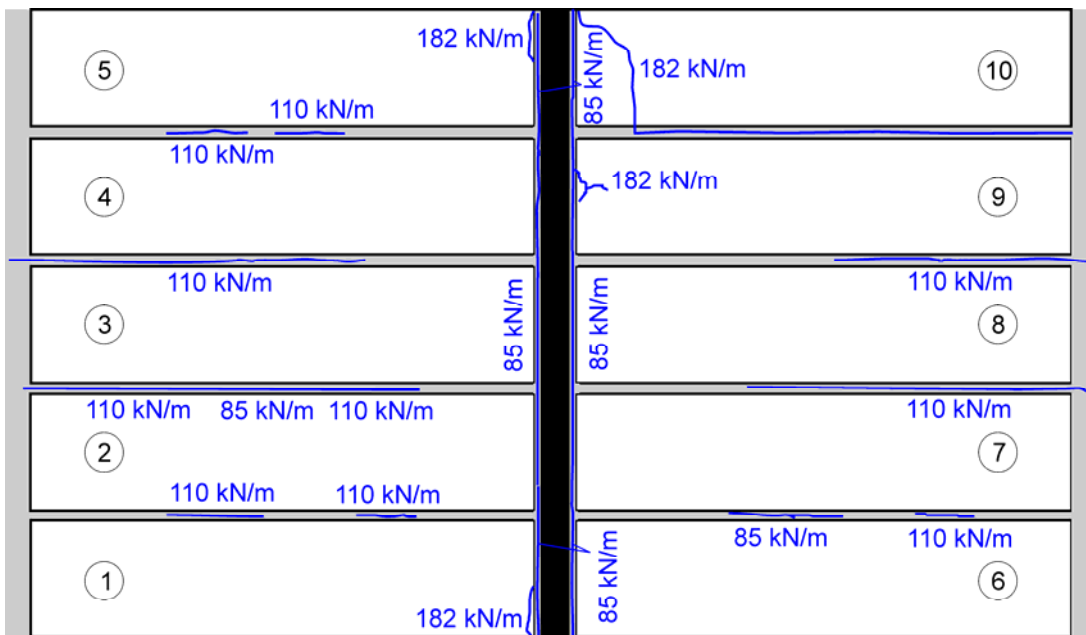


Bild A 2.70: Rissbild der Unterseite und der Randplatten in Versuch 3



(nach Versuchsdurchführung alle Längsfugen durchgehend gerissen)

Bild A 2.71: Rissbild der Oberseite in Versuch 3



Bild A 2.72: Bruchbilder von Platte 1 (oben) und Platte 10 (unten) in Versuch 3

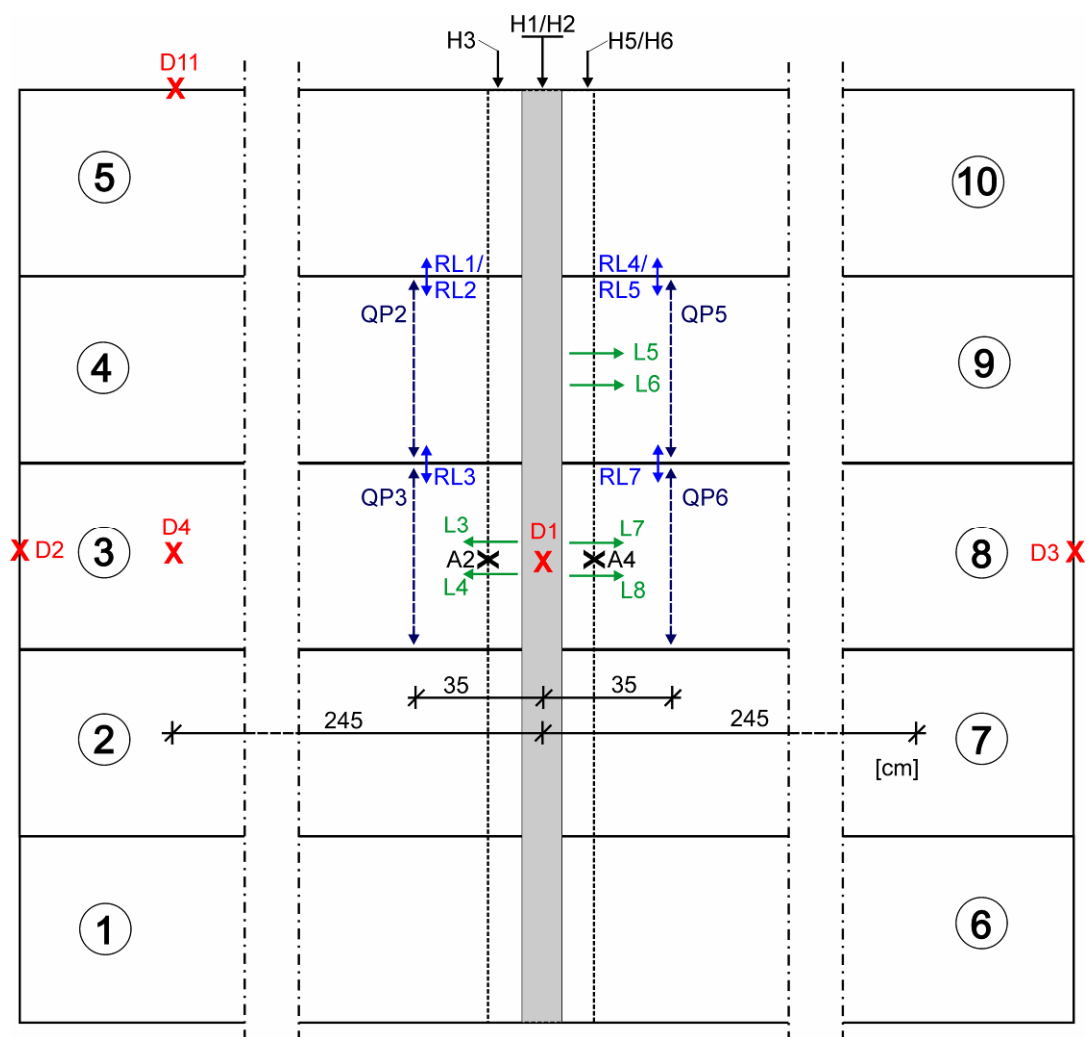


Bild A 2.73: Wegaufnehmer in Versuch 3

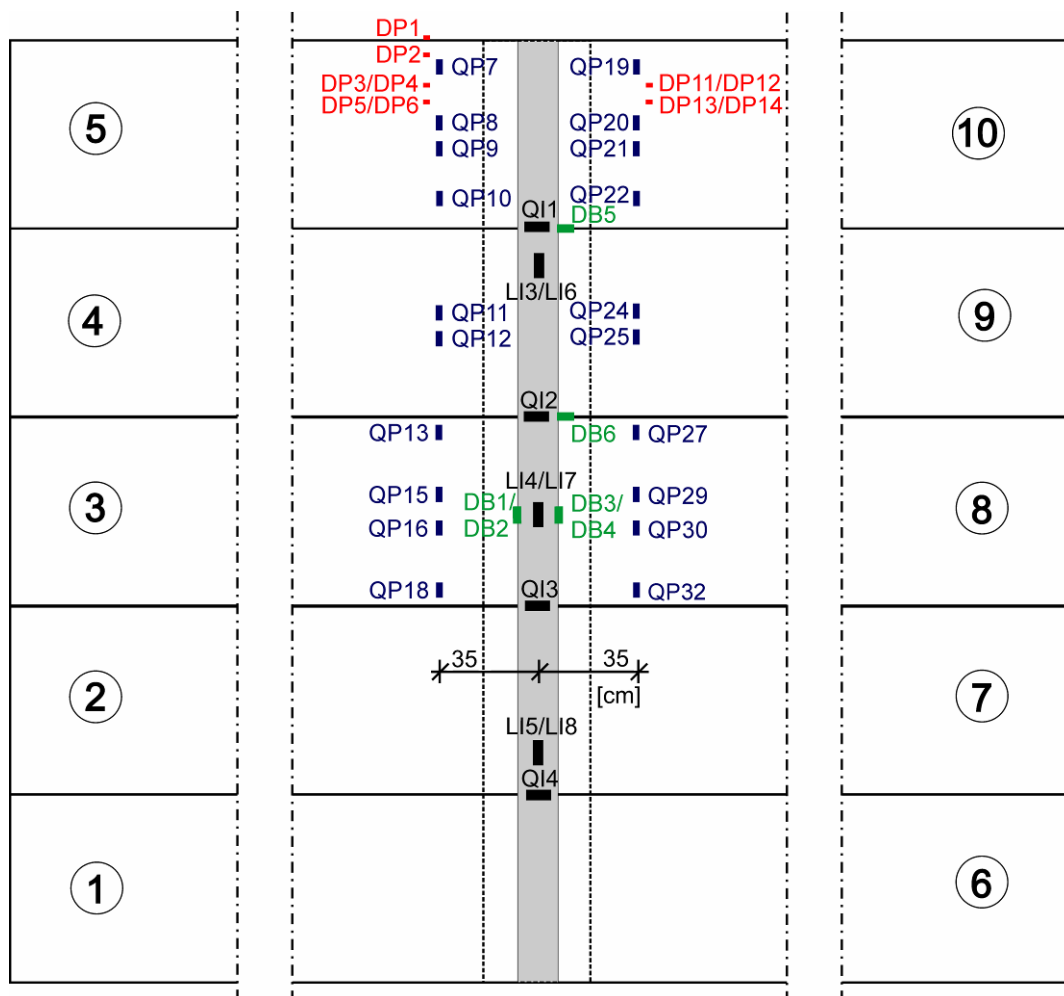


Bild A 2.74: DMS in Versuch 3

Messergebnisse Versuch 3

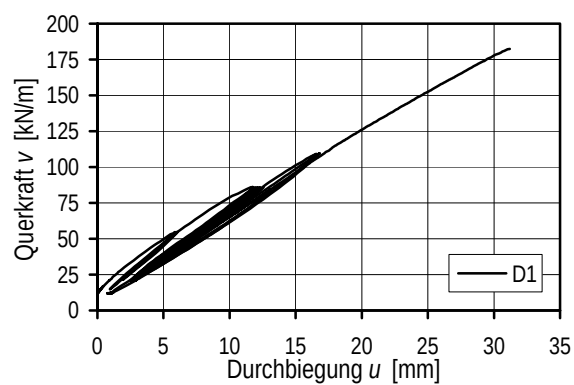


Bild A 2.75: Durchbiegung D1 in Versuch 3

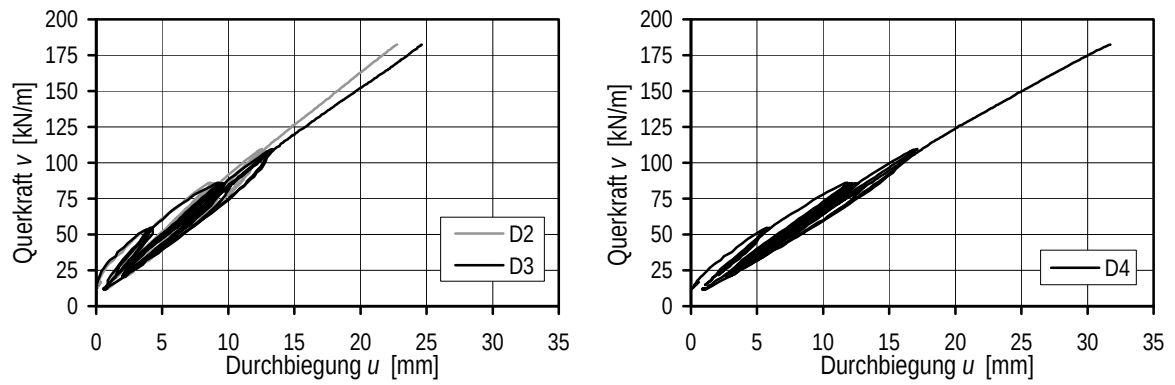


Bild A 2.76: Durchbiegungen D2, D3 (links) und D4 (rechts) in Versuch 3

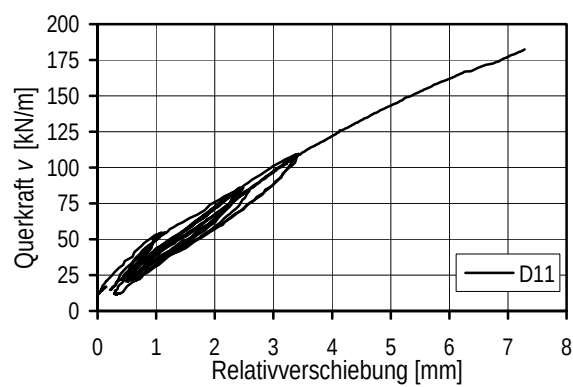


Bild A 2.77: Relativverschiebung D11 zwischen Randplatte 5 und dem seitlichen Stahlträger in Versuch 3

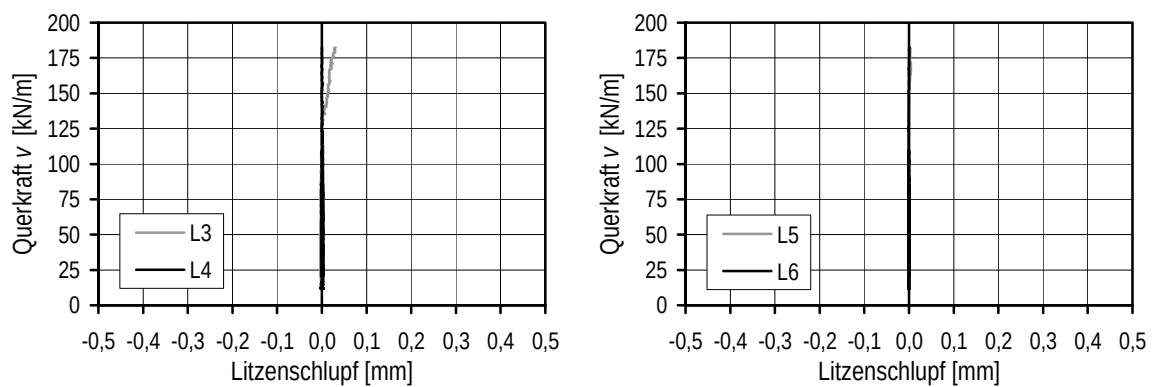


Bild A 2.78: Litzenschlupf L3, L4 (links) und L5, L6 (rechts) in Versuch 3

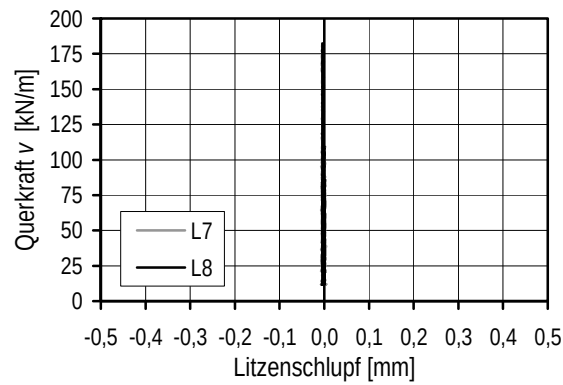


Bild A 2.79: Litzenschlupf L7, L8 in Versuch 3

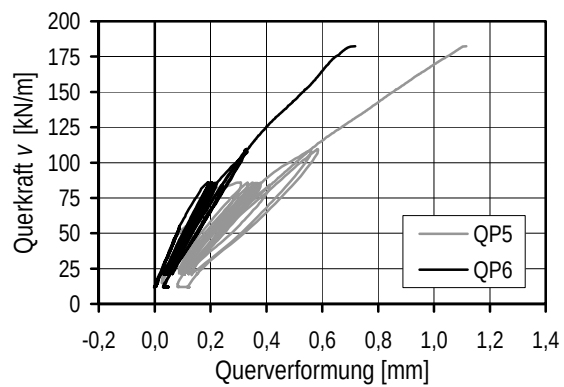
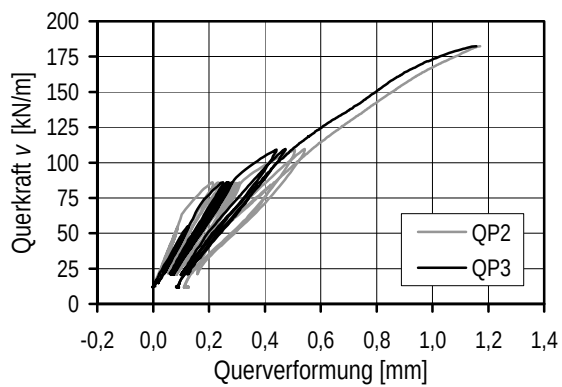


Bild A 2.80: Querverformungen QP2, QP3 (links) und QP5, QP6 (rechts) der Platten in Versuch 3

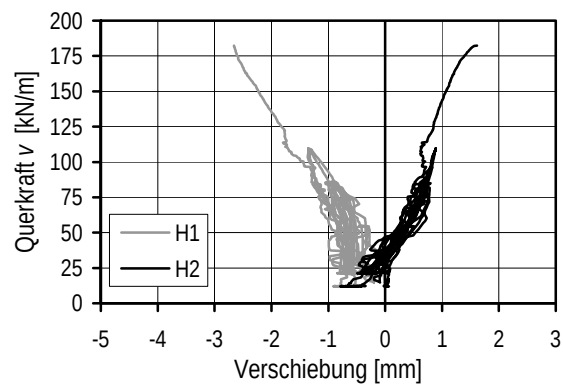


Bild A 2.81: Horizontalverschiebungen H1, H2 des IFB-Profiles in Versuch 3

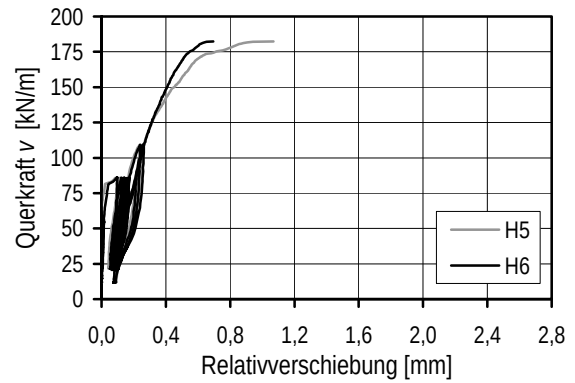
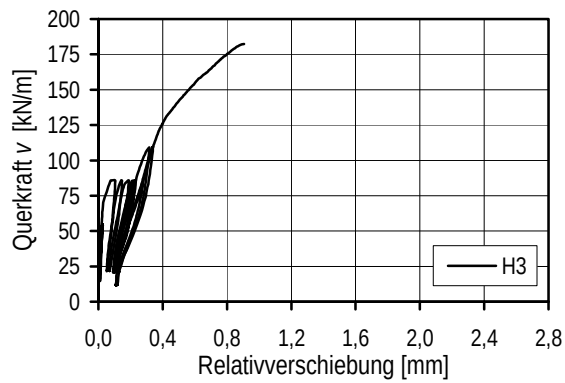


Bild A 2.82: Relativverschiebungen H3 (links) und H5, H6 (rechts) zwischen IFB-Profil und Randplatte in Versuch 3

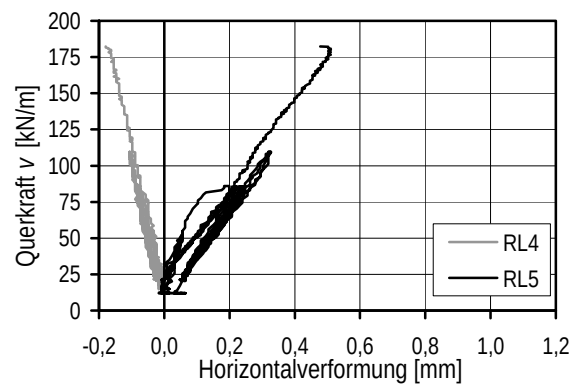
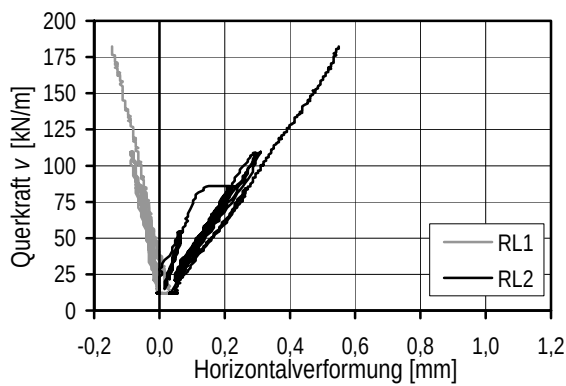


Bild A 2.83: Horizontalverformungen RL1, RL2 (links) und RL4, RL5 (rechts) der Längsfugen in Versuch 3

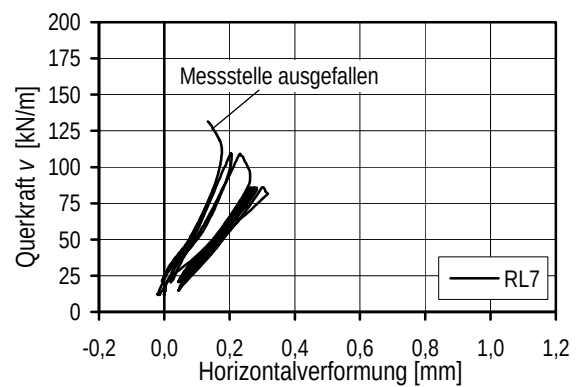
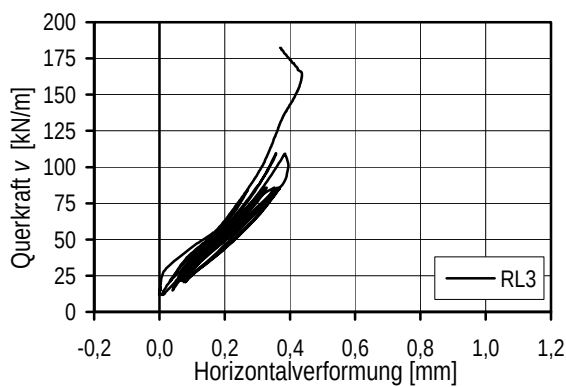


Bild A 2.84: Horizontalverformungen RL3 (links) und RL7 (rechts) der Längsfugen in Versuch 3

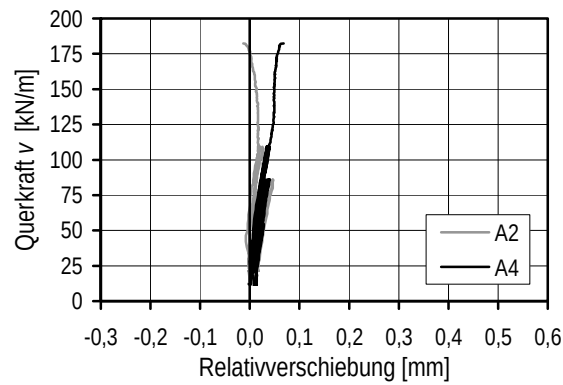


Bild A 2.85: Vertikalverschiebungen A2, A4 zwischen Trägerflansch und Plattenunterseite in Versuch 3

Die mittels DMS erfassten Querdehnungen der Platten (QP) werden nicht im Einzelnen dargestellt (Kapitel A 2.1).

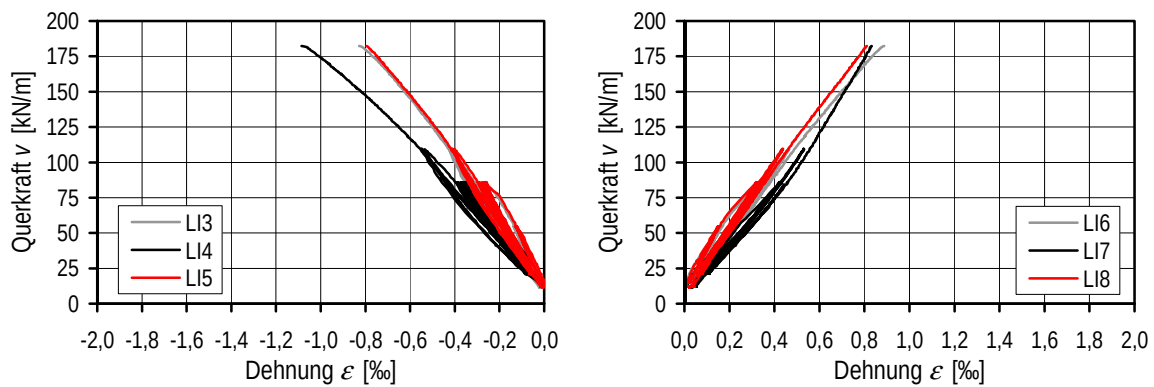


Bild A 2.86: Längsdehnungen LI3, LI4, LI5 (links) und LI6, LI7, LI8 (rechts) des IFB-Profiles in Versuch 3

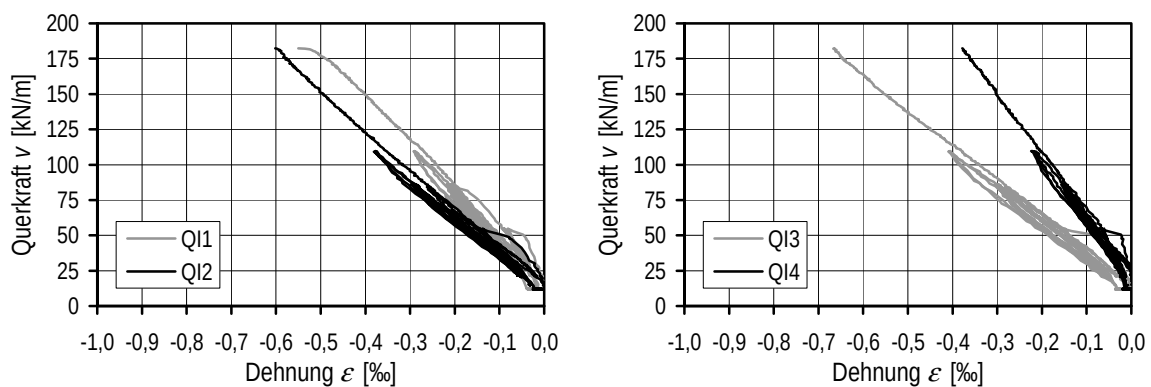


Bild A 2.87: Querdehnungen QI1, QI2 (links) und QI3, QI4 (rechts) des IFB-Profiles in Versuch 3

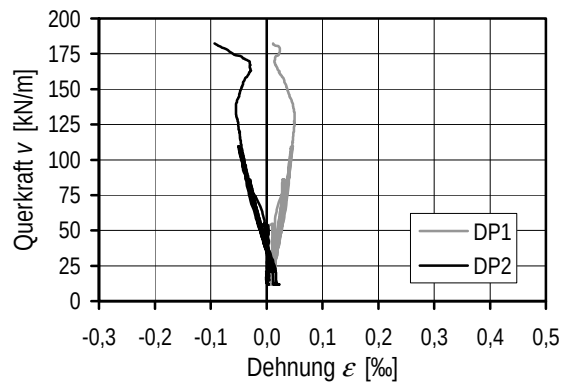


Bild A 2.88: Dehnungen DP1, DP2 eines Plattenstegs in Versuch 3

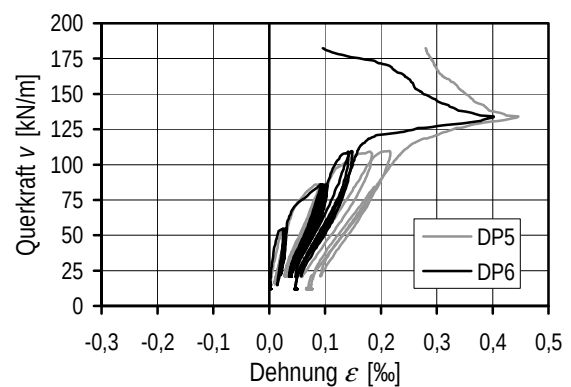
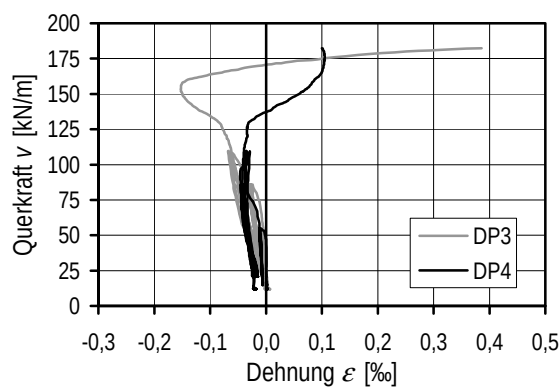


Bild A 2.89: Dehnungen DP3, DP4 (links) und DP5, DP6 (rechts) eines Plattenstegs in Versuch 3

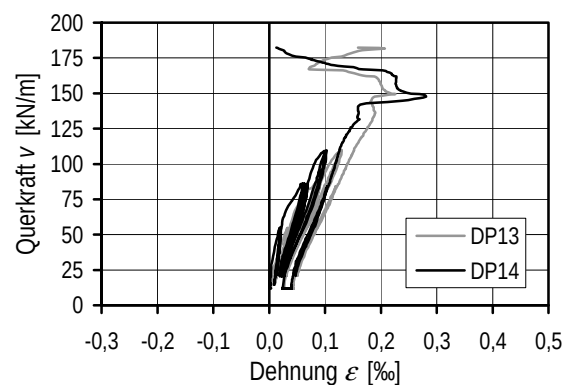
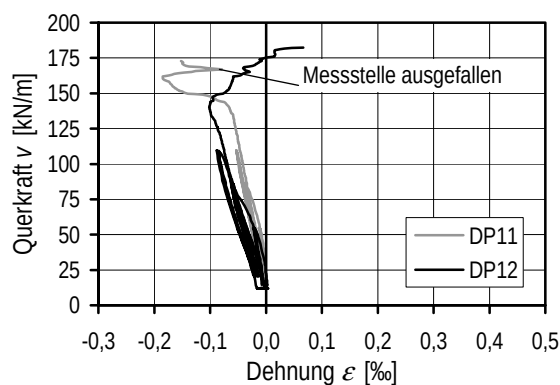


Bild A 2.90: Dehnungen DP11, DP12 (links) und DP13, DP14 (rechts) eines Plattenstegs in Versuch 3

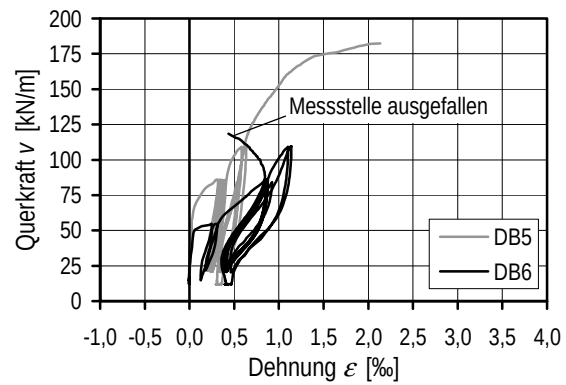
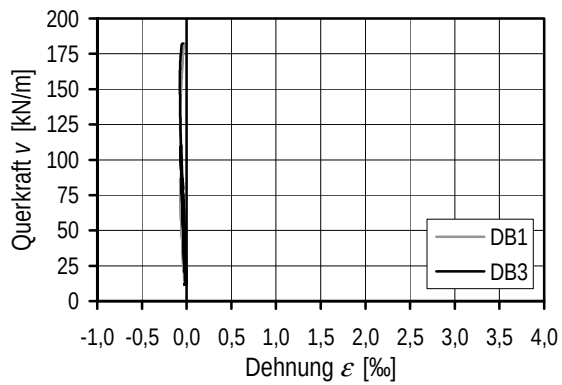


Bild A 2.91: Dehnungen DB1, DB3 (links) und DB5, DB6 (rechts) der Betonstahlbewehrung in Versuch 3

Die Messstellen DB2, DB4 waren vor Versuchsbeginn ausgefallen.

Referenzversuche

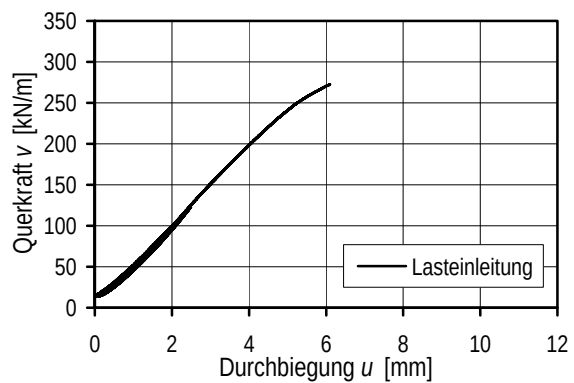
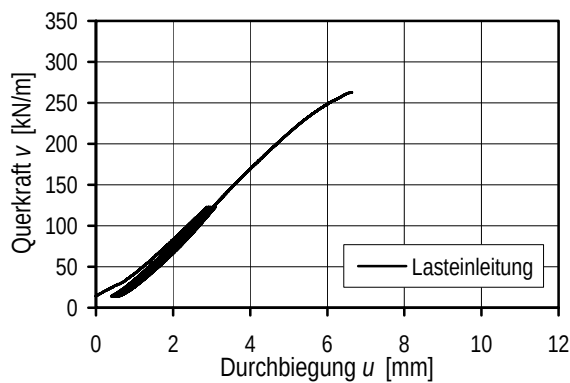


Bild A 2.92: Last-Verformungs-Beziehungen der Referenzversuche R 3-1 (links) und R 3-2 (rechts) (Messung des Maschinenwegs)



Bild A 2.93: Bruchbilder der Referenzversuche R 3-1 (oben) und R 3-2 (unten)

A 2.8 Versuch 4

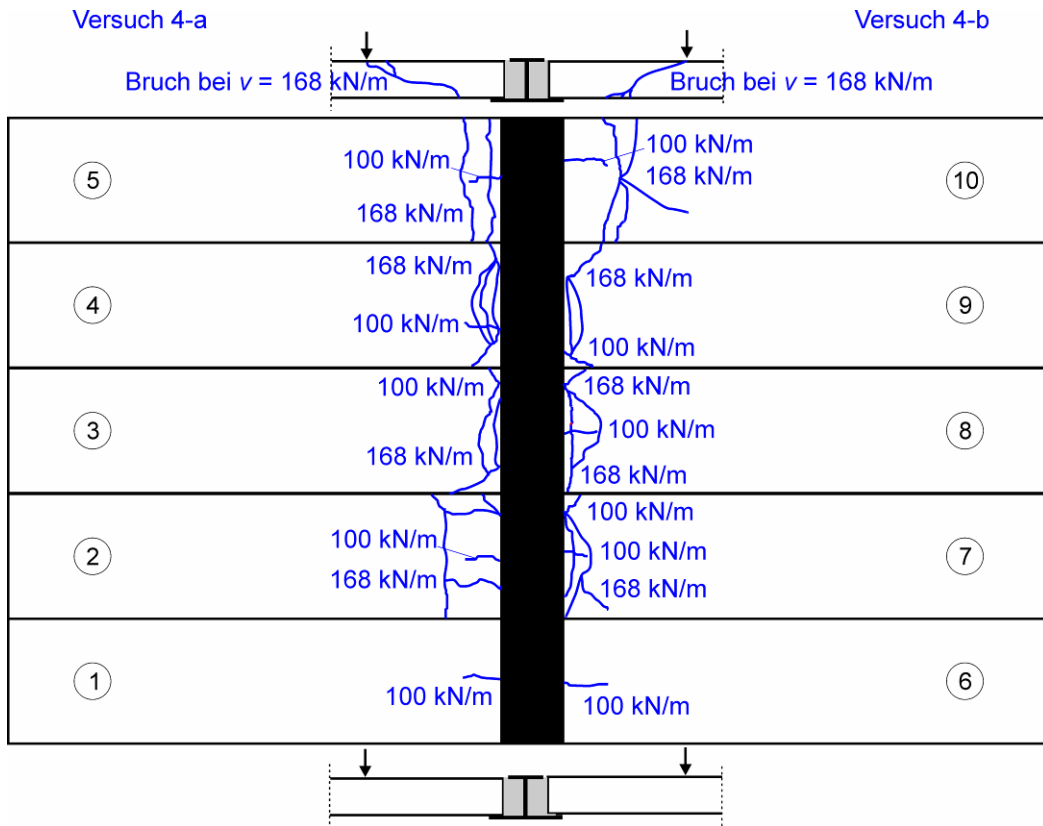
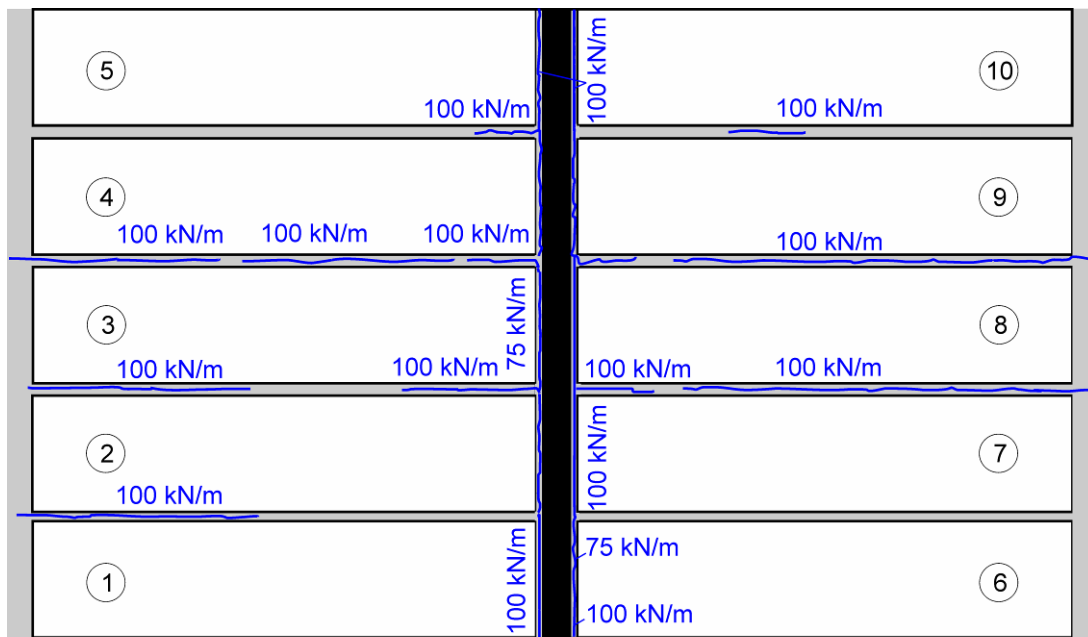


Bild A 2.94: Rissbild der Unterseite und der Randplatten in Versuch 4



(nach Versuchsdurchführung alle Längsfugen durchgehend gerissen)

Bild A 2.95: Rissbild der Oberseite in Versuch 4

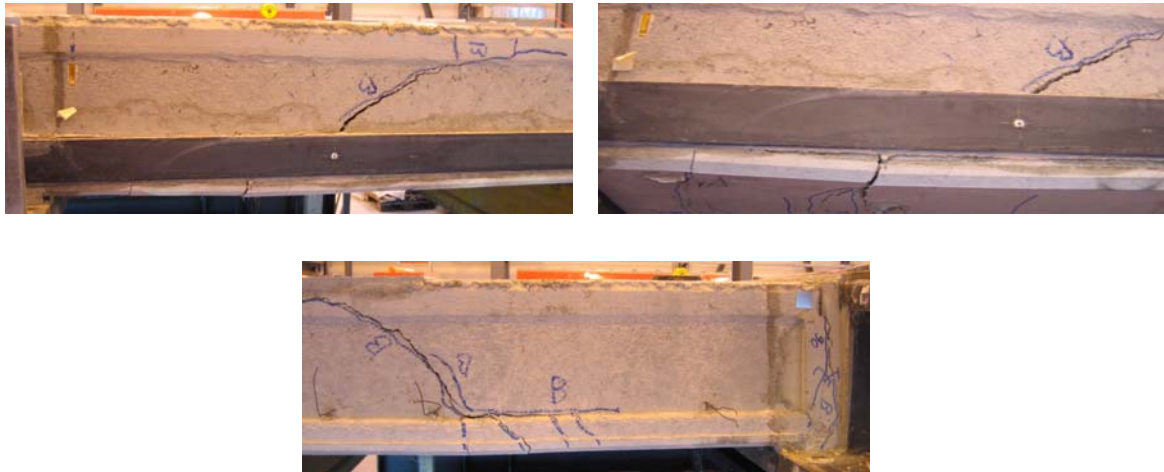


Bild A 2.96: Bruchbilder von Platte 5 (oben) und Platte 10 (unten) in Versuch 4

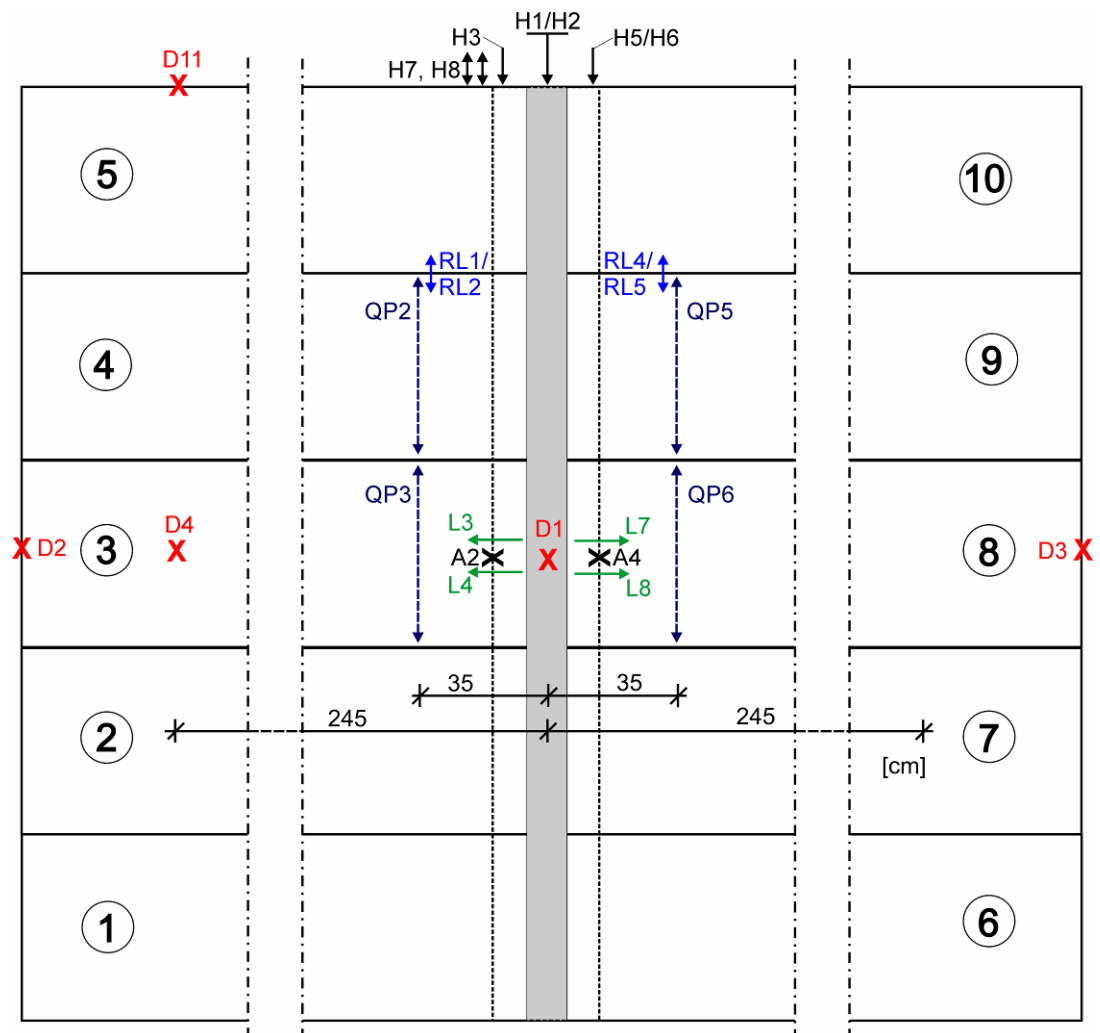


Bild A 2.97: Wegaufnahme in Versuch 4

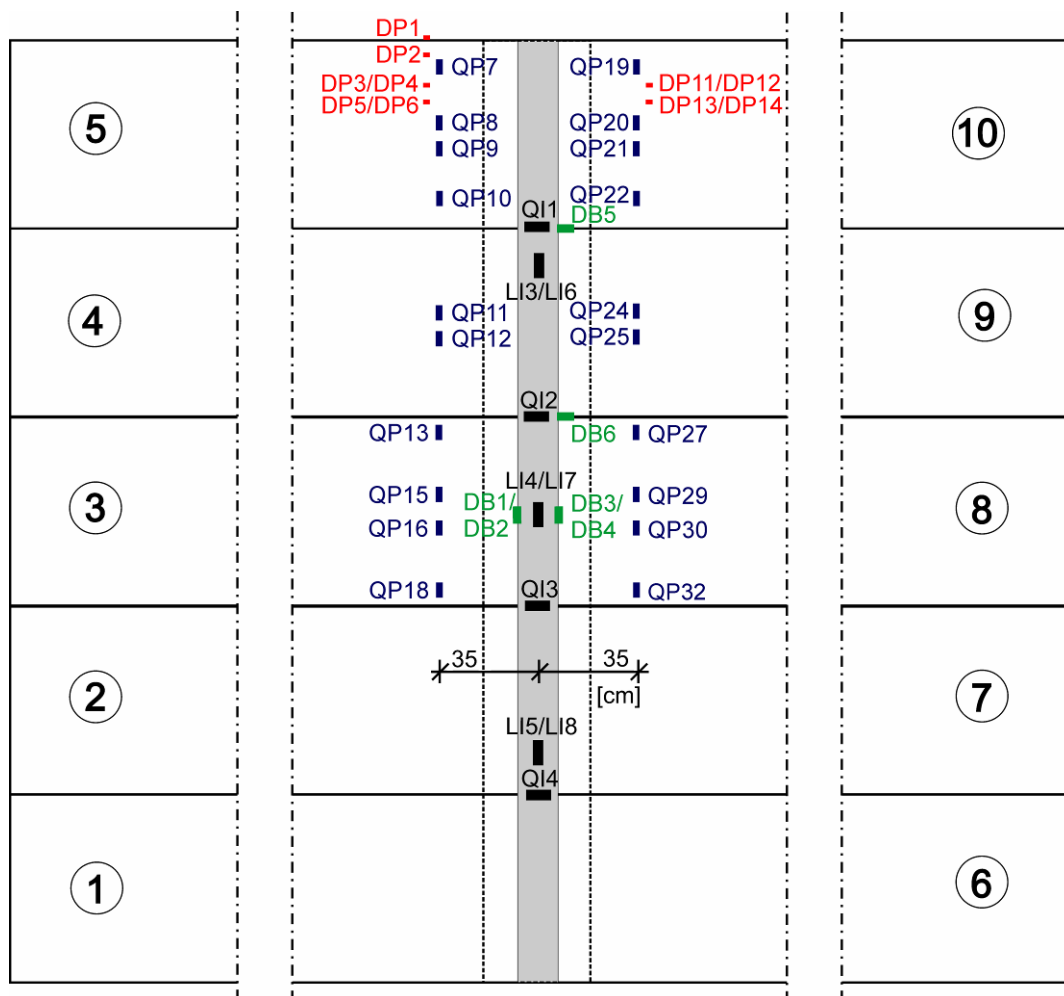


Bild A 2.98: DMS in Versuch 4

Messergebnisse Versuch 4

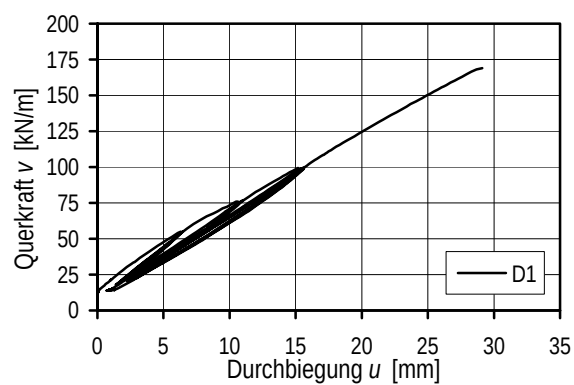


Bild A 2.99: Durchbiegung D1 in Versuch 4

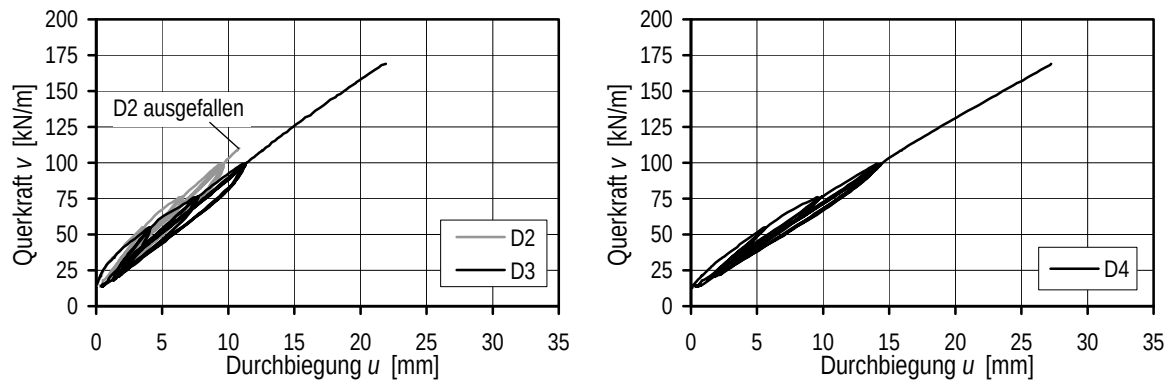


Bild A 2.100: Durchbiegungen D2, D3 (links) und D4 (rechts) in Versuch 4

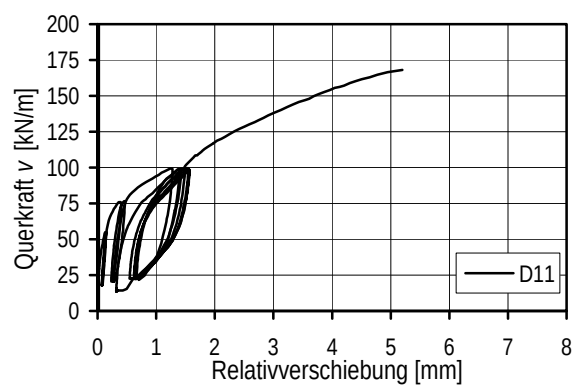


Bild A 2.101: Relativverschiebung D11 zwischen Platte 5 und seitlichem Stahlträger in Versuch 4

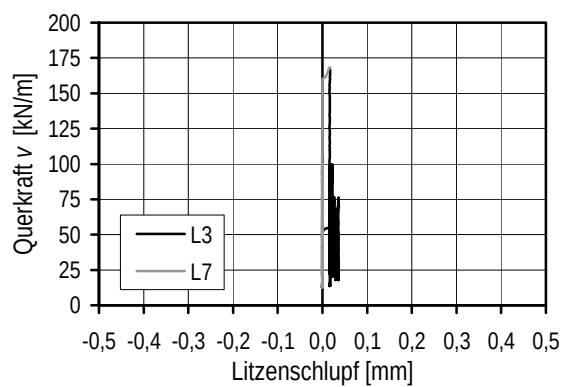


Bild A 2.102: Litzenschlupf L3, L7 in Versuch 4

Die Messstellen L4 und L8 waren vor Versuchsbeginn ausgefallen.

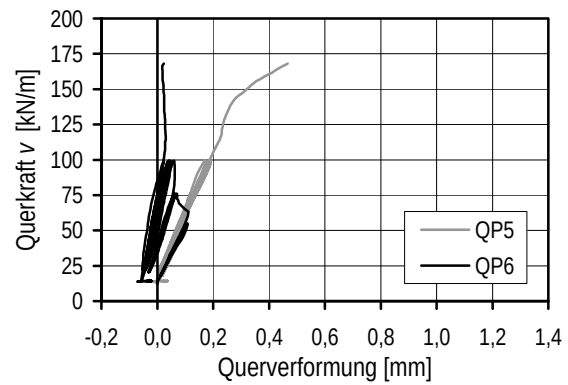
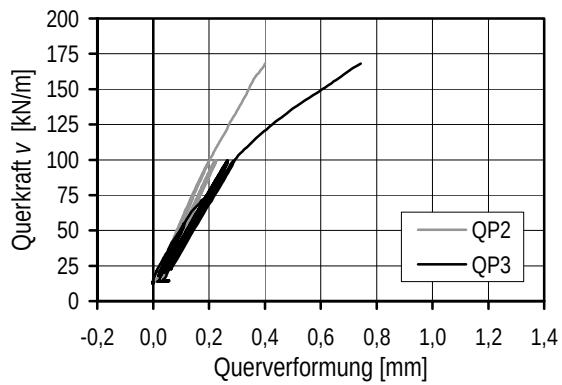


Bild A 2.103: Querverformungen QP2, QP3 (links) und QP5, QP6 (rechts) der Platten in Versuch 4

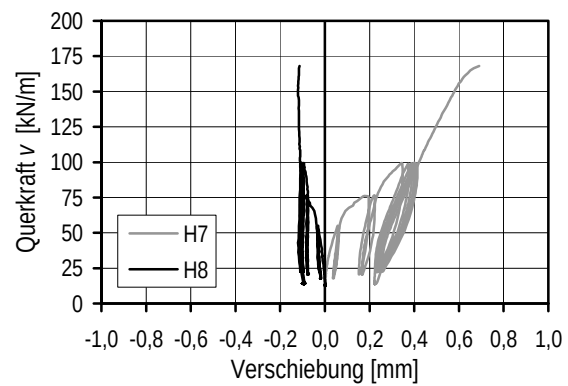
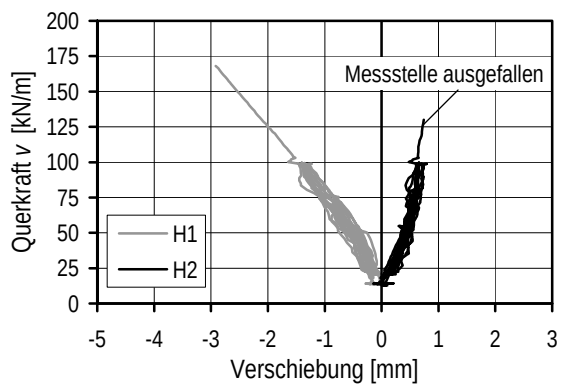


Bild A 2.104: Horizontalverschiebungen H1, H2 des IFB-Profils (links) und H7, H8 zwischen Randplatte und seitlichem Stahlträger (rechts) in Versuch 4

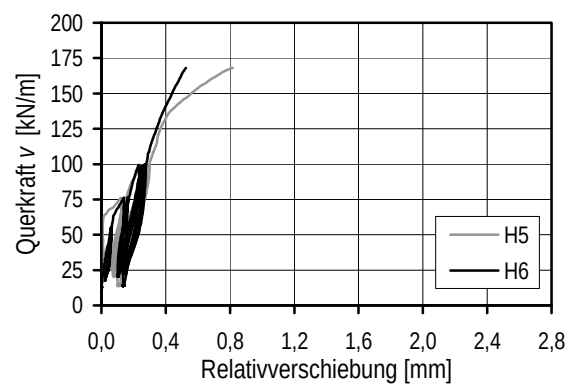
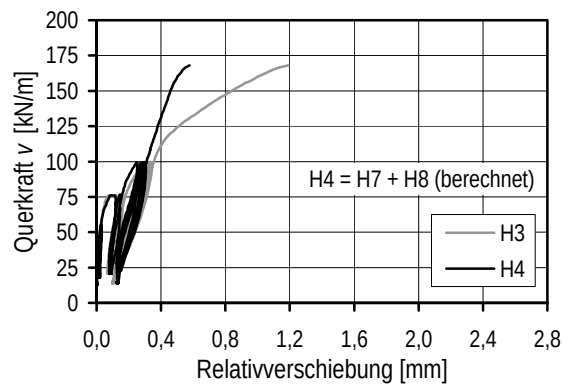


Bild A 2.105: Relativverschiebungen H3, H4 (links) und H5, H6 (rechts) zwischen IFB-Profil und Randplatte in Versuch 4

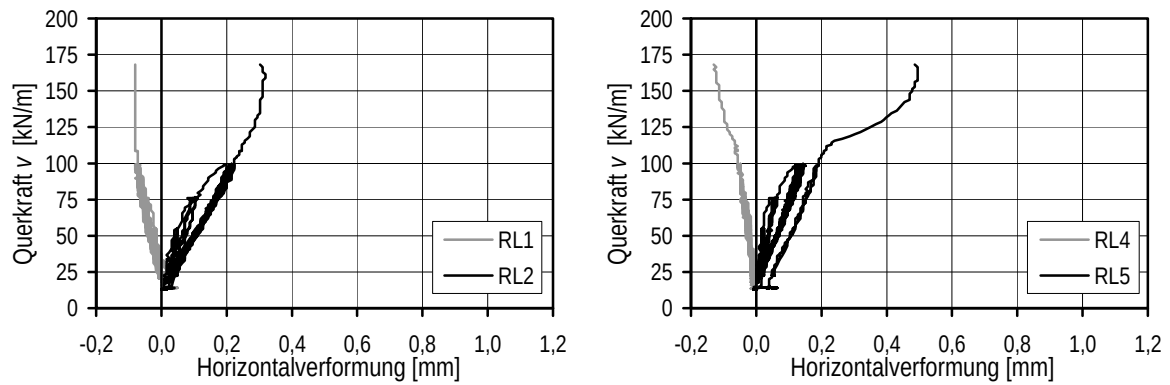


Bild A 2.106: Horizontalverformungen RL1, RL2 (links) und RL4, RL5 (rechts) der Längsfugen in Versuch 4

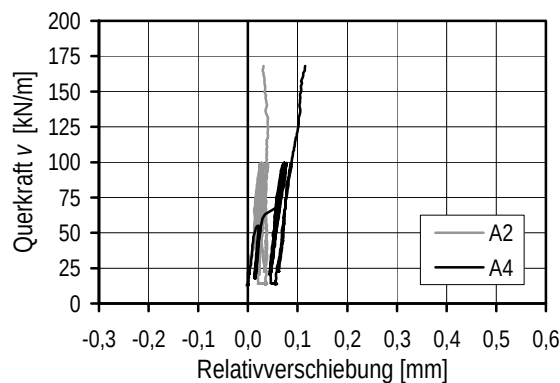


Bild A 2.107: Vertikalverschiebungen A2, A4 zwischen Trägerflansch und Plattenunterseite in Versuch 4

Die mittels DMS erfassten Querdehnungen der Platten (QP) werden nicht im Einzelnen dargestellt (Kapitel A 2.1).

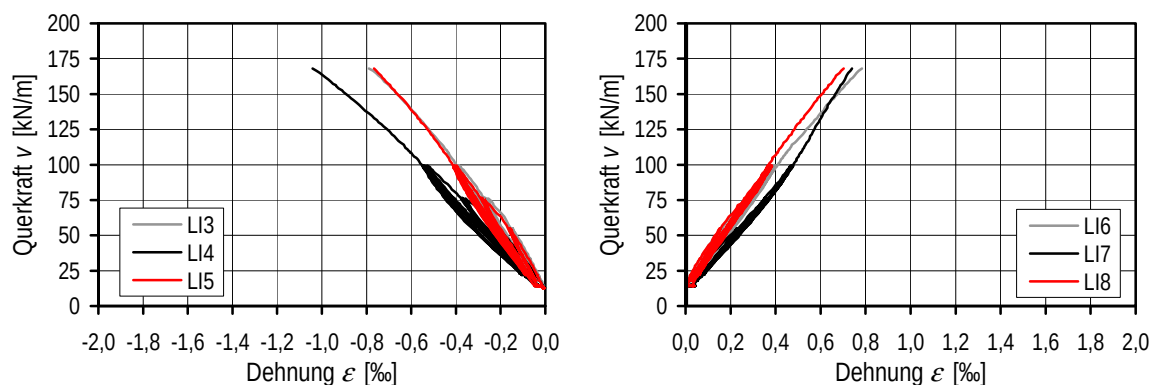


Bild A 2.108: Längsdehnungen LI3, LI4, LI5 (links) und LI6, LI7, LI8 (rechts) des IFB-Profiles in Versuch 4

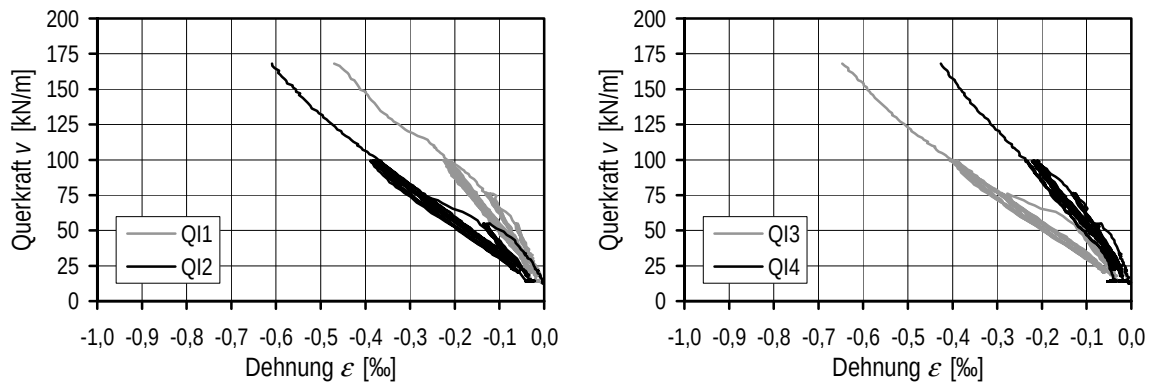


Bild A 2.109: Querdehnungen QI1, QI2 (links) und QI3, QI4 (rechts) des IFB-Profiles in Versuch 4

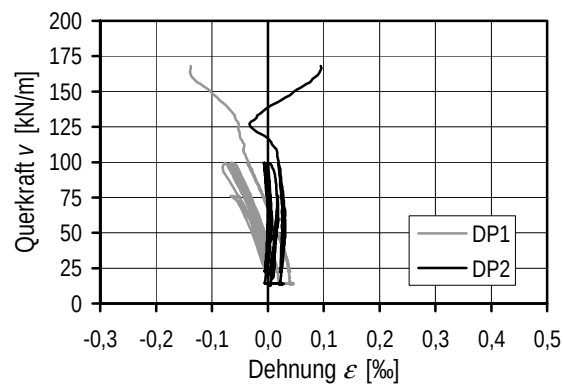


Bild A 2.110: Dehnungen DP1, DP2 eines Plattenstegs in Versuch 4

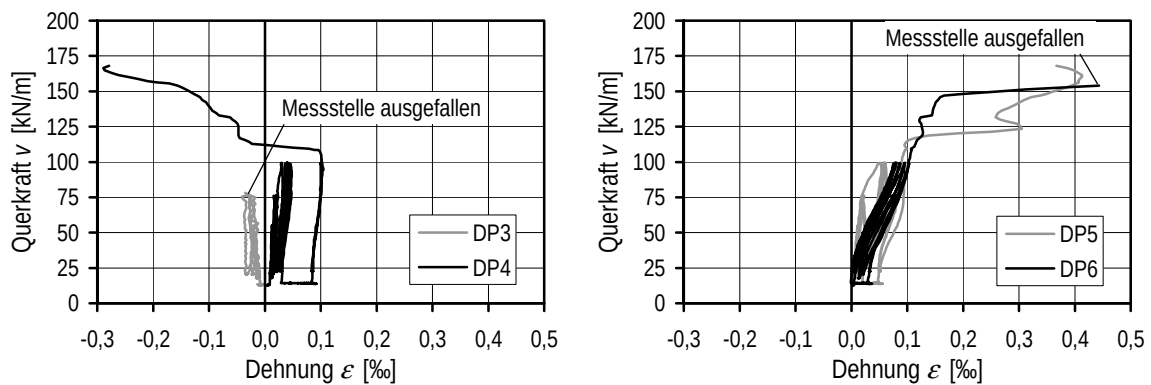


Bild A 2.111: Dehnungen DP3, DP4 (links) und DP5, DP6 (rechts) eines Plattenstegs in Versuch 4

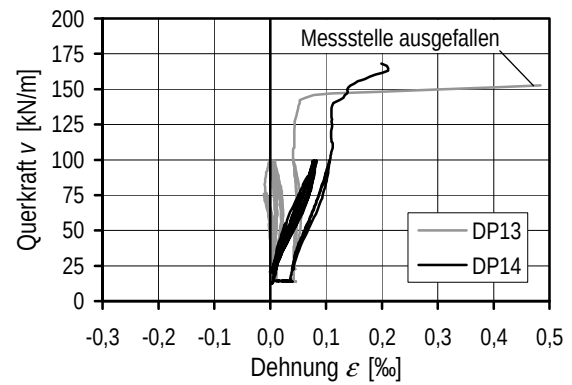
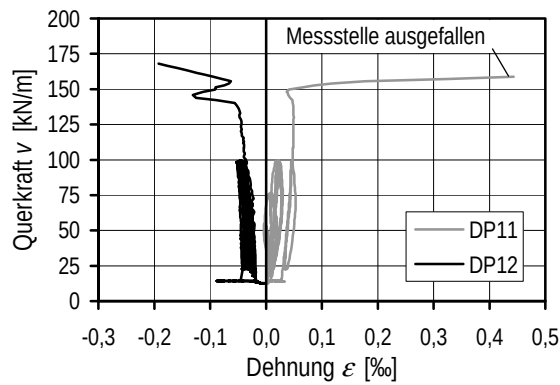


Bild A 2.112: Dehnungen DP11, DP12 (links) und DP13, DP14 (rechts) eines Platten-steps in Versuch 4

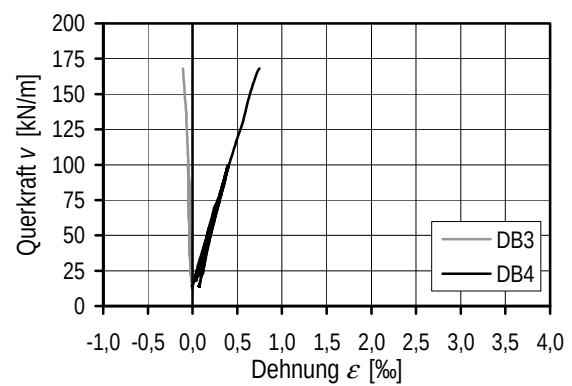
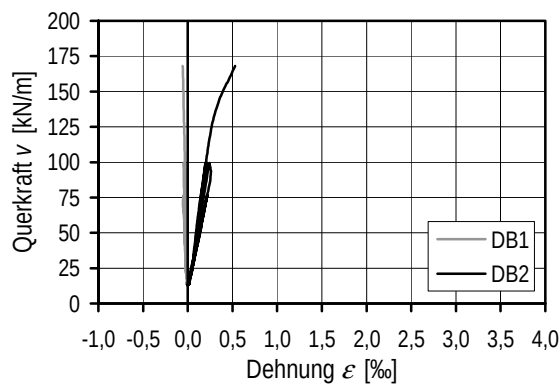


Bild A 2.113: Dehnungen DB1, DB2 (links) und DB3, DB4 (rechts) der Betonstahlbewehrung in Versuch 4

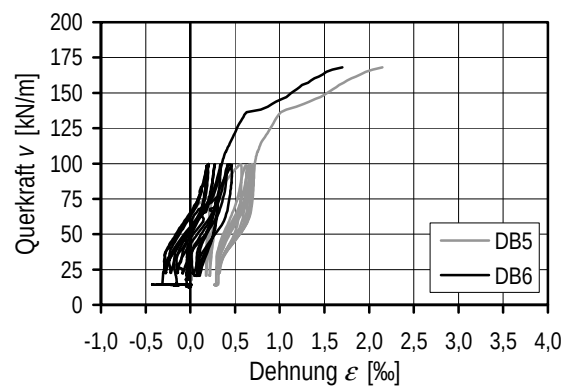


Bild A 2.114: Dehnungen DB5, DB6 der Betonstahlbewehrung in Versuch 4

Referenzversuche

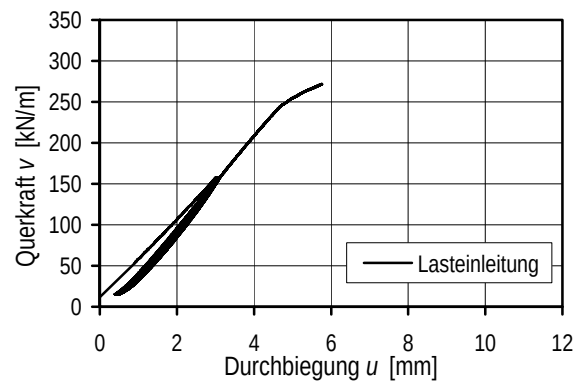
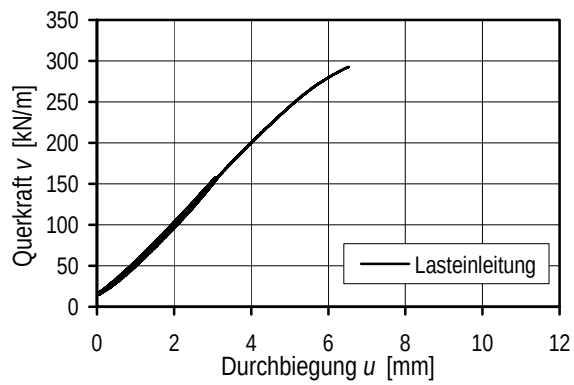


Bild A 2.115: Last-Verformungs-Beziehungen der Referenzversuche R 4-1 (links) und R 4-2 (rechts) (Messung des Maschinenwegs)

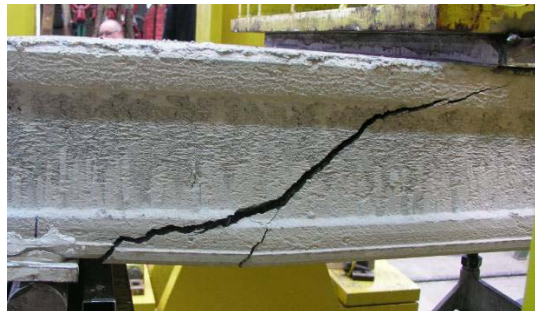


Bild A 2.116: Bruchbilder der Referenzversuche R 4-1 (oben) und R 4-2 (unten)

A 2.9 Versuch 5

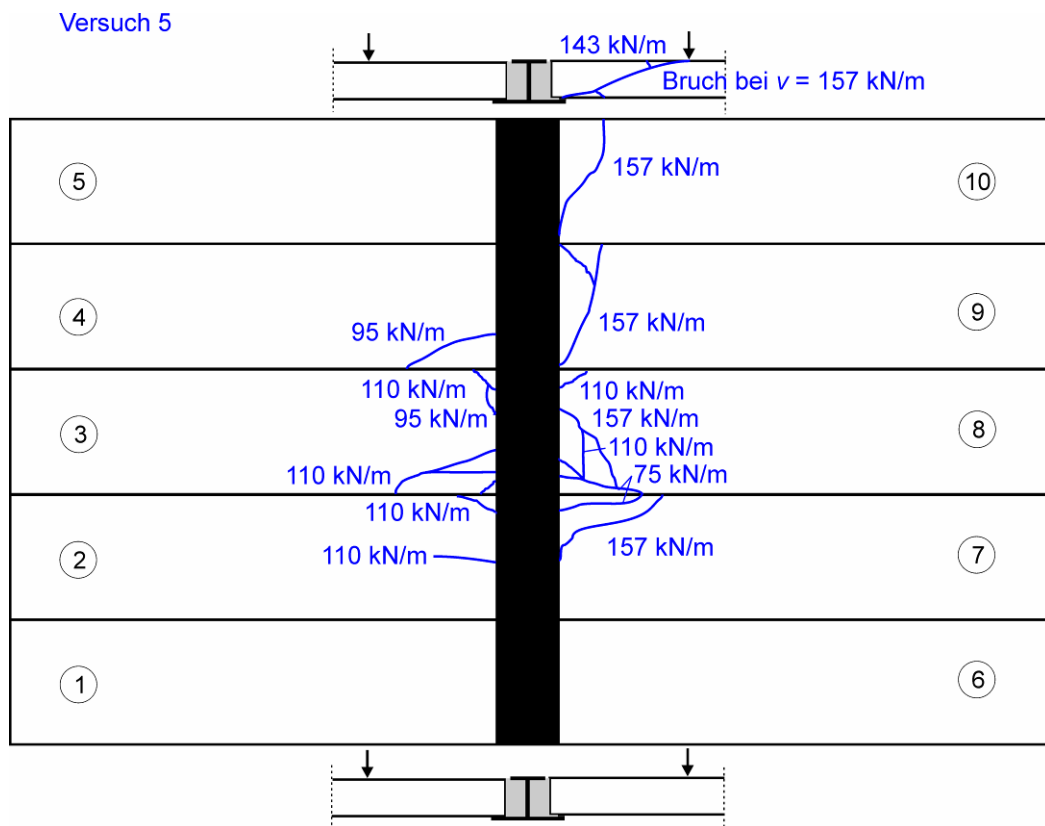
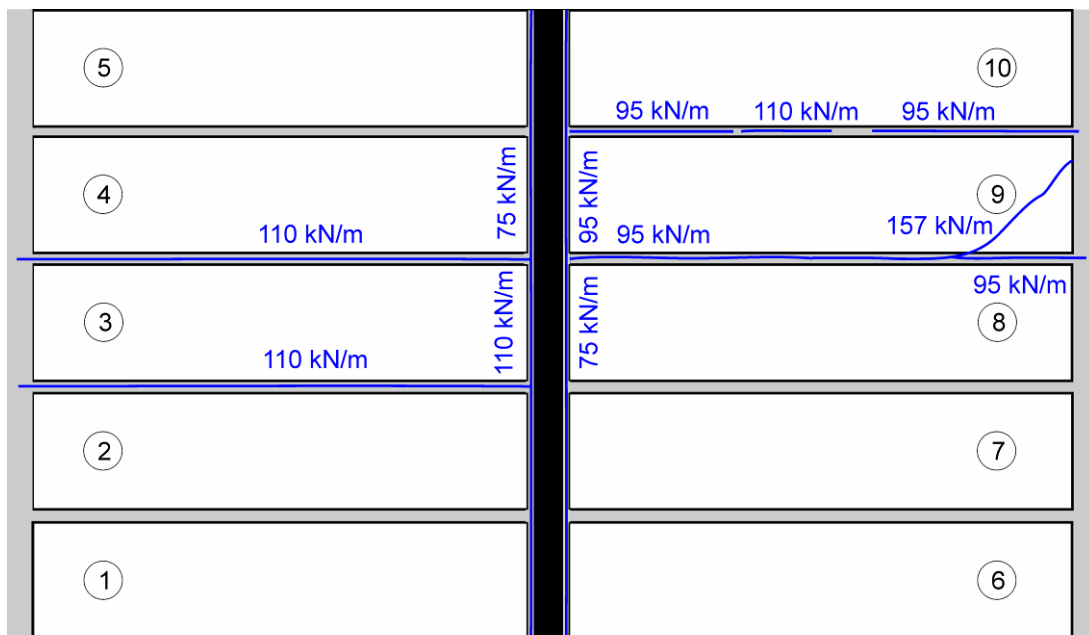


Bild A 2.117: Rissbild der Unterseite und der Randplatten in Versuch 5



(nach Versuchsdurchführung alle Längsfugen durchgehend gerissen)

Bild A 2.118: Rissbild der Oberseite in Versuch 5



Bild A 2.119: Bruchbild von Platte 10 in Versuch 5

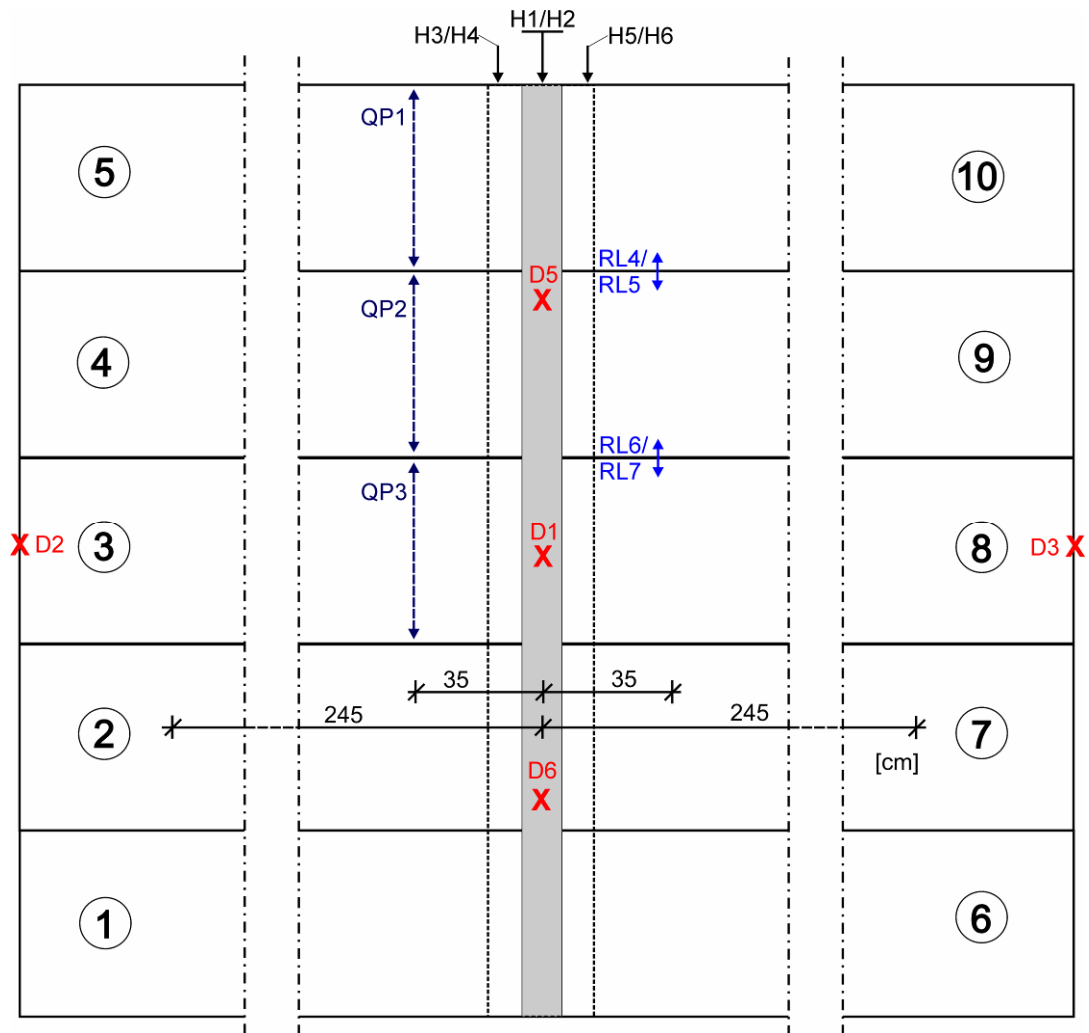


Bild A 2.120: Wegaufnehmer in Versuch 5

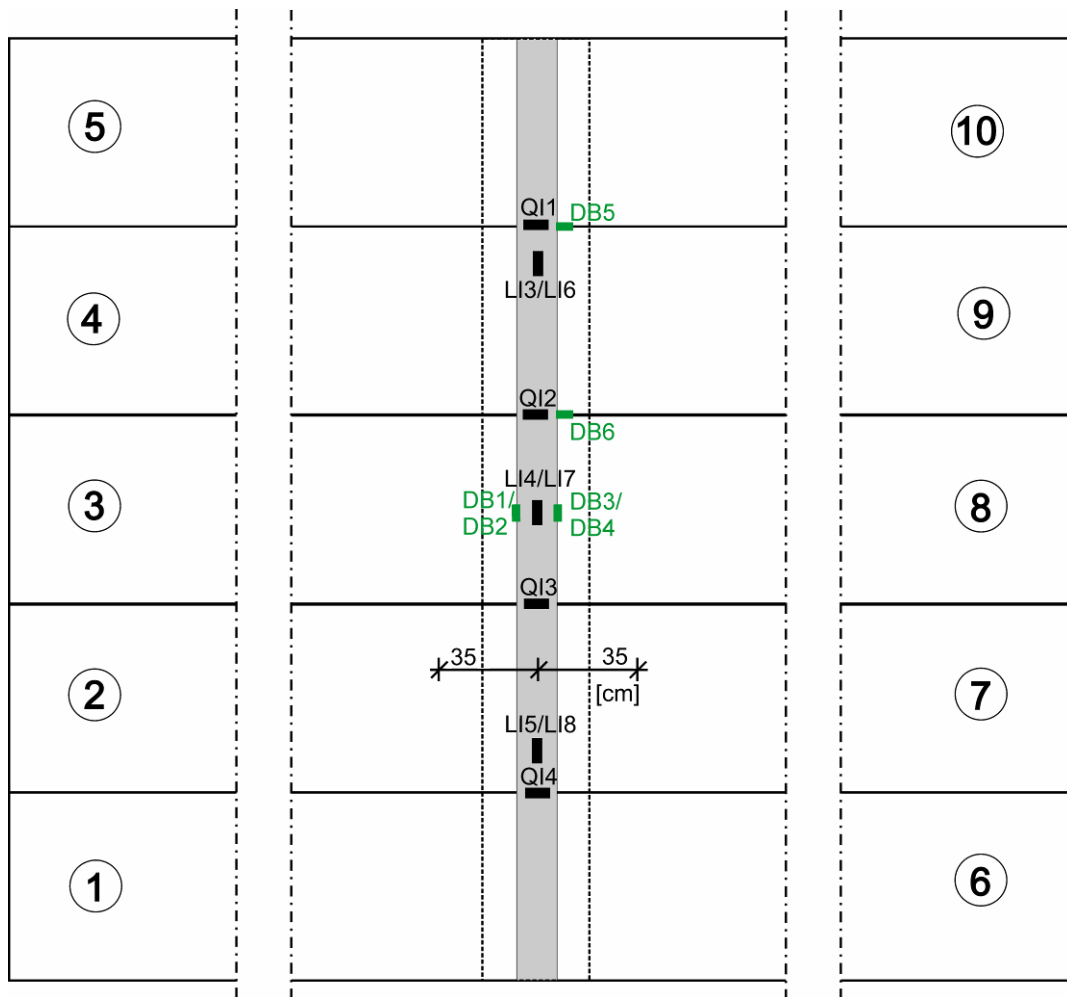


Bild A 2.121: DMS in Versuch 5

Messergebnisse Versuch 5

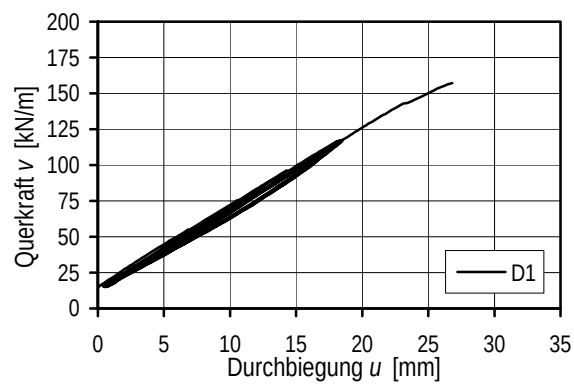


Bild A 2.122: Durchbiegung D1 in Versuch 5

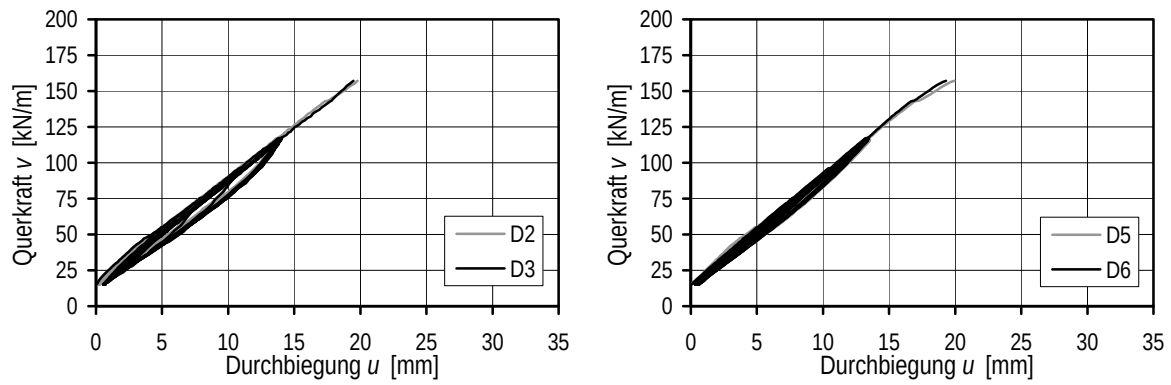


Bild A 2.123: Durchbiegungen D2, D3 (links) und D5, D6 (rechts) in Versuch 5

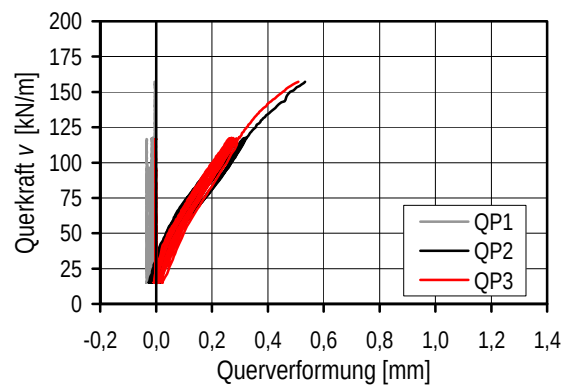


Bild A 2.124: Querverformungen QP1, QP2, QP3 der Platten in Versuch 5

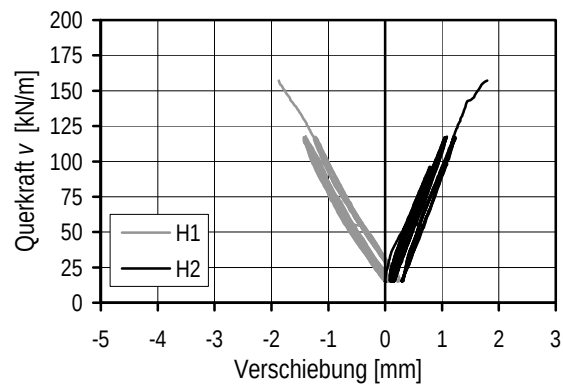


Bild A 2.125: Horizontalverschiebungen H1, H2 des IFB-Profiles in Versuch 5

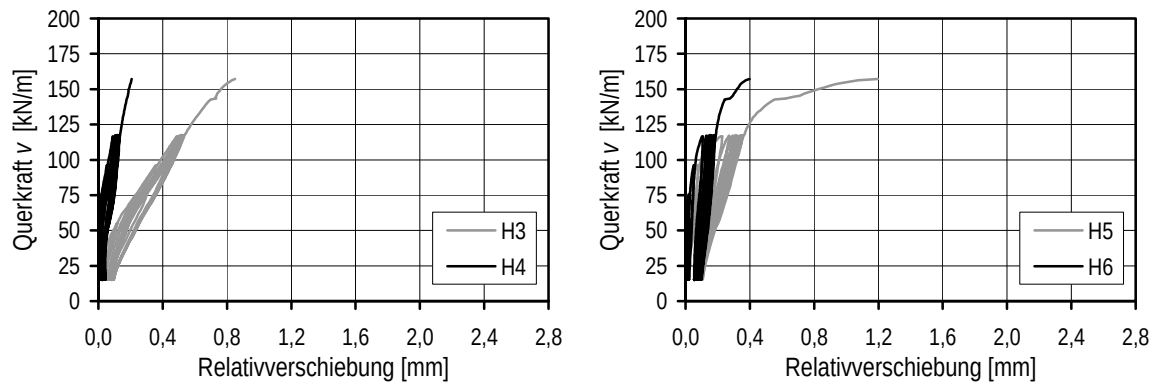


Bild A 2.126: Relativverschiebungen H3, H4 (links) und H5, H6 (rechts) zwischen IFB-Profil und Randplatte in Versuch 5

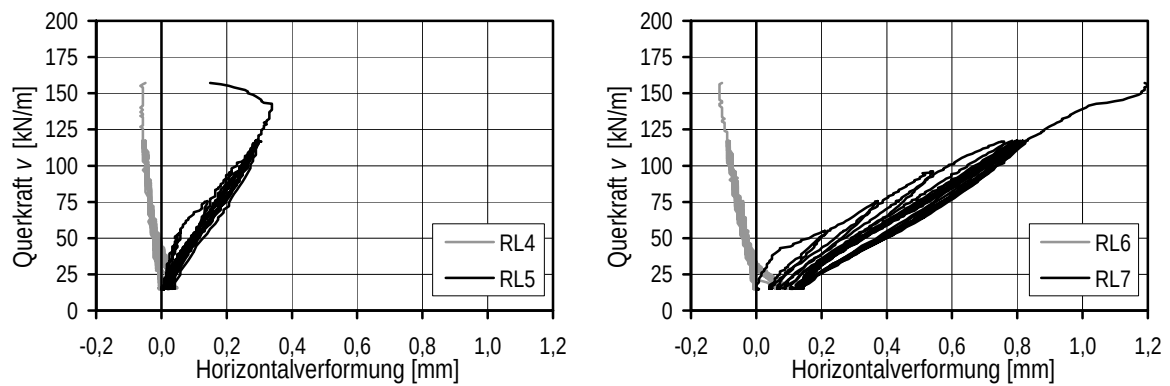


Bild A 2.127: Horizontalverformungen RL4, RL5 (links) und RL6, RL7 (rechts) der Längsfugen in Versuch 5

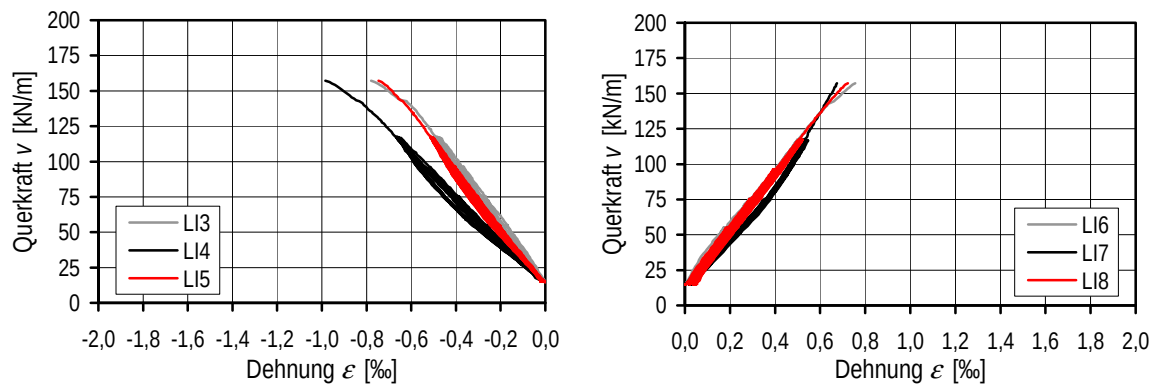


Bild A 2.128: Längsdehnungen LI3, LI4, LI5 (links) und LI6, LI7, LI8 (rechts) des IFB-Profils in Versuch 5

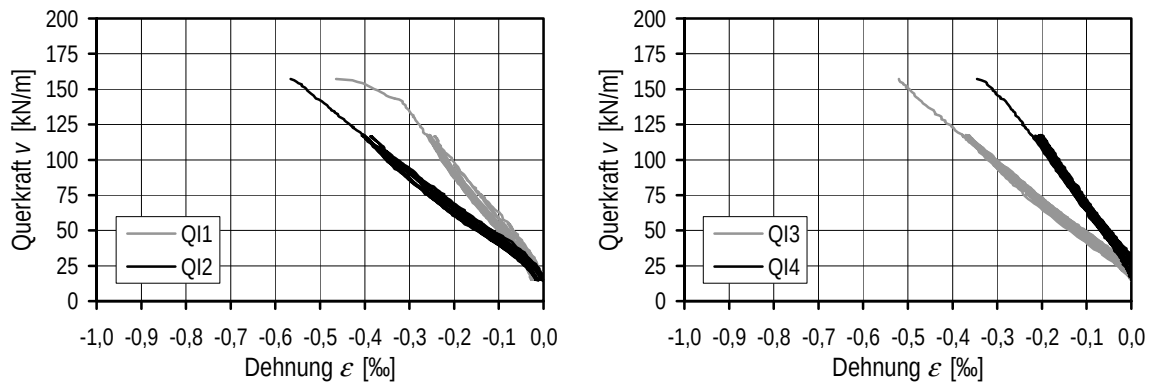


Bild A 2.129: Querdehnungen QI1, QI2 (links) und QI3, QI4 (rechts) des IFB-Profiles in Versuch 5

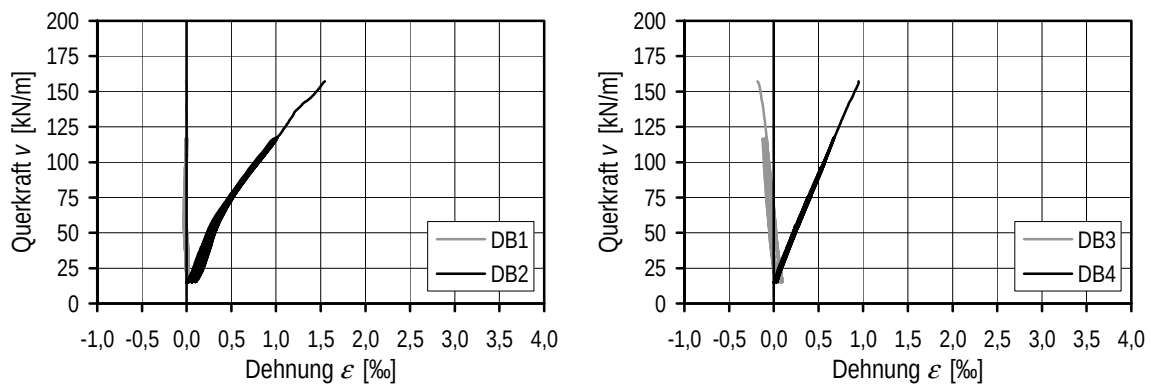


Bild A 2.130: Dehnungen DB1, DB2 (links) und DB3, DB4 (rechts) der Betonstahlbewehrung in Versuch 5

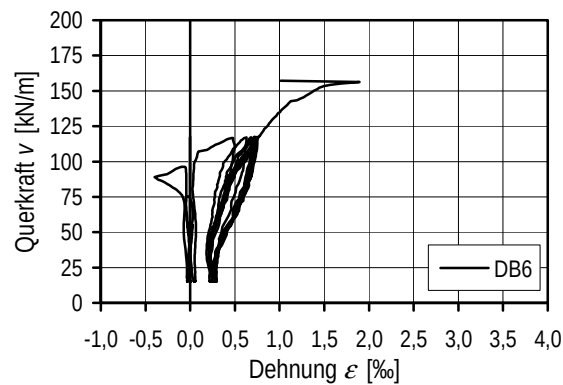


Bild A 2.131: Dehnungen DB6 der Betonstahlbewehrung in Versuch 5

Die Messstelle DB5 war vor Versuchsbeginn ausgefallen.

Referenzversuche

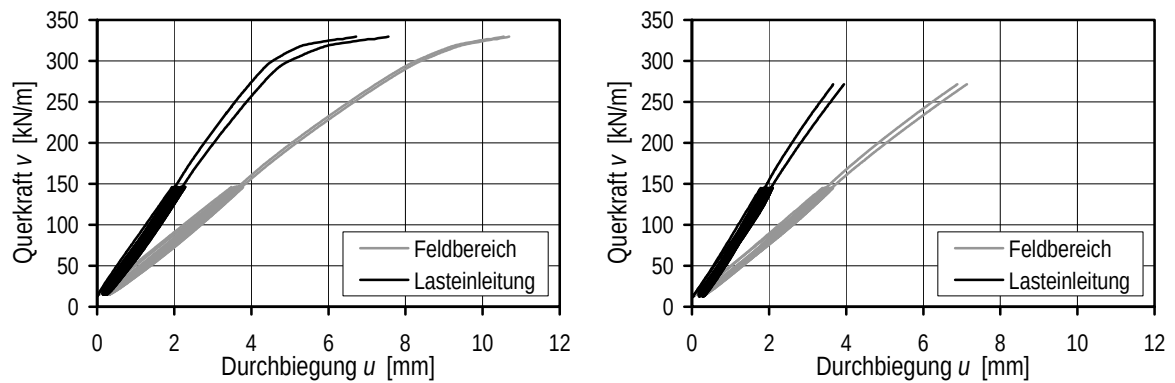


Bild A 2.132: Last-Verformungs-Beziehungen der Referenzversuche R 5-1 (links) und R 5-2 (rechts)

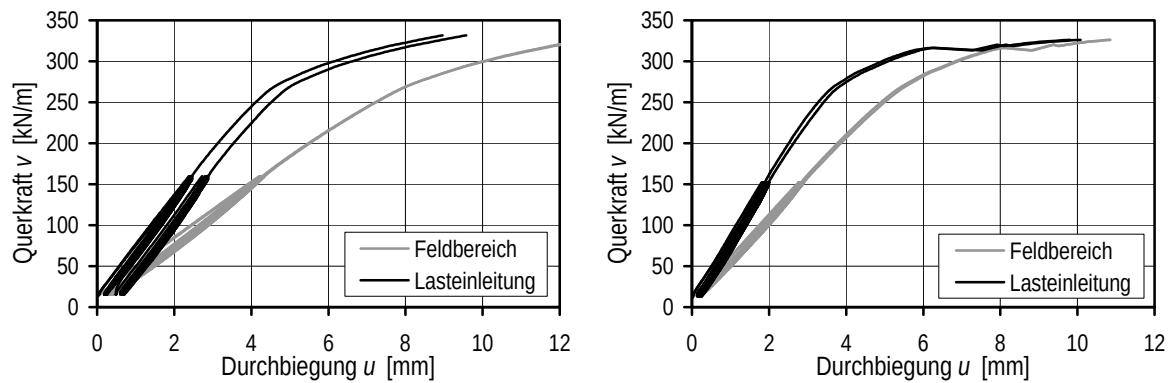


Bild A 2.133: Last-Verformungs-Beziehungen der Referenzversuche R 5-3 (links) und R 5-4 (rechts) (modifizierte Platten ohne Randkammern)

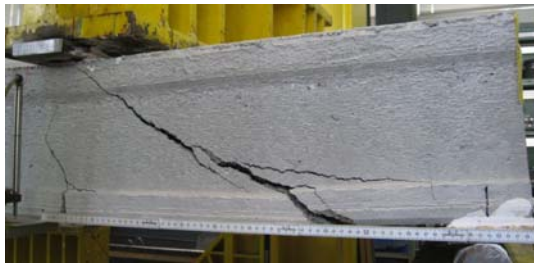


Bild A 2.134: Bruchbilder der Referenzversuche R 5-1 (oben) und R 5-2 (unten)

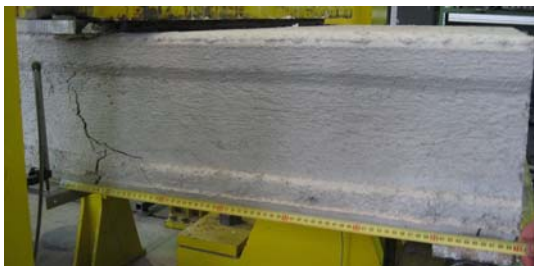


Bild A 2.135: Bruchbilder der Referenzversuche R 5-3 (oben) und R 5-4 (unten)
(modifizierte Platten ohne Randkammern)

A 2.10 Versuch 6

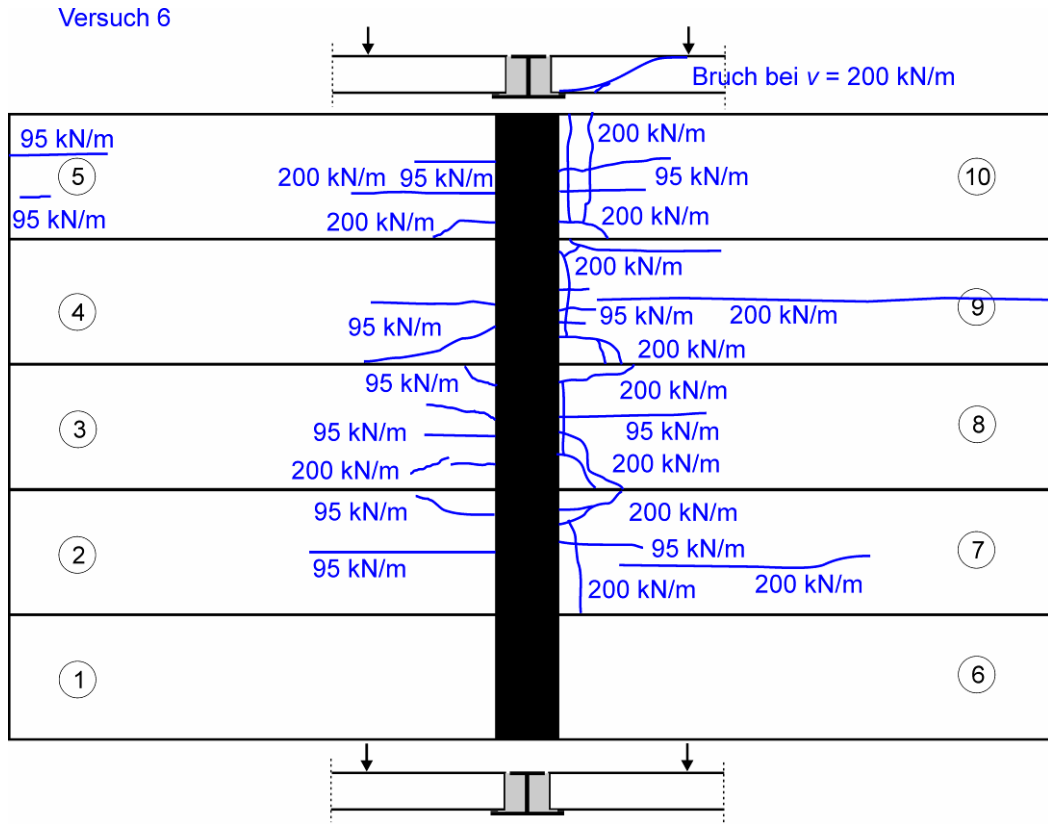
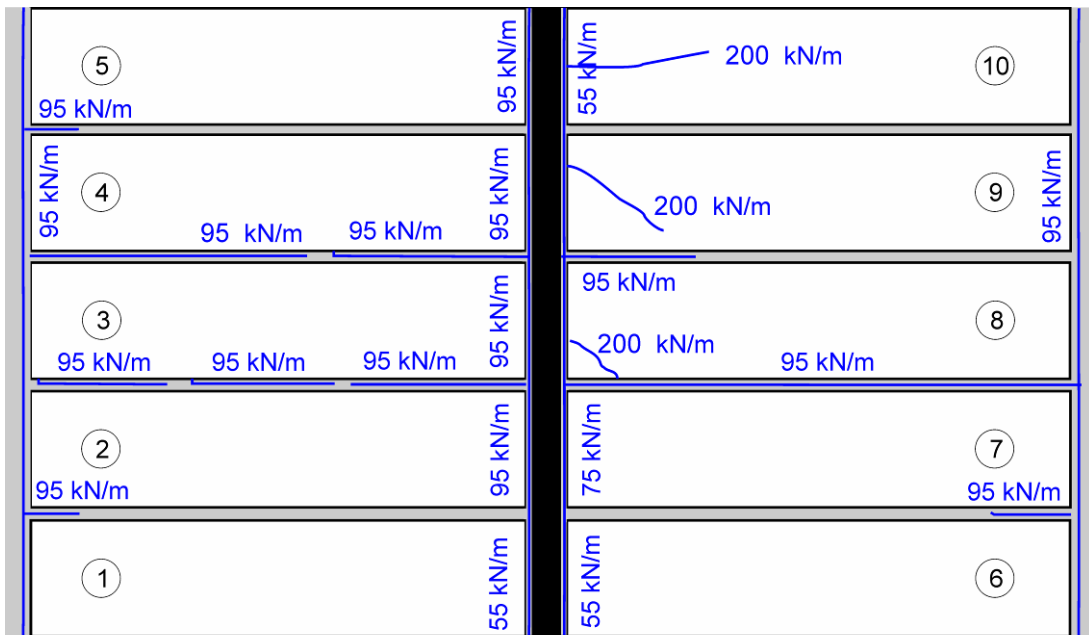


Bild A 2.136: Rissbild der Unterseite und der Randplatten in Versuch 6



(nach Versuchsdurchführung alle Längsfugen durchgehend gerissen)

Bild A 2.137: Rissbild der Oberseite in Versuch 6



Bild A 2.138: Bruchbild von Platte 10 in Versuch 6

Die Messtechnik der Versuche 5 - 8 war identisch. Die Lage der Wegaufnehmer ist in Bild A 2.120 und die der DMS in Bild A 2.121 dargestellt (Kapitel A 2.9, Versuch 5).

Messergebnisse Versuch 6

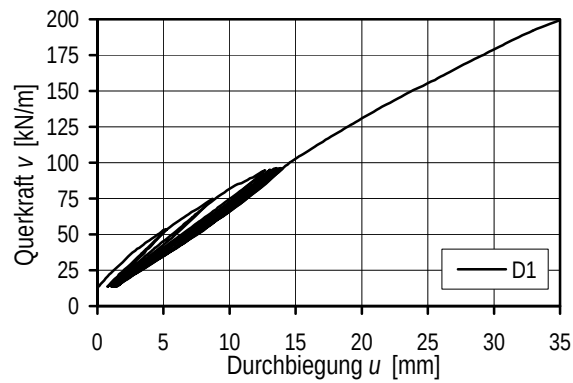


Bild A 2.139: Durchbiegung D1 in Versuch 6

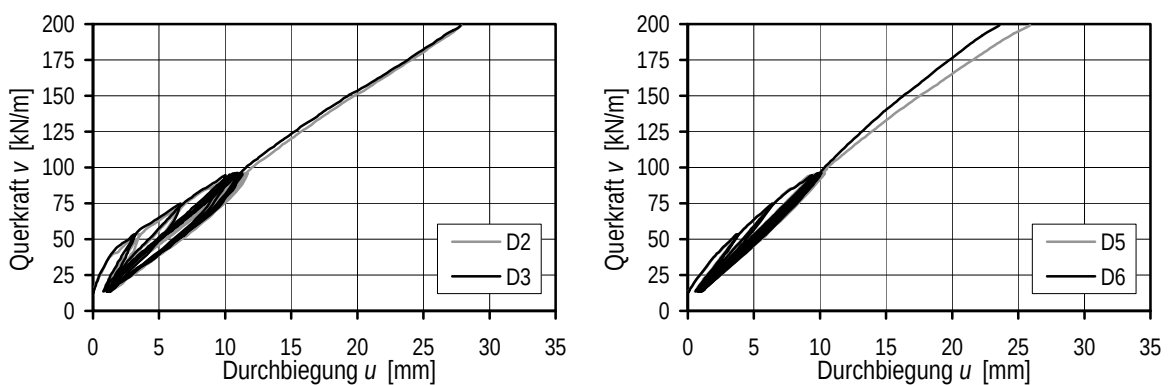


Bild A 2.140: Durchbiegungen D2, D3 (links) und D5, D6 (rechts) in Versuch 6

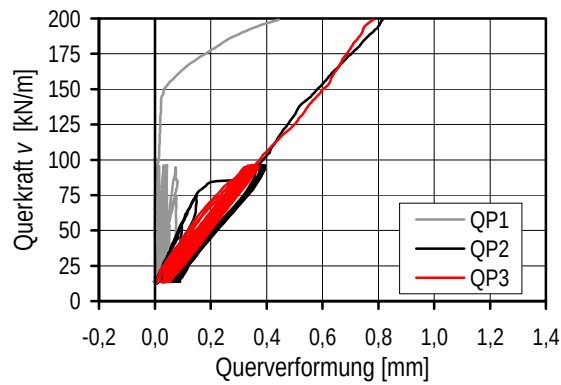


Bild A 2.141: Querverformungen QP1, QP2, QP3 der Platten in Versuch 6

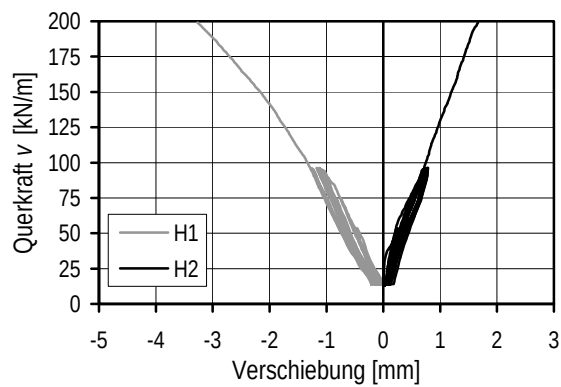


Bild A 2.142: Horizontalverschiebungen H1, H2 des IFB-Profiles in Versuch 6

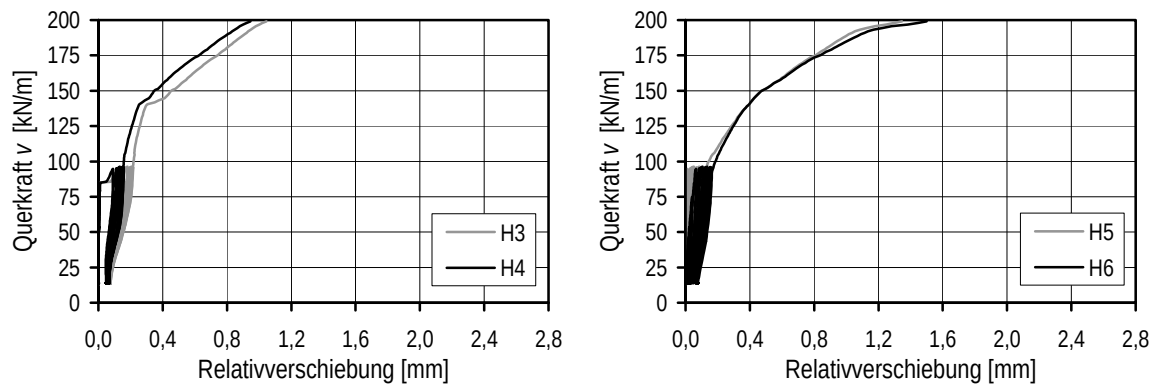


Bild A 2.143: Relativverschiebungen H3, H4 (links) und H5, H6 (rechts) zwischen IFB-Profil und Randplatte in Versuch 6

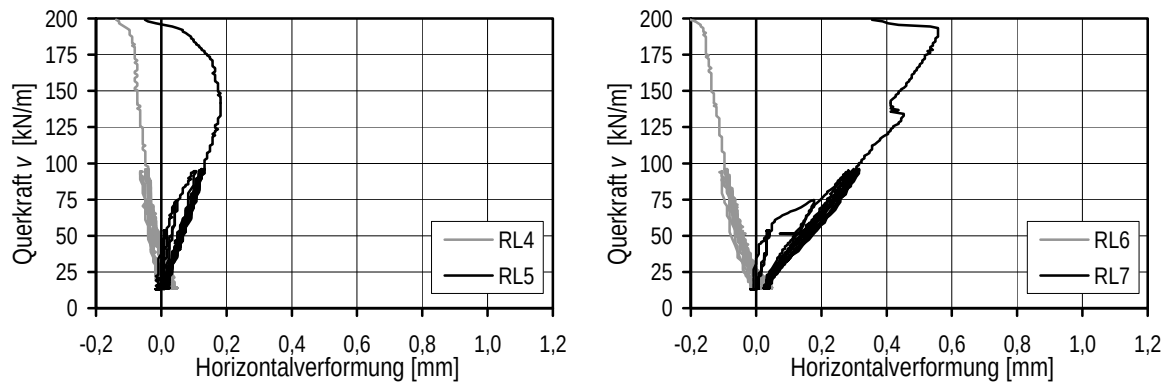


Bild A 2.144: Horizontalverformungen RL4, RL5 (links) und RL6, RL7 (rechts) der Längsfugen in Versuch 6

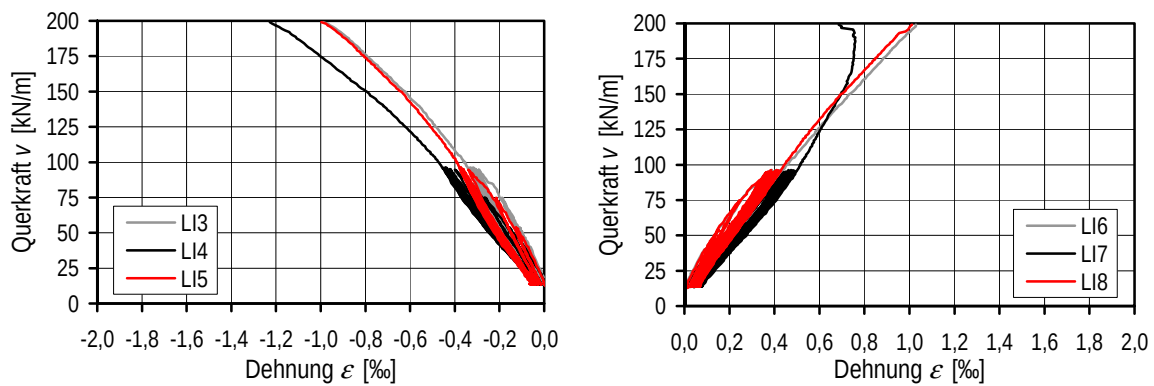


Bild A 2.145: Längsdehnungen LI3, LI4, LI5 (links) und LI6, LI7, LI8 (rechts) des IFB-Profiles in Versuch 6

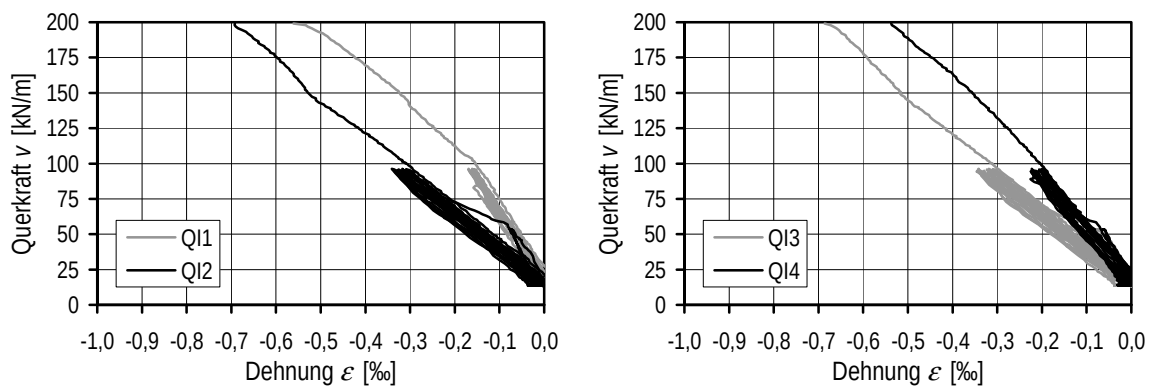


Bild A 2.146: Querdehnungen QI1, QI2 (links) und QI3, QI4 (rechts) des IFB-Profiles in Versuch 6

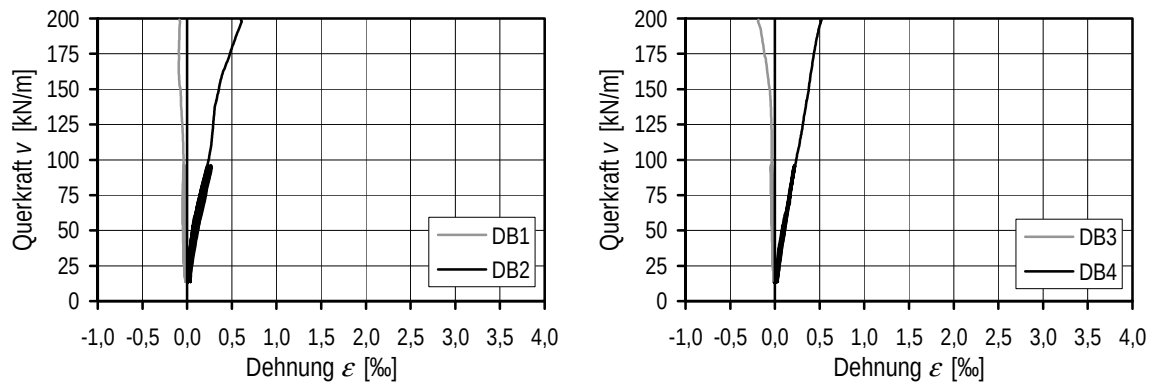


Bild A 2.147: Dehnungen DB1, DB2 (links) und DB3, DB4 (rechts) der Betonstahlbewehrung in Versuch 6

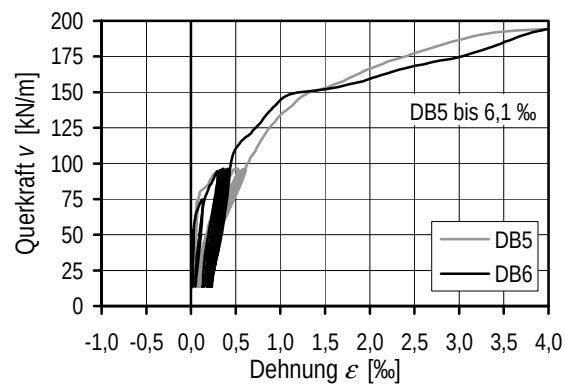


Bild A 2.148: Dehnungen DB5, DB6 der Betonstahlbewehrung in Versuch 6

Referenzversuche

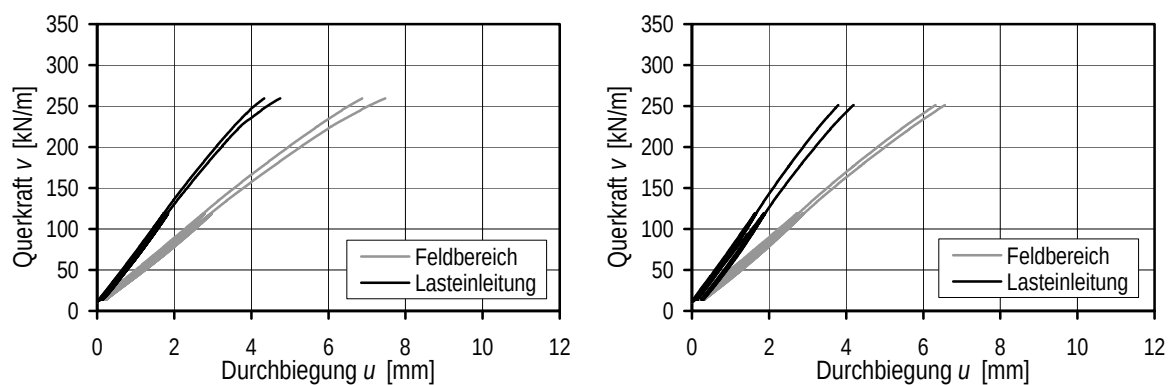


Bild A 2.149: Last-Verformungs-Beziehungen der Referenzversuche R 6-1 (links) und R 6-2 (rechts)

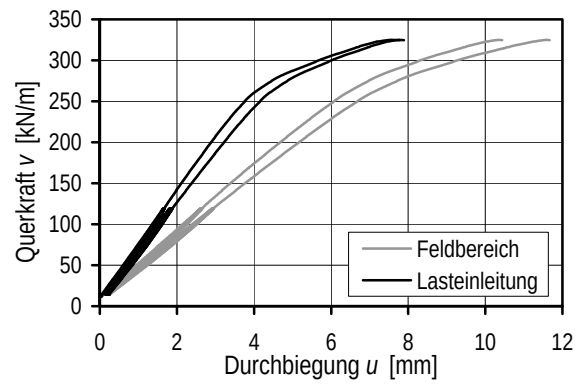
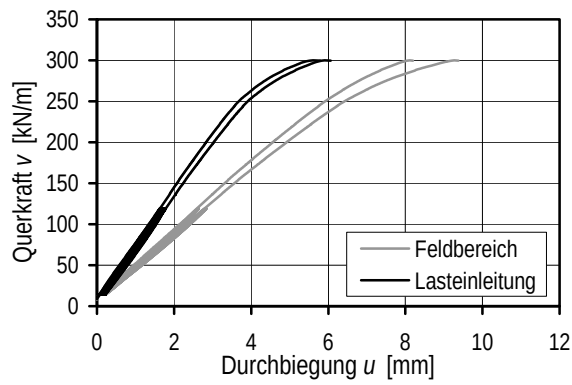


Bild A 2.150: Last-Verformungs-Beziehungen der Referenzversuche R 6-3 (links) und R 6-4 (rechts) (modifizierte Platten mit werkseitiger Kammverfüllung)



Bild A 2.151: Bruchbilder der Referenzversuche R 6-1 (oben) und R 6-2 (unten)



Bild A 2.152: Bruchbilder der Referenzversuche R 6-3 (oben) und R 6-4 (unten)
(modifizierte Platten mit werkseitiger Kammervorfüllung)

A 2.11 Versuch 7

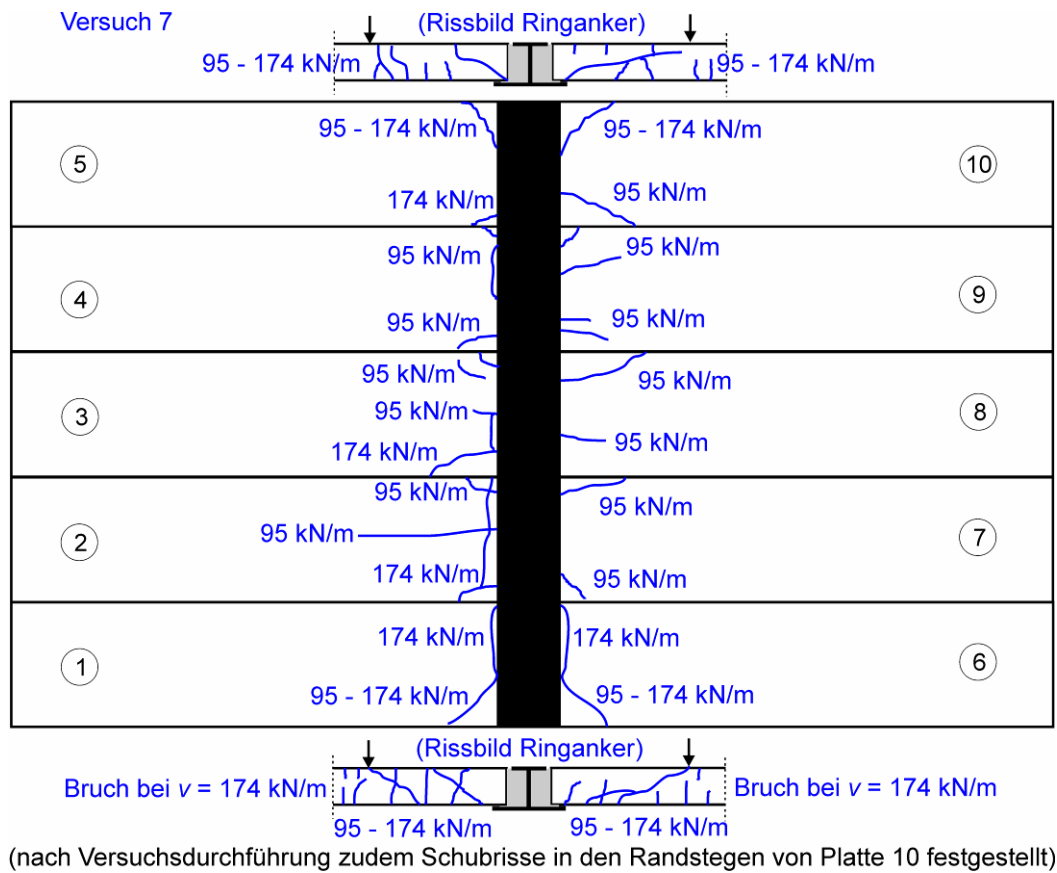


Bild A 2.153: Rissbild der Unterseite und des Ringankers in Versuch 7

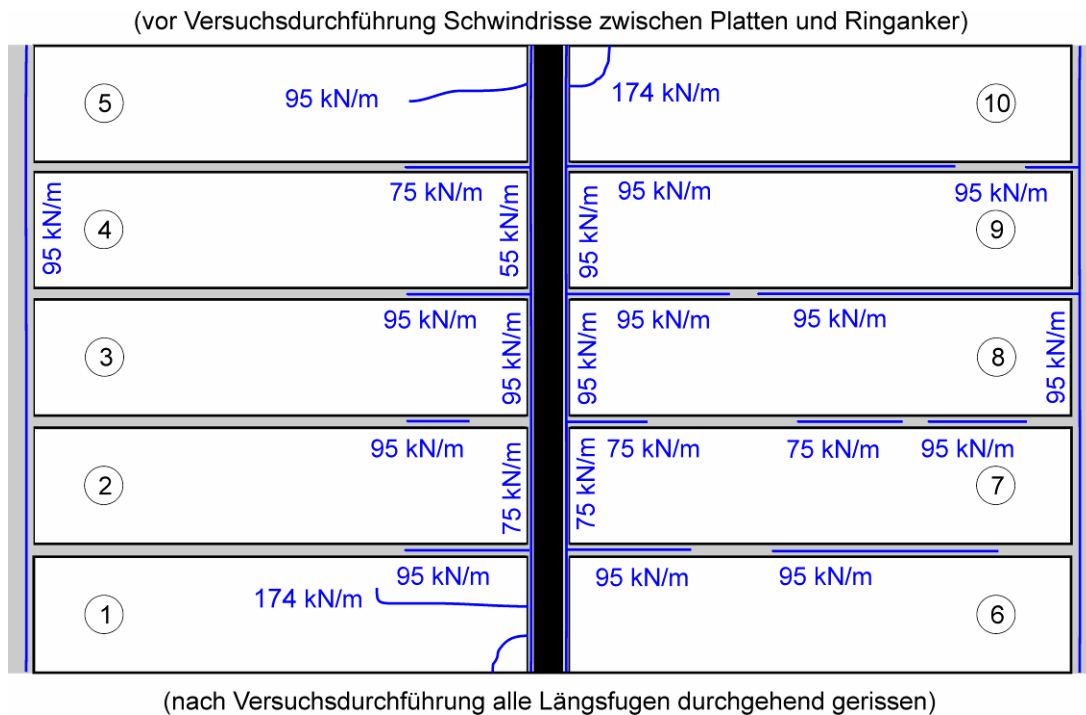


Bild A 2.154: Rissbild der Oberseite in Versuch 7



Bild A 2.155: Bruchbilder des Ringankers (links) und der ausgebauten Platte 1 (rechts) in Versuch 7

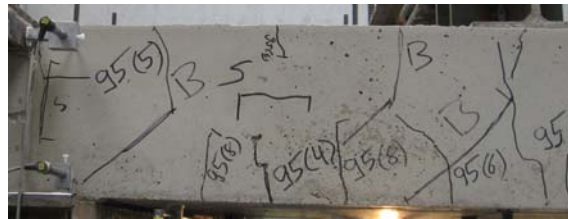


Bild A 2.156: Bruchbild des Ringankers an Platte 5 in Versuch 7 (keine Schubrissbildung der Platte)



Bild A 2.157: Bruchbilder des Ringankers (links) und der ausgebauten Platte 6 (rechts) in Versuch 7



Bild A 2.158: Bruchbilder des Ringankers (links) und der ausgebauten Platte 10 (rechts) in Versuch 7

Die Messtechnik der Versuche 5 - 8 war identisch. Die Lage der Wegaufnehmer ist in Bild A 2.120 und die der DMS in Bild A 2.121 dargestellt (Kapitel A 2.9, Versuch 5).

Messergebnisse Versuch 7

Nach Durchführung der ersten Lastzyklen (1 x 55 kN/m, 1 x 75 kN/m, 3 x 95 kN/m) kam es durch einen Stromausfall zum Datenverlust. Alle Messergebnisse können erst ab Beginn des vierten Zyklus mit einer Oberlast von $v_{o,bw} = 95 \text{ kN/m}$ dargestellt werden. Die bleibenden Verschiebungen und Dehnungen aus den vorangegangenen Lastzyklen bilden die Startwerte der Kurven.

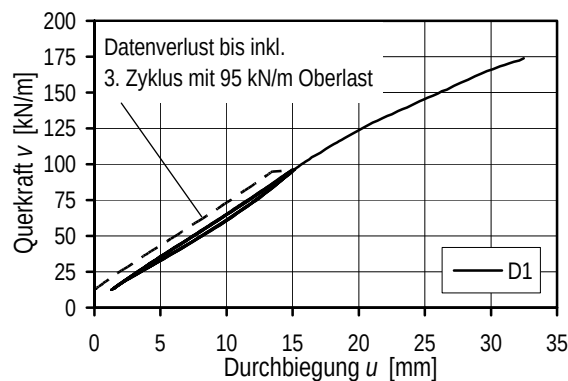


Bild A 2.159: Durchbiegung D1 in Versuch 7

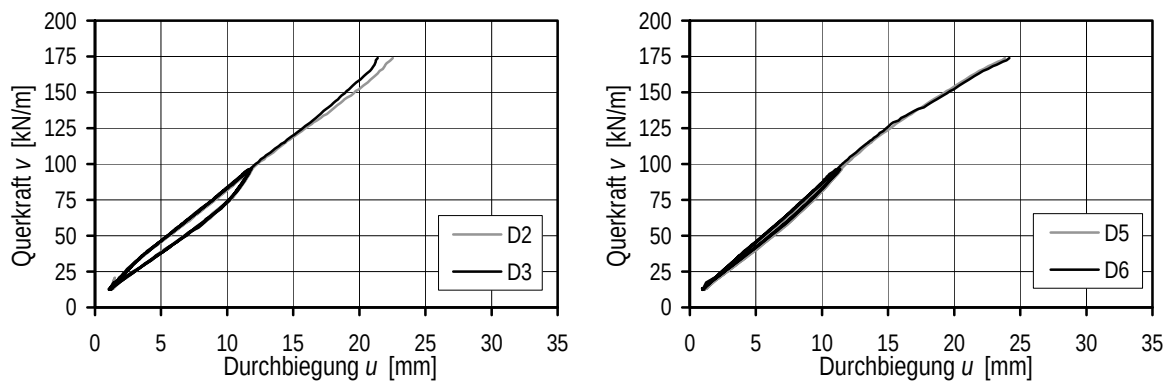


Bild A 2.160: Durchbiegungen D2, D3 (links) und D5, D6 (rechts) in Versuch 7

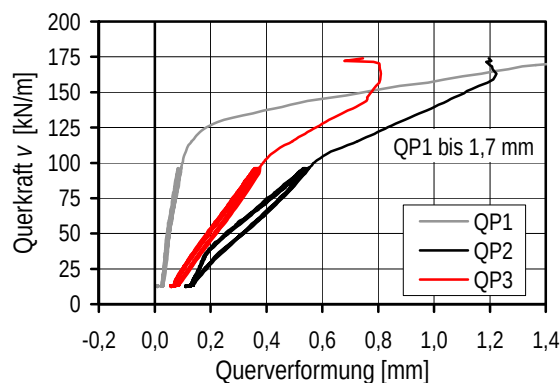


Bild A 2.161: Querverformungen QP1, QP2, QP3 der Platten in Versuch 7

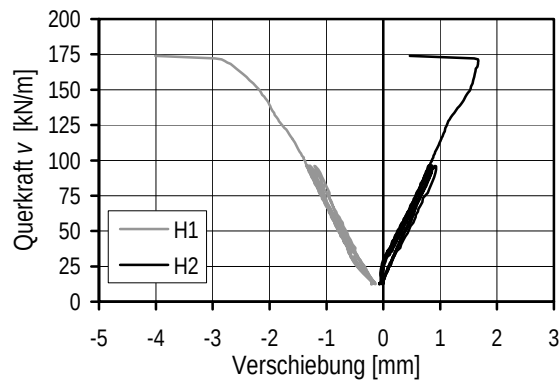


Bild A 2.162: Horizontalverschiebungen H1, H2 des IFB-Profiles in Versuch 7

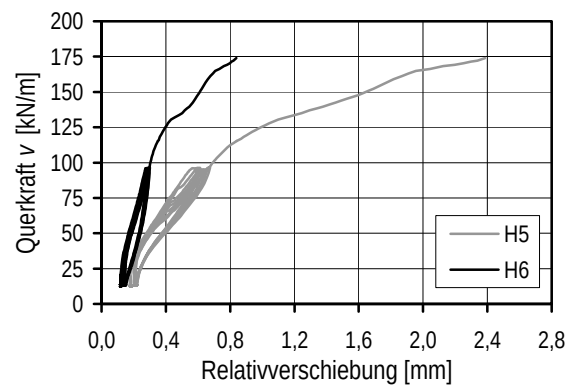
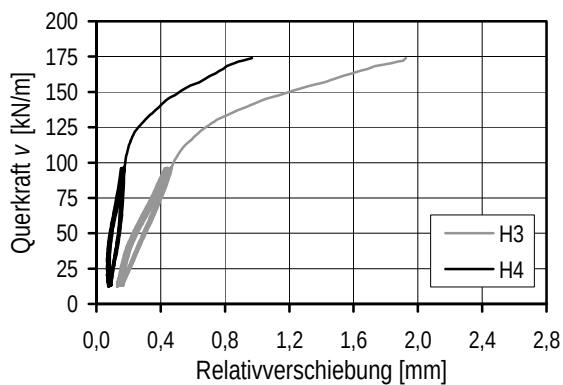


Bild A 2.163: Relativverschiebungen H3, H4 (links) und H5, H6 (rechts) zwischen IFB-Profil und Randplatte in Versuch 7

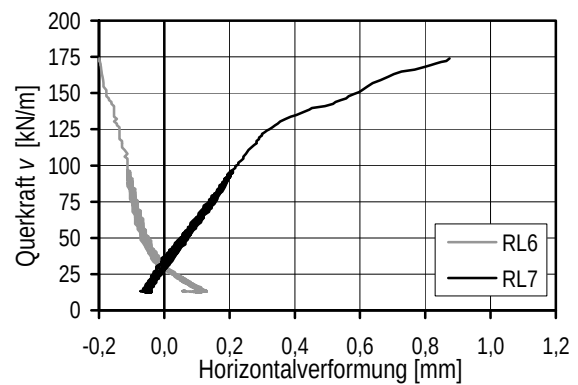
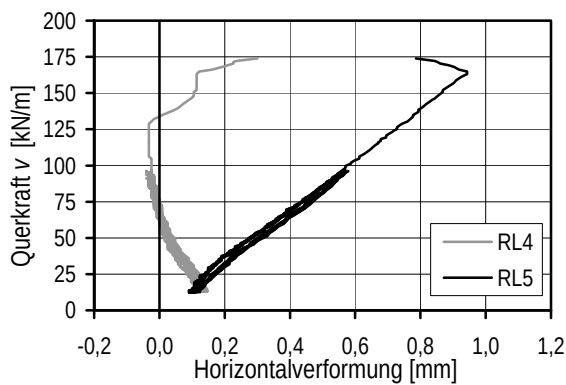


Bild A 2.164: Horizontalverformungen RL4, RL5 (links) und RL6, RL7 (rechts) der Längsfugen in Versuch 7

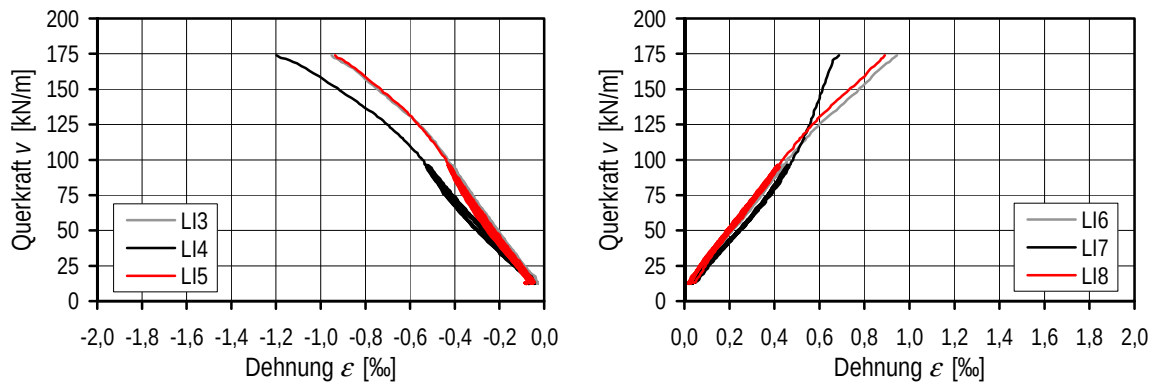


Bild A 2.165: Längsdehnungen LI3, LI4, LI5 (links) und LI6, LI7, LI8 (rechts) des IFB-Profiles in Versuch 7

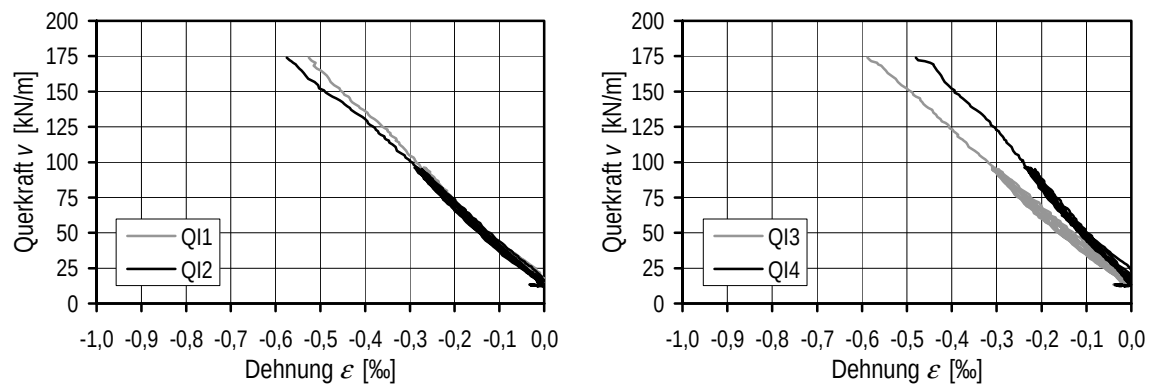


Bild A 2.166: Querdehnungen QI1, QI2 (links) und QI3, QI4 (rechts) des IFB-Profiles in Versuch 7

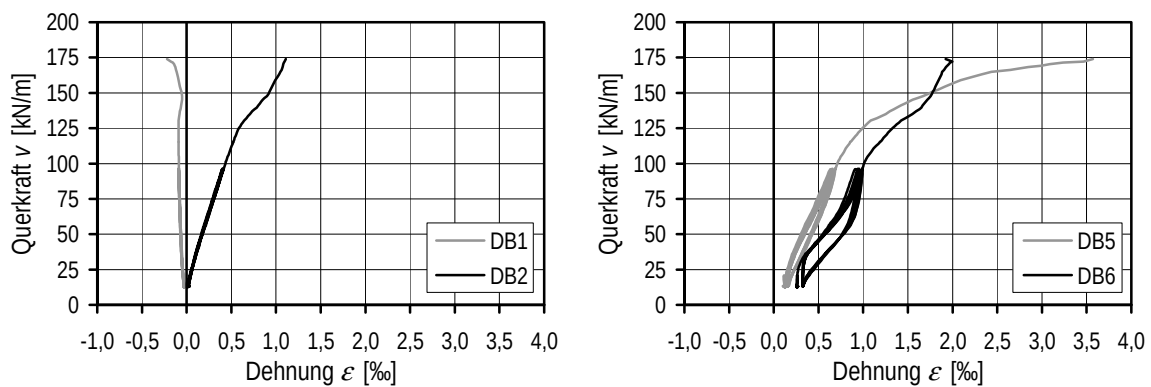


Bild A 2.167: Dehnungen DB1, DB2 (links) und DB5, DB6 (rechts) der Betonstahlbewehrung in Versuch 7

Die Messstellen DB3, DB4 waren vor Versuchsbeginn ausgefallen.

Referenzversuche

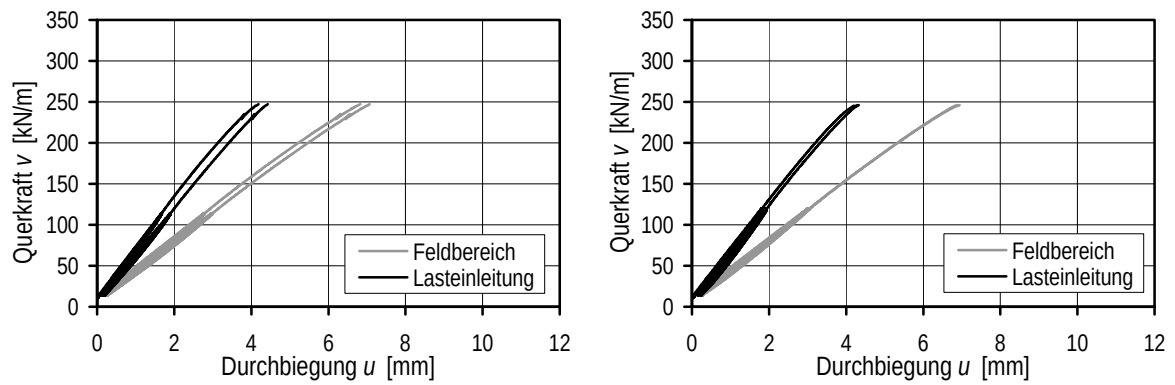


Bild A 2.168: Last-Verformungs-Beziehungen der Referenzversuche R 7-1 (links) und R 7-2 (rechts)

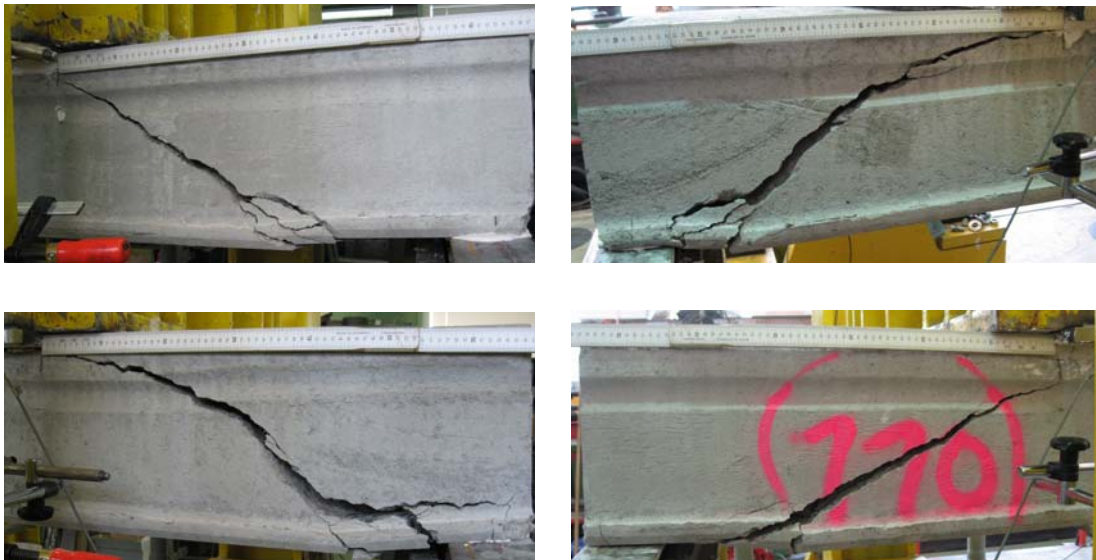


Bild A 2.169: Bruchbilder der Referenzversuche R 7-1 (oben) und R 7-2 (unten)

A 2.12 Versuch 8

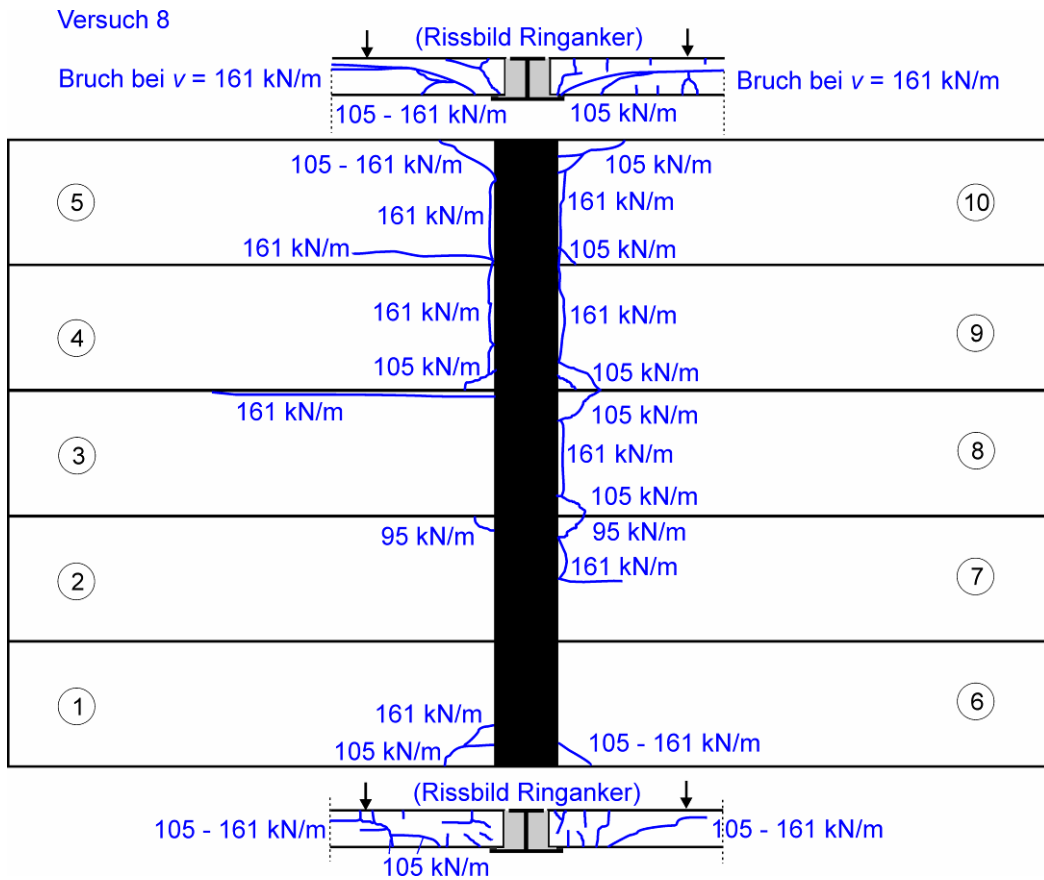


Bild A 2.170: Rissbild der Unterseite und der Randplatten in Versuch 8

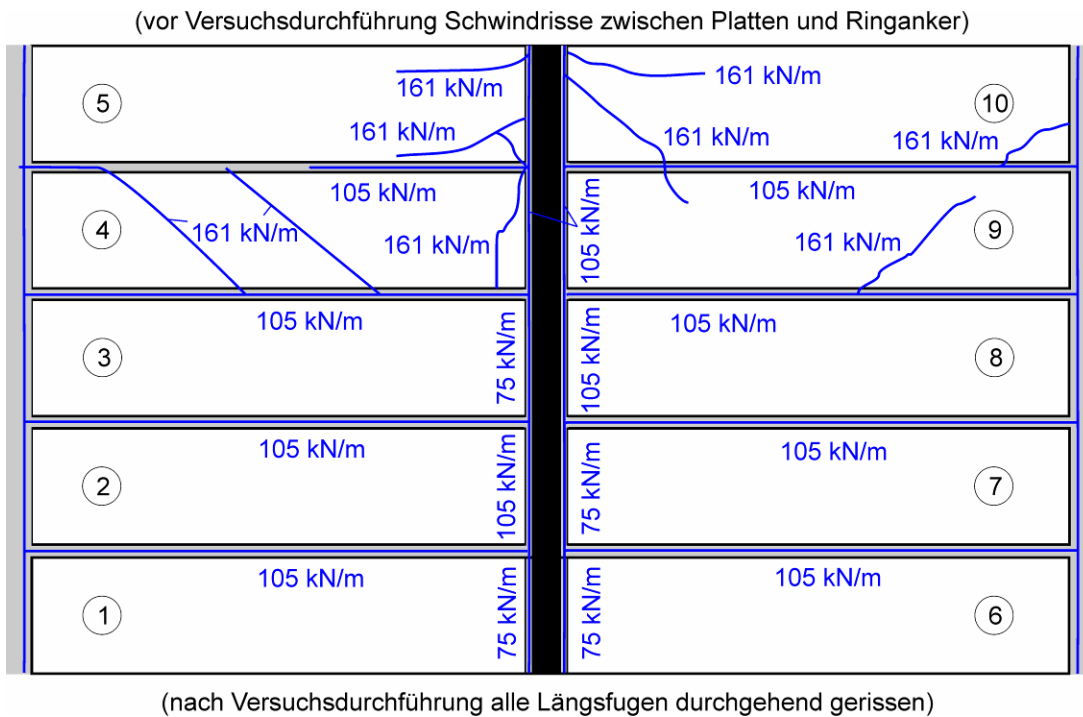


Bild A 2.171: Rissbild der Oberseite in Versuch 8



Bild A 2.172: Bruchbilder des Ringankers (links) und der ausgebauten Platte 1 (rechts) in Versuch 8



Bild A 2.173: Bruchbilder des Ringankers (links) und der ausgebauten Platte 5 (rechts) in Versuch 8



Bild A 2.174: Bruchbild des Ringankers an Platte 6 in Versuch 8 (keine Schubrissbildung der Platte)



Bild A 2.175: Bruchbilder des Ringankers (links) und der ausgebauten Platte 10 (rechts) in Versuch 8

Die Messtechnik der Versuche 5 - 8 war identisch. Die Lage der Wegaufnehmer ist in Bild A 2.120 und die der DMS in Bild A 2.121 dargestellt (Kapitel A 2.9, Versuch 5).

Messergebnisse Versuch 8

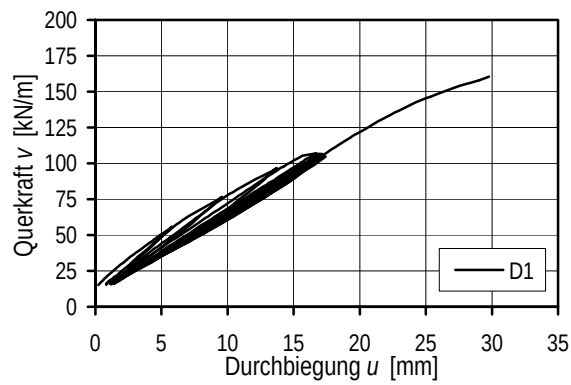


Bild A 2.176: Durchbiegung D1 in Versuch 8

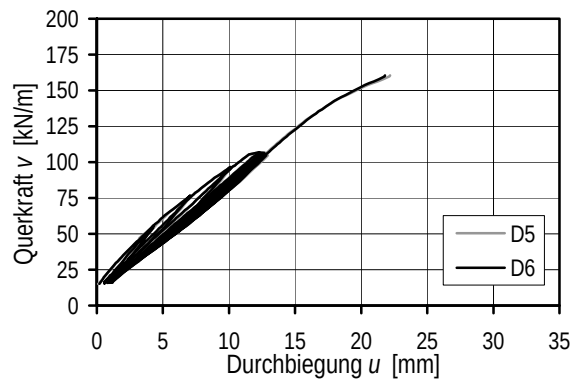
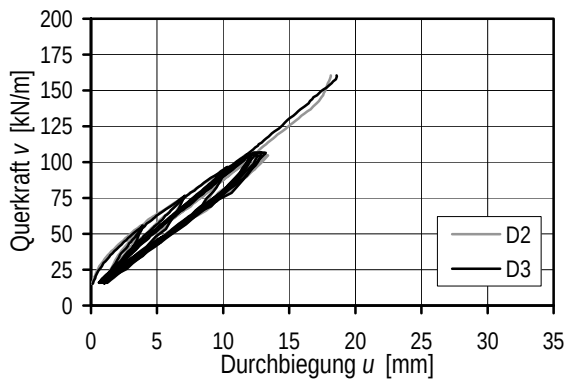


Bild A 2.177: Durchbiegungen D2, D3 (links) und D5, D6 (rechts) in Versuch 8

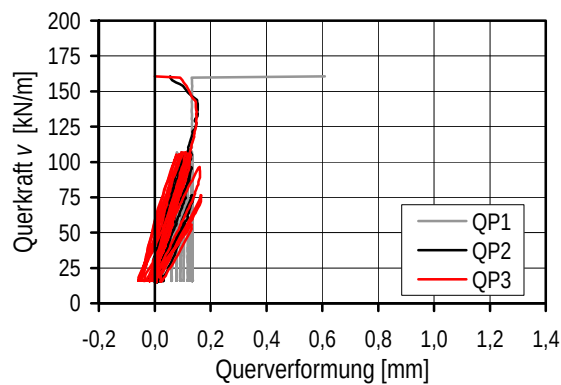


Bild A 2.178: Querverformungen QP1, QP2, QP3 der Platten in Versuch 8

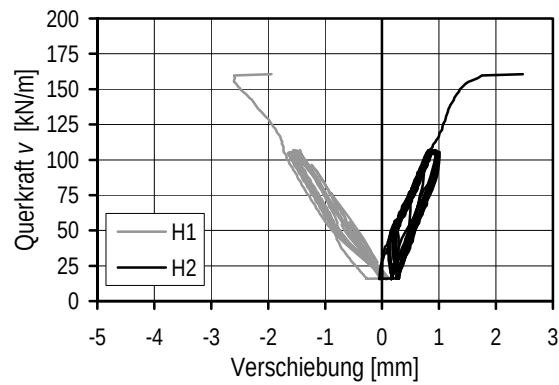


Bild A 2.179: Horizontalverschiebungen H1, H2 des IFB-Profiles in Versuch 8

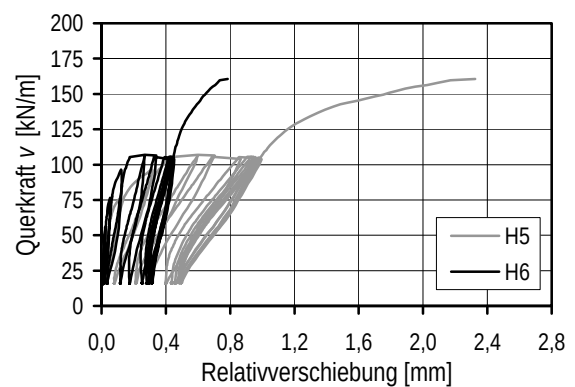
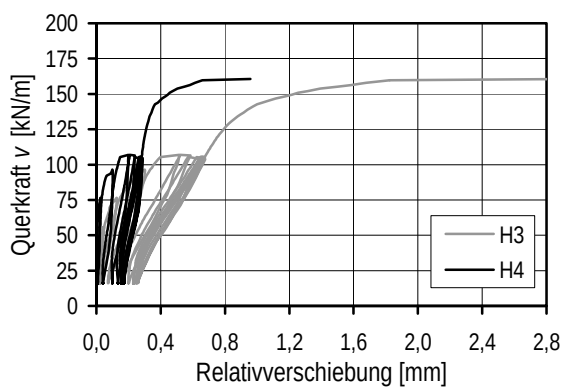


Bild A 2.180: Relativverschiebungen H3, H4 (links) und H5, H6 (rechts) zwischen IFB-Profil und Randplatte in Versuch 8

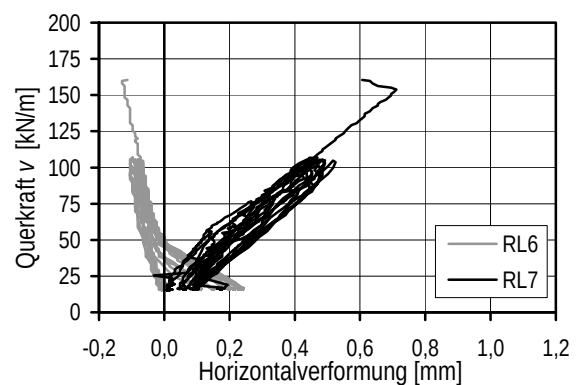
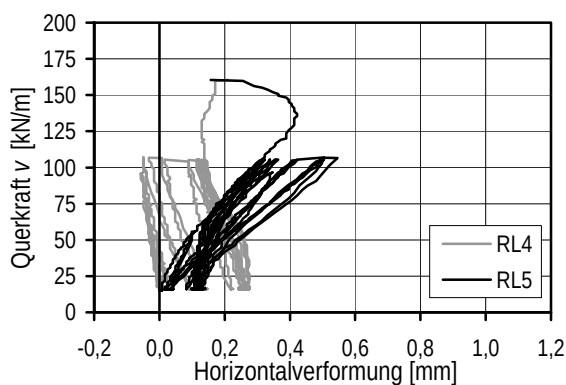


Bild A 2.181: Horizontalverformungen RL4, RL5 (links) und RL6, RL7 (rechts) der Längsfugen in Versuch 8

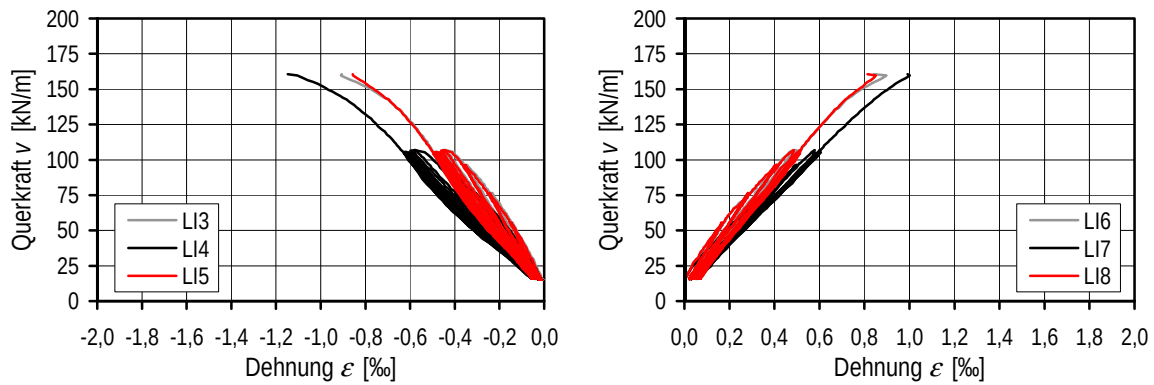


Bild A 2.182: Längsdehnungen LI3, LI4, LI5 (links) und LI6, LI7, LI8 (rechts) des IFB-Profiles in Versuch 8

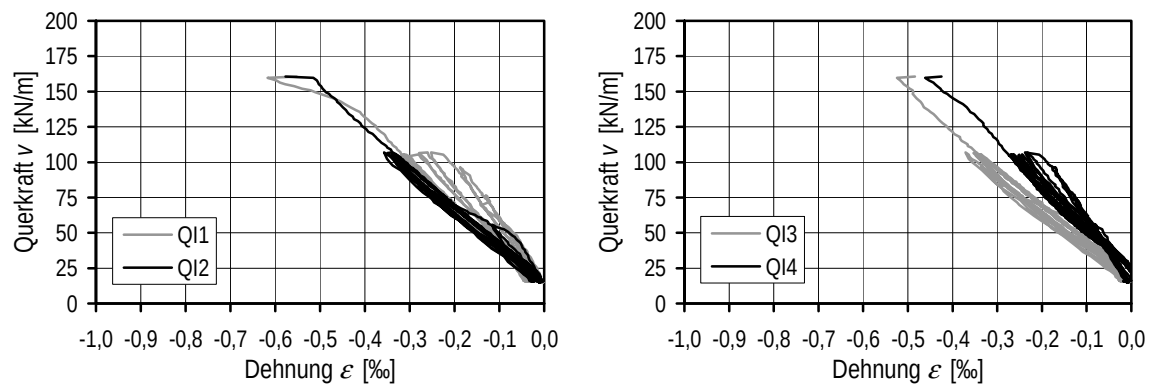


Bild A 2.183: Querdehnungen QI1, QI2 (links) und QI3, QI4 (rechts) des IFB-Profiles in Versuch 8

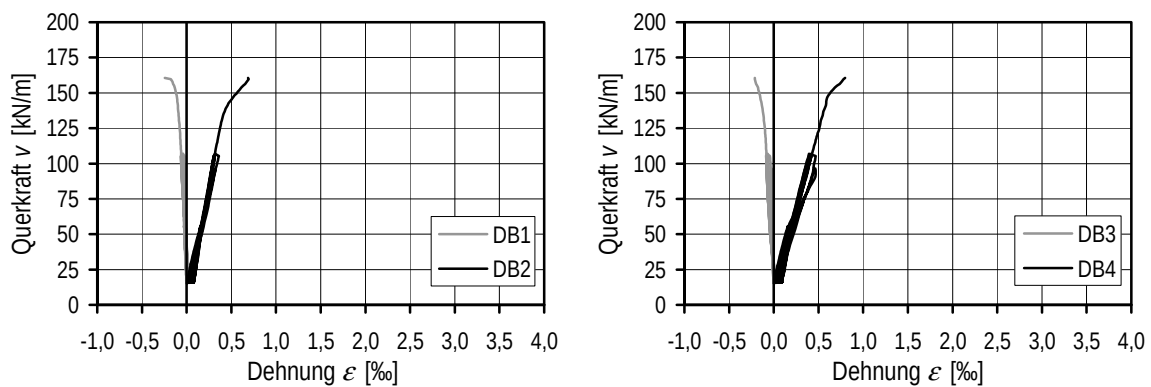


Bild A 2.184: Dehnungen DB1, DB2 (links) und DB3, DB4 (rechts) der Betonstahlbewehrung in Versuch 8

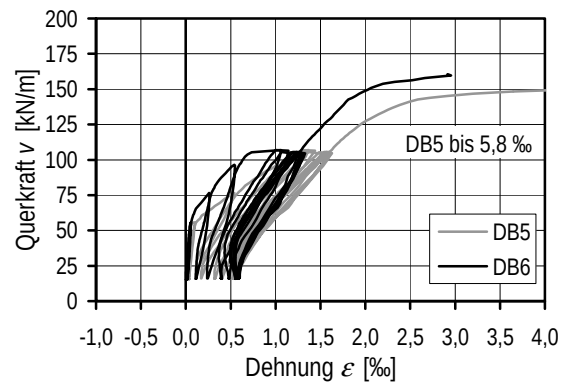


Bild A 2.185: Dehnungen DB5, DB6 der Betonstahlbewehrung in Versuch 8

Referenzversuche

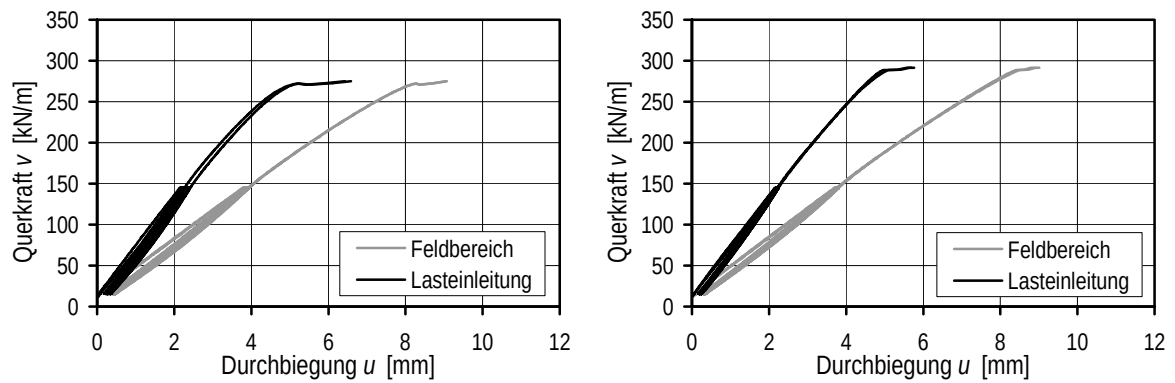


Bild A 2.186: Last-Verformungs-Beziehungen der Referenzversuche R 8-1 (links) und R 8-2 (rechts)



Bild A 2.187: Bruchbilder der Referenzversuche R 8-1 (oben) und R 8-2 (unten)

A 2.13 Plattenabmessungen

Die vor Versuchsbeginn ermittelten Abmessungen der untersuchten Platten sind in Tabelle A 2.5 zusammengestellt. Angegeben sind jeweils die Mittelwerte aus drei Messungen der Plattendicke, aller Rand- bzw. Innenstege und Litzen der unteren Lage sowie der Plattenspiegeldicke ober- und unterhalb der Hohlkammern.

Tabelle A 2.5: Mittelwerte der Abmessungen der untersuchten Platten in [mm]

	Versuchsnummer							
	1	2	3	4	5	6	7	8
Plattendicke h_{sl}	258	248	262	251	249	264	264	250
Breite der Randstege $b_{w,out}$	49	42	48	40	42	54	54	43
Breite der Innenstege $b_{w,in}$	56	41	56	40	38	56	57	41
Summe der Stegbreiten Σb_w	322	494	320	480	464	332	336	496
Litzen untere Lage ⁽¹⁾	39/63	44	39/63	44	47	41/65	41/68	53
Dicke oberer Plattenspiegel	32	43	35	43	39	34	34	49
Dicke unterer Plattenspiegel	33	39	32	37	40	32	32	53

⁽¹⁾ Abstand von Plattenunterkante;
bei Platte MV5/265je 10 Litzen mit 39 - 41 mm und 2 Litzen mit 63 - 68 mm

A 3 Versuchsdatenbank

A 3.1 Rechnerische Auswertungen

Die Versuchsdatenbank umfasst Großversuche mit biegeweich gelagerten Spannbeton-Fertigdecken aus Finnland und Deutschland. Die Daten der Versuche wurden Versuchsberichten, Veröffentlichungen und aktuellen Herstellerangaben zu den untersuchten Plattentypen entnommen. Die zur Nachrechnung der Versuche erforderlichen Angaben wurden soweit möglich direkt aus den entsprechenden Quellen übernommen. Darüber hinaus waren verschiedene Daten rechnerisch zu bestimmen. Die dabei gewählte Vorgehensweise sowie sämtliche Berechnungsgrundlagen sind nachfolgend beschrieben.

Baustoffeigenschaften

Abgesehen von Versuch PC270BI aus /Sch06/ und den eigenen Untersuchungen wurde die Betonzugfestigkeit der Spannbeton-Fertigdecken nicht experimentell bestimmt. Lediglich in den eigenen Versuchen wurden Prüfungen des E-Moduls durchgeführt. Bei den finnischen Versuchen wurde einzig die Druckfestigkeit der Platten an Bohrkernen ermittelt. Nicht gemessene Werte der Zugfestigkeit f_{ct} und des E-Moduls E_{cm} wurden für die Datenbank aus den Ergebnissen der Druckfestigkeitsprüfung berechnet.

Die Bohrkern der Druckfestigkeitsprüfungen im Zuge der finnischen Versuche besaßen eine Schlankheit von $h/d = 1,0$ ($d = 50$ mm). Entsprechend der daraus resultierenden Querdehnungsbehinderung wurden die Festigkeiten dieser Bohrkern als Würfel-druckfestigkeiten $f_{c,cube}$ (Kantenlänge 150 mm) in die Datenbank übernommen (gleiche Vorgehensweise in /Paj06b/ beschrieben). Die eigenen Bohrkern aus den Platten hatten eine Schlankheit von $h/d = 2,0$ ($d = 40$ mm und $d = 50$ mm), so dass die ermittelten Festigkeiten mit der Druckfestigkeit f_c üblicher Prüfzylinder ($h = 300$ mm, $d = 150$ mm) gleichgesetzt wurden.

Zur Umrechnung zwischen der Zylinderdruckfestigkeit f_c und der Würfel-druckfestigkeit $f_{c,cube}$ wurde folgender linearer Zusammenhang aus /Paj06b/ verwendet, den *Pajari* anhand der in DIN EN 1992-1-1 /DIN05/ tabellierten Würfel- und Zylinderfestigkeiten bestimmt hat. Zwischen den Mittelwerten und Quantilwerten der Festigkeiten wird ein analoger Zusammenhang vorausgesetzt. Aufgrund des geringen Einflusses wurde der konstante Summand -0,516 nicht weiter berücksichtigt:

$$f_c \approx 0,8242 f_{c,cube} - 0,516 \approx 0,824 f_{c,cube} \quad (\text{A 3.1})$$

$$f_{ck} \approx 0,8242 f_{ck,cube} - 0,516 \approx 0,824 f_{ck,cube} \quad (\text{A 3.2})$$

Sofern die Standardabweichung s der experimentell bestimmten Druckfestigkeit angegeben war oder aus den Einzelwerten ermittelt werden konnte, wurde aus den Mess-

werten im ersten Schritt der charakteristische 5-%-Quantilwert der Druckfestigkeit f_{ck} bzw. $f_{ck,cube}$ berechnet (bei Messung der Würfeldruckfestigkeit anschließend Umrechnung des 5-%-Quantilwertes $f_{ck,cube}$ in f_{ck} nach Gleichung A 3.2):

$$f_{ck} = f_c - s k_n \quad (\text{A 3.3})$$

$$f_{ck,cube} = f_{c,cube} - s_{cube} k_n \quad (\text{A 3.4})$$

mit: k_n Beiwert nach DIN EN 1990, Tabelle D.1 /DIN02b/ in Abhängigkeit der Probenanzahl n (Variationskoeffizient V_x bekannt)

Ohne Kenntnis der Standardabweichung wurde der charakteristische 5-%-Quantilwert der Zylinderdruckfestigkeit in Anlehnung an DIN EN 206, Tabelle 14 /DIN01b/ bestimmt (bei Messung der Würfeldruckfestigkeit zuvor Umrechnung des Mittelwertes $f_{c,cube}$ in f_c nach Gleichung A 3.1):

$$f_{ck} = f_c - 4 \quad (\text{A 3.5})$$

Ausgehend von den Werten f_c und f_{ck} der Zylinderdruckfestigkeit lassen sich die Zugfestigkeit und der E-Modul des Betons nach DIN 1045-1, Tabelle 9 /DIN08/ berechnen. Für die mittlere Zugfestigkeit f_{ct} gilt:

$$f_{ct} = 0,30 f_{ck}^{(2/3)} \quad (\text{Festigkeitsklasse bis C50/60}) \quad (\text{A 3.6})$$

$$f_{ct} = 2,12 \ln \left(1 + \frac{f_c}{10} \right) \quad (\text{Festigkeitsklasse ab C55/67}) \quad (\text{A 3.7})$$

Der mittlere E-Modul E_{cm} berechnet sich wie folgt:

$$E_{cm} = \alpha_i 9500 (f_c)^{1/3} \quad (\text{A 3.8})$$

$$\text{mit: } \alpha_i = \left(0,8 + 0,2 \cdot \frac{f_c}{88} \right) \leq 1,0$$

Alle Werte, die nach den oben stehenden Formeln aus den gegebenen Messwerten rechnerisch ermittelten wurden, sind in der Datenbank durch kursive Schrift gekennzeichnet. Die Materialeigenschaften des Vergussbetons und ggf. des Trägerbetons wurden analog bestimmt. Ausgehend von der gemessenen Würfel- bzw. Zylinderdruckfestigkeit wurden die weiteren Kennwerte bei allen Versuchen berechnet. Für sämtliche Stahlprofile und Betonstahl- oder Spannstahlbewehrung wurden Nominalwerte der Festigkeiten und E-Moduli verwendet (Stahlprofile $E = 210000 \text{ N/mm}^2$, Betonstahl $E = 200000 \text{ N/mm}^2$, Spannstahl $E = 195000 \text{ N/mm}^2$; f_{yk} , $f_{p0,1k}$, $f_{p0,2k}$ und f_{pk} entsprechend der Stahlgüte).

Spannkrafteinleitungslänge

Die Übertragungslänge der Vorspannkraft wurde nach DIN 1045-1, Abschnitt 8.7.6 ermittelt. Zum Zeitpunkt der Spannkrafteinleitung wurde eine mittlere Druckfestigkeit von $f_{cmj} = 30 \text{ N/mm}^2$ angenommen. Nach DIN 1045-1, Tabelle 7 ergibt sich für Litzen eine zugehörige Verbundspannung von $f_{bp} = 3,3 \text{ N/mm}^2$. Die Eintragung der Vorspannkraft beim Zuschnitt der Elemente erfolgte schlagartig ($\alpha_l = 1,25$).

Spannkraftverluste

Zur Berechnung der elastischen Spannkraftverluste beim Umspannen wurde für den Beton ein mittlerer Elastizitätsmodul von $E_{cm} = 26700 \text{ N/mm}^2$ (Festigkeitsklasse C25/30) angenommen. Weitere Verluste infolge Kriechen Schwinden und Relaxation bis zum Versuchszeitpunkt t_{test} wurden nach DIN 1045-1, Abschnitt 8.7.3 mit entsprechenden Kriech- und Schwindbeiwerten nach DafStb Heft 525 /DAS03/ bestimmt. Dabei wurden rechnerisch die Baustoffeigenschaften f_c und E_{cm} zum Versuchszeitpunkt berücksichtigt. Zur Berücksichtigung der schnellen Festigkeitsentwicklung des Betons der Spannbeton-Fertigdecken wurde bei der Ermittlung der Kriech- und Schwindbeiwerte $t_0 = 3 \text{ d}$ als Zeitpunkt des Ablassens der Vorspannkraft angesetzt (t_0 in der Praxis üblicherweise ca. 1 d).

Plattenquerschnitte

Für eine Nachrechnung der Versuche mit dem Nachweiskonzept der Code Card No 18 werden die Querschnittswerte A_{sl} , I_{sl} , das auf die Schwereachse bezogen Flächenmoment S_{sl} , die minimale Summe der Stegbreiten b_w und die Dicke des oberen Platten spiegels $h_{sl,top}$ benötigt. Diese Angaben wurden den Versuchsberichten und insbesondere dem Anhang von /PAJ08/ (Dokumentation einer Kalibrierung des finnischen Bemessungsmodells für das Nachweiskonzept von EN 1168 /DIN09/) entnommen. Bei der Anwendung der bauaufsichtlichen Zulassungen werden die Plattenquerschnitte lamellenweise analysiert. Dafür werden zusätzlich die Breiten b_{wi} (im Bereich der Hohlkammern) bzw. b_i (im Bereich der Plattenflansche) aller betrachteten Lamellen i (Lamellendicke $\leq 10 \text{ mm}$) benötigt. Mit den Lamellenbreiten sind in jeder Querschnittsfaser die Werte S_{sli} zu berechnen und die Bemessungsgleichungen auszuwerten.

Die Lamellenbreiten der Plattenquerschnitte aus den Versuchen in Deutschland wurden dem IMB im Rahmen einer Exceldatei zur Querkraftbemessung von Spannbeton-Fertigdecken bei starrer Lagerung von der H+P Ingenieure GmbH & Co. KG zur Verfügung gestellt. Anhand von Querschnittszeichnungen (CAD) wurden die Lamellenbreiten der Platten aus den finnischen Versuchen bestimmt (Querschnittsanalyse mit dem Programm LIMFES /Ker04/). Die CAD-Zeichnungen stammten entweder von den Webseiten des Herstellers Parma Oy (www.parma.fi) oder wurden anhand der angegebenen Nominalwerte in den Versuchsberichten erstellt. Die lamellenweise berechneten

Werte I_{sli} und S_{sli} (auf Höhe der Schwereachse) stimmen gut mit den entsprechenden Querschnittswerten aus /Paj08/ überein. Somit sind die ermittelten Lamellenbreiten offenbar für weitergehende Untersuchungen geeignet.

Die anhand der CAD-Zeichnungen bestimmten Lamellenbreiten stellen Nominalwerte dar. Aufgrund ihres hohen Einflusses auf die Tragfähigkeit wurden bei den Versuchsnachrechnungen soweit angegeben jedoch gemessene Werte (ist) anstelle von Nominalwerten (nom) der Summe der Stegbreiten b_w herangezogen, wenn die Abweichung mehr als $\pm 5\%$ betrug. Die Stegbreiten der Versuchsplatten wurden stets an der dünnsten Stelle gemessen, so dass nur ein Vergleichswert mit den Nominalabmessungen $b_w/b_{w,nom}$ zu bestimmen ist. Um dennoch in den Berechnungen die tatsächlichen Stegbreiten zu berücksichtigen, wurden die Nominalwerte der Lamellenbreiten entsprechend Bild A 3.1 modifiziert. Im gewählten Beispiel sind die gemessenen Werte größer als die Nominalwerte.

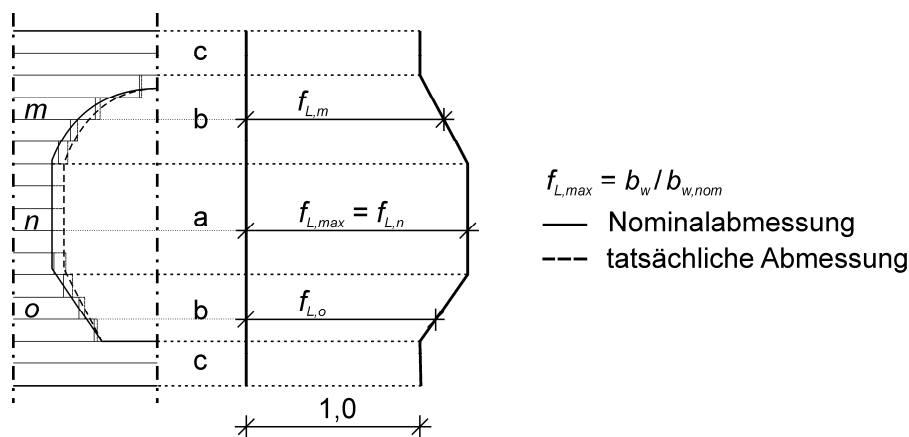


Bild A 3.1: Modifizierung der Nominalwerte der Lamellenbreiten

Im Bereich a mit minimaler Stegbreite wird der Nominalwert mit dem Verhältnis $f_{L,max} = b_w/b_{w,nom}$ multipliziert. Diese Vorgehensweise würde im Bereich c der Plattenspiegel zu unrealistischen Ergebnissen führen, da dort die Lamellenbreite der gesamten Plattenbreite entspricht und eine deutlich geringere Streuung als in Bereich a zu erwarten ist. Daher wird der Korrekturfaktor f_L im Übergangsbereich b zwischen $f_{L,max}$ und 1,0 angepasst, vereinfacht erfolgt dies linear. Die Modifizierung der Nominalwerte der Lamellenbreiten erfolgt im Bereich a direkt anhand des Messergebnisses. Da dort nach Auswertung der Berechnungen in allen Fällen die maßgebende Querschnittslamelle liegt, sind durch den beschriebenen Ansatz möglichst genaue Ergebnisse zu erwarten. In den Versuchen mit Abweichungen von mehr als $\pm 5\%$ zwischen Messwert und Nominalwert (PC400U, LB320, LBL320, RC265, PC265C, PC265N und PC270BI) wirkte sich das Verhältnis $b_w/b_{w,nom}$ nahezu proportional auf die rechnerische Traglast aus.

Zur Untersuchung des finnischen Bemessungsmodells wurden in einigen Berechnungen zusätzlich für die Dicke des oberen Plattenspiegels $h_{sl,top}$ Messwerte anstelle der Nominalwerte verwendet. Die Lamellenbreiten der Querschnitte wurden jedoch nur in Abhängigkeit von b_w und nicht von $h_{sl,top}$ modifiziert. Für eine genaue Abbildung der getesteten Platten liegen nicht genügend Messdaten vor. Somit können abgesehen von der Summe der Stegbreiten keine Auswirkungen der tatsächlichen Plattengeometrie auf die Querschnittswerte A_{sl} , I_{sl} und S_{sl} berücksichtigt werden. Größere Ungenauigkeiten in den Berechnungen sind dadurch jedoch nicht zu erwarten. Abweichungen der oberen und unteren Plattenspiegeldicken von den Nennwerten gleichen sich üblicherweise aus (vgl. Daten Kapitel A 3.2) und die übrigen Plattenabmessungen streuen soweit prüfbar nur geringfügig um die jeweiligen Nennwerte.

Mit dem Programm InfoCAD /Inf08/ wurden Flächenträgheitsmomente $i_{sl,q}$ zur Ermittlung der Querbiegesteifigkeit $EI_{sl,q}$ der Platten bestimmt. Die Vorgehensweise ist in Kapitel 5.4.1 beschrieben. Die angegebenen Werte gelten für Platten mit einer Breite $b_{sl} = 1200$ mm.

Trägerquerschnitte

Die Querschnittswerte der Mittelträger wurden mit dem Programm INCA2 /Pfe04/ unter Berücksichtigung der E-Moduli der vorhandenen Materialien berechnet. Exemplarisch sind in Bild A 3.2 die Querschnitte der Versuche PC265 und A320 in INCA2 dargestellt. Aufgrund der Rissbildung entlang der Träger in den Versuchen wurden keine Verbundquerschnitte mit einer Mitwirkung der Platten betrachtet. Zur Bestimmung der Querschnittswerte wurde lediglich der Vergussbeton bis zur Vorderkante der Spannbeton-Fertigdecken angerechnet.

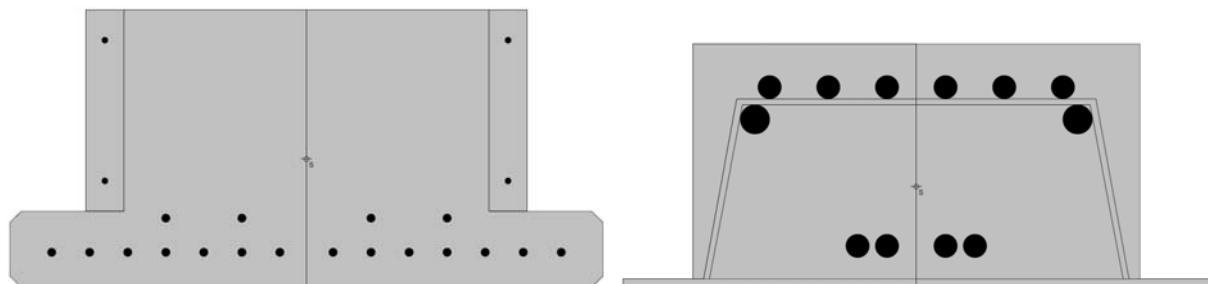


Bild A 3.2: Mittelträger der versuche PC265 (links) und A320 (rechts) in INCA2

In den Versuchen ging das Versagen von den Randplatten an den Auflagern der Träger aus. Da in diesem Bereich geringe Biegebeanspruchungen vorliegen, wurden für die Datenbank in allen Fällen Querschnittswerte der ungerissenen Träger ermittelt. Im Unterschied dazu wird in Code Card No 18 /CCD07/ zwischen gerissenen und ungerissenen Trägerquerschnitten unterschieden. Dabei werden jedoch lediglich die Verbundträgertypen DELTA-, MEK- und A-beam als gerissen betrachtet.

Statische Systeme

Die statischen Systeme der Träger und der Platten wurden einheitlich anhand der Mittelachsen der Auflagerflächen und der Lasteinleitungsflächen festgelegt. Dabei wurde bei der Auflagertiefe der Platten am Mittelträger sofern vorhanden die volle Breite eines Elastomerstreifens in der Lagerfuge angerechnet.

A 3.2 Tabellierte Daten und Kurzberichte der Versuche

Die maßgebenden Parameter zur Nachrechnung der Versuche sind in der folgenden Tabelle zusammengestellt. Zur besseren Übersicht umfasst die Tabelle neben den Untersuchungen aus Finnland und Kaiserslautern die eigenen Versuche. Zur weiteren Erläuterung der Versuche aus Finnland und Kaiserslautern sind deren wichtigste Parameter und Ergebnisse in vierseitigen Kurzberichten zusammengefasst. An dieser Stelle gilt Herrn Dr. Pajari vom VTT Technical Research Centre of Finland besonderer Dank. Im Zuge des AiF-Forschungsvorhabens „Querkrafttragfähigkeit von Spannbeton-Fertigdecken bei biegeweicher Lagerung“ (AiF Nr. 15644 N/1) verfasste er kompakte Berichte in englischer Sprache zu den finnischen Versuchen. Er holte von den Auftraggebern der Versuche Genehmigungen zur Veröffentlichung der Ergebnisse ein und stellte dem IMB die aktuellen Berichte zur Verfügung. Diese bildeten die Grundlage der nachfolgend dargestellten Kurzfassungen. Die Kurzberichte zu den insgesamt drei Versuchen aus Kaiserslautern wurden auf Grundlage der zugehörigen Versuchsberichte erstellt.

Spannbeton-Fertigdecken																		
Nr.	Versuchs- bezeichnung	Plattentyp	Plattenhöhe	Plattenlänge	Anzahl der Stege	Summe der Steg- breiten (nom)	Summe der Steg- breiten (ist)	Dicke Plattenspie- gel oben (nom)	Dicke Plattenspie- gel oben (ist)	Dicke Plattenspie- gel unten (nom)	Dicke Plattenspie- gel unten (ist)	Steghöhe mit konstanter Breite	Schwerpunktlage von OK Platte	Querschnittsfläche	Flächenmoment 1. Ordnung	Flächenmoment 2. Ordnung	Flächenmoment 2. Ordnung (Querrichtung ¹)	
			h_{sl} [mm]	l_{sl} [m]	n_w [-]	$b_{w,nom}$ [mm]	b_w [mm]	$h_{sl,top,nom}$ [mm]	$h_{sl,top}$ [mm]	$h_{sl,bot,nom}$ [mm]	$h_{sl,bot}$ [mm]	h_{ct} [mm]	e_{sl} [mm]	A_{sl} [mm ²]	S_{sl} [10 ³ mm ³]	I_{sl} [10 ⁶ mm ⁴]	$i_{sl,q}$ [mm ² /mm]	
1	PC265	Parma Oy 265	265	6,00	6	234	220 ²	40	44 ²	40	38 ²	-	130	177000	7860	1548	117700	
2	PC400	Parma Oy 400	400	7,20	5	298	291	40	49	40	40	196	198	222000	14630	4551	132100	
3	PC400U ³	Parma Oy 400	400	9,00	5	298	324	40	54	40	37	196	197	220000	14490	4565	132100	
4	PC500U ³	Parma Oy 500	500	10,00	5	341	331	45	58	45	39	285	245	278000	21970	8598	176900	
5	WQ265	Parma Oy 265	265	6,00	6	234	220 ²	40	44 ²	40	38 ²	-	130	177000	7860	1548	117700	
6	WQ400	Parma Oy 400	400	7,20	5	298	291	40	49	40	40	196	197	222000	14640	4554	132100	
7	WQ500	Parma Oy 500	500	10,00	5	341	339	45	48	45	40	285	245	277000	21910	8578	176900	
8	DE265	Parma Oy 265	265	6,00	6	234	220 ²	40	44 ²	40	38 ²	-	130	177000	7860	1548	117700	
9	DE400	Parma Oy 400	400	8,40	5	298	298	40	46	40	38	196	201	227000	14940	4630	132100	
10	DE500	Parma Oy 500	500	10,00	5	341	334	45	50	45	38	285	245	277000	21910	8578	176900	
11	MEK265	Parma Oy 265	265	6,00	6	234	220 ²	40	44 ²	40	38 ²	-	130	177000	7860	1548	117700	
12	SUP320	Parma Oy 320	320	9,60	5	246	256	35	42	35	34	105	158	189000	10110	2496	94500	
13	LB320	Parma Oy 320b ⁴	320	7,20	5	286	312	38	59	36	38	106	161	190000	10060	2474	122100	
14	LBL320	Parma Oy 320b ⁴	320	7,20	5	286	307	38	54	36	38	106	161	187000	10000	2463	122100	
15	A320	Parma Oy 320	320	8,00	5	246	256	35	43	35	34	105	158	188000	10030	2480	94500	
16	RC265	Parma Oy 265	265	6,00	6	234	219	40	46	40	39	-	130	177000	7860	1548	117700	
17	PC265C	Parma Oy 265	265	6,00	6	234	216	40	44	40	34	-	130	177000	7860	1548	117700	
18	PC265N	Parma Oy 265	265	6,00	6	234	218	40	41	40	38	-	130	177000	7860	1548	117700	
19	PC265T	Parma Oy 265	265	6,00	6	234	222	40	44	40	39	-	130	177000	7860	1548	117700	
20	PC265E	Parma Oy 265	265	6,00	6	234	222	40	44	40	38	-	130	177000	7860	1548	117700	
21	IFB265	Brespa MV5/265	265	5,09	6	320	322	35	32	30	33	100	134	167000	7160	1442	122600	
22	IFB265B	Brespa MV5/265	265	5,09	6	320	319	35	35	30	32	100	134	167000	7160	1442	122600	
23	IFB265M	Brespa MV5/265	265	5,09	6	320	333	35	34	30	32	100	134	167000	7160	1442	122600	
24	IFB265RD	Brespa MV5/265	265	5,09	6	320	335	35	34	30	32	100	134	167000	7160	1442	122600	
25	IFB250	Echo VMM VSD 25	250	5,09	12	490	496	35	43	35	39	115	129	187000	7010	1291	245300	
26	IFB250B	Echo VMM VSD 25	250	5,09	12	490	476	35	43	35	37	115	129	187000	7010	1291	245300	
27	IFB250M	Echo VMM VSD 25	250	5,09	12	490	467	35	39	35	40	115	129	187000	7010	1291	245300	
28	IFB250RD	Echo VMM VSD 25	250	5,09	12	490	496	35	49	35	52	115	129	187000	7010	1291	245300	
29	PC270BI	Echo VMM EPD 27	270	4,50	6	358	398	35	43	35	39	50	134	193000	8250	1631	115800	
30	IFB150	Brespa AF/150	150	4,00	12	480 ⁵	- ⁵	30 ⁵	- ⁵	30 ⁵	- ⁵	20 ⁵	77 ⁵	126000 ⁵	2820 ⁵	304 ⁵	160400	
31	IFB150T	Brespa AF/150	150	4,00	12	480 ⁵	- ⁵	30 ⁵	- ⁵	30 ⁵	- ⁵	20 ⁵	77 ⁵	126000 ⁵	2820 ⁵	304 ⁵	160400	

¹ Berechnung mit Programm InfocAD /Inf08/ für 1 mm Einheitslänge und $b_d = 1200$ mm

² Wert gemittelt aus den Angaben zu Versuchen 16 - 20

³ glatt geschaltete Stegseiten des Trägers (ohne Nuten)

⁴ trotz gleicher Herstellerbezeichnung geringfügig anderer Querschnitt als Typ Parma Oy 320

Spannbeton-Fertigdecken																					
Nr.	E-Modul	Zugfestigkeit	$f_{c,cube,sl}$ [N/mm ²]	druckfestigkeit	Zylinder- druckfestigkeit	Standard- abweichung der Druckfestigkeit	Probenanzahl	k_n für charakterist. 5 %-Quantilwert	Spannstahlfläche oben	Spannstahlfläche unten	Vorspannung oben	Vorspannung unten	Spannkrafteinlei- tungslänge unten	Spannstahlfläche oben von OK	Spannstahlfläche unten von OK	Umfang ⁶	Alter der Platten beim Versuch	Spannkraftver- luste unten ⁷	Tiefe der Hohl- kammerfüllung	Dicke der Auf- betonschicht	
	$E_{cm,sl}$ [N/mm ²]	$f_{ct,sl}$ [N/mm ²]	$f_{c,cube,sl}$ [N/mm ²]	$f_{c,sl}$ [N/mm ²]	s [N/mm ²]	n [-]	n [-]	k_n [-]	$A_{p,top}$ [mm ²]	$A_{p,bot}$ [mm ²]	$\sigma_{p,top}$ [N/mm ²]	$\sigma_{p,bot}$ [N/mm ²]	l_{bp} [mm]	$e_{p,top}$ [mm]	$e_{p,bot}$ [mm]	U_{sl} [mm]	t_{test} [d]	$\Delta\sigma_p$ [%]	l_{fill} [mm]	h_{tc} [mm]	
1	32700	3,8	63,8 ⁸	52,6	4,6	6	6	1,77	-	930	-	1100	912	-	228 ²	228 ²	4400	143	7,6 / 14,1	50	-
2	36800	4,3	81,4 ⁸	67,1	5,1	6	6	1,77	-	1209	-	1100	900	-	362	362	5300	46	8,8 / 9,0	320	-
3	30700	3,7	55,3 ⁸	45,6	1,3	6	6	1,77	-	1209	-	1000	821	-	358	358	5300	77	8,4 / 14,4	50	-
4	37700	4,4	85,4 ⁸	70,4	1,7	6	6	1,77	-	1488	-	1050	859	-	454	454	5900	154	8,8 / 12,0	400	-
5	33100	4,0	65,3 ⁸	53,8	4,0	6	6	1,77	-	930	-	1100	912	-	228 ²	228 ²	4400	90	7,6 / 12,4	50	-
6	35800	4,2	77,1 ⁸	63,5	5,8	6	6	1,77	-	1209	-	1100	901	-	361	361	5300	77	8,7 / 10,9	30	-
7	37400	4,4	84,4 ⁸	69,6	2,1	6	6	1,77	-	1488	-	1050	859	-	453	453	5900	124	8,8 / 11,5	250 ¹⁰	-
8	35100	4,2	74,2 ⁸	61,2	6,2	12	12	1,72	-	930	-	1100	912	-	228 ²	228 ²	4400	28	7,6 / 7,9	50	-
9	33900	4,2	68,6 ⁸	56,5	2,6	6	6	1,77	-	1209	-	1000	821	-	358	358	5300	42	8,5 / 10,2	50	-
10	34300	4,3	70,5 ⁸	58,1	3,3	6	6	1,77	-	1488	-	1050	860	-	453	453	5900	61	8,7 / 10,7	400	-
11	31800	3,9	60,0 ⁸	49,5	- ⁹	-	-	-	-	930	-	1100	912	-	228 ²	228 ²	4400	34	7,6 / 9,8	50	-
12	32300	3,8	62,1 ⁸	51,2	4,6	6	6	1,77	186	1209	900	1000	817	21	270	4500	65	9,0 / 13,2	180 ¹⁰	-	
13	33200	3,8	65,7 ⁸	54,1	6,5	6	6	1,77	-	1023	-	1100	896	-	281	281	4600	28	9,2 / 9,2	50	-
14	32700	3,8	63,8 ⁸	52,6	5,3	6	6	1,77	-	1209	-	1100	898	-	277	277	4600	77	9,0 / 12,9	50	-
15	35300	4,4	74,7 ⁸	61,6	4,1	6	6	1,77	-	1209	-	1000	814	-	274	274	4500	43	9,3 / 10,3	50	-
16	33500	4,2	67,2 ⁸	55,4	1,7	6	6	1,77	-	930	-	950	789	-	225	225	4400	30	7,4 / 9,1	50	-
17	35000	4,4	73,4 ⁸	60,5	3,1	6	6	1,77	-	930	-	950	785	-	230	230	4400	40	7,9 / 9,7	50	-
18	34400	4,3	70,8 ⁸	58,4	4,3	6	6	1,77	-	930	-	950	786	-	229	229	4400	33	7,8 / 9,2	50	-
19	36100	4,3	78,2 ⁸	64,5	4,3	6	6	1,77	-	930	-	950	784	-	231	231	4400	27	7,9 / 8,1	50	60
20	34800	4,3	72,9 ⁸	60,1	4,5	6	6	1,77	-	930	-	1100	914	-	224	224	4400	42	7,4 / 9,0	185	-
21	41900	4,0	76,1	62,7	2,3	3	3	1,89	103	1116	900	900	736	35	222	222	4800	34	8,8 / 9,5	50	-
22	44700	4,2	73,0	60,2	4,2	6	6	1,77	103	1116	900	900	736	35	222	222	4800	23	8,9 / 8,2	50 / 800 ¹⁰	-
23	42900	4,2	68,9	56,8	3,5	3	3	1,89	103	1116	900	900	737	37	220	220	4800	24	8,7 / 8,6	300 ¹⁰	-
24	39300	4,2	66,3	54,6	2,7	3	3	1,89	103	1116	900	900	738	37	220	220	4800	28	8,6 / 9,6	0 ¹⁰	-
25	37800	3,5	72,0	59,3	4,5	3	3	1,89	39	1116	250	1080	894	28	206	206	5200	28	7,7 / 8,1	50	-
26	39500	3,6	65,6	54,1	2,6	6	6	1,77	39	1116	250	1080	894	28	206	206	5200	27	7,7 / 8,2	50 / 800 ¹⁰	-
27	44700	3,6	55,2	45,5	1,2	6	6	1,77	39	1116	250	1080	896	37	203	203	5200	37	7,5 / 9,4	50 / - ¹⁰	-
28	33000	3,5	63,5	37,5	0,5	3	3	1,89	39	1116	250	1080	902	31	197	197	5200	22	6,9 / 9,7	0 ¹⁰	-
29	38700	3,2	90,0	74,2	- ⁹	-	-	-	77	1116	250	1080	890	26	223	223	4400	62	8,1 / 9,0	80 ¹⁰	-
30	30200	3,5	53,3	43,9	- ⁹	-	-	-	118 ⁵	619 ⁵	900 ⁵	900 ⁵	574	38 ⁵	110 ⁵	4000 ⁵	73	5,3 / 14,3	50	-	
31	30200	3,5	53,3	43,9	- ⁹	-	-	-	118 ⁵	619 ⁵	900 ⁵	900 ⁵	574	38 ⁵	110 ⁵	4000 ⁵	59	5,3 / 13,4	100	40	

⁵ keine Angabe im Versuchsbericht, Nominalwerte entsprechend aktuellen Herstellerangaben

⁷ elastische Verluste beim Umspannen / Verluste inf. Kriechen, Schwinden, Relaxation bis t_{test}

⁹ keine Einzelwerte gegeben, Rechnung mit $f_{ck;0,05} = f_c - 4,0 \text{ N/mm}^2$ in Anlehnung an /DIN01b/

⁶ $U_{sl} = U_{abgeen} + 0,5 U_{innen}$ (Berechnung der Spannkraftverluste nach DAfStb Heft 525 /DAS03/)

⁸ Festigkeit von Bohrkernen mit $h/d = 1,0$ als Würfeldruckfestigkeit herangezogen

¹⁰ vgl. Besonderheiten der Versuche gemäß Kapitel 5.2

Vergussbeton										Mittelträger									
Nr.	E-Modul	Würfel- druckfestigkeit	Zylinder- druckfestigkeit	Standard- abweichung der Druckfestigkeit	Probenanzahl	k _n für charakterist. 5%-Quantilwert	Trägerart	Trägerhöhe	Spannweite	E-Modul Stahl	E-Modul Träger- beton	Würfel- druckfestigkeit	Zylinder- druckfestigkeit	Standard- abweichung der Druckfestigkeit	Probenanzahl	k _n für charakterist. 5%-Quantilwert	Schwerpunkt von		
	E _{cm,gr} [N/mm ²]	f _{c,cube,gr} [N/mm ²]	f _{c,gr} [N/mm ²]	s [N/mm ²]	n	k _n [-]		h _g [mm]	L _b [m]	E _s [N/mm ²]	E _{cm,b} [N/mm ²]	f _{c,cube,b} [N/mm ²]	f _{c,b} [N/mm ²]	s [N/mm ²]	n	k _n [-]	e _b [mm]		
1	22600	26,8	22,1	1,4	3	1,89	PC	365	5,00	-	34300 ¹¹	-	-	-	-	-	196		
2	23000	27,8	22,9	0,6	3	1,89	PC	550	5,00	-	32800	64,3 ⁸	53,0	3,2	6	1,77	301		
3	24800	33,7	27,8	0,4	6	1,77	PC	580	4,80	-	34600	72,0 ⁸	59,3	1,8	6	1,77	319		
4	28400	46,6	38,4	1,0	6	1,77	PC	780	7,20	-	40800	100,1	82,5	1,0	6	1,77	432		
5	24200	31,7	26,1	1,6	3	1,89	WQ	300	5,00	210000	-	-	-	-	-	-	176		
6	21400	23,2	19,1	1,0	3	1,89	WQ	430	5,00	210000	-	-	-	-	-	-	243		
7	24100	31,3	25,8	1,3	6	1,77	WQ	530	7,20	210000	-	-	-	-	-	-	283		
8	24900	33,8	27,9	0,3	3	1,89	DE	271	5,00	210000	24900 ¹²	12	12	12	12	12	142		
9	23300	28,8	23,7	0,8	6	1,77	DE	385	5,00	210000	23300 ¹²	12	12	12	12	12	202		
10	23300	28,8	23,7	0,9	6	1,77	DE	530	7,20	210000	23300 ¹²	12	12	12	12	12	299		
11	24700	33,3	27,5	1,0	4	1,83	MEK	298	5,02	210000	24700 ¹²	12	12	12	12	12	172		
12	24700	33,3	27,5	0,3	6	1,77	SUP	330	4,80	210000	38200 ¹³	88,0 ¹⁴	72,5	- ⁹	-	-	194		
13	25600	36,2	29,8	0,3	6	1,77	LB	328	4,80	210000	38700	90,1	74,3	2,9	6	1,77	177		
14	21400	23,0	19,0	- ⁹	-	-	LBL	328	5,00	210000	37500	84,8 ⁸	69,9	- ⁹	-	-	187		
15	22100	25,0	20,6	0,7	6	1,77	A	255	4,80	210000	28200 ¹⁵	45,6 ⁸	37,6	5,2	6	1,77	119		
16	22100	25,3 ⁸	20,9	1,3	6	1,77	RC	655	7,20	-	32700 ¹³	63,6 ⁸	52,4	4,0	6	1,77	392		
17	22100	25,2	20,8	1,3	3	1,89	PC	365	5,00 ¹⁶	-	33100	65,3 ⁸	53,8	3,1	6	1,77	196		
18	25300	35,2 ⁸	29,0	2,8	6	1,77	PC	655	5,00	-	35100 ¹³	74,0 ⁸	61,0	5,5	6	1,77	386		
19	24900	33,8 ⁸	27,9	4,6	3	1,89	PC	365 ¹⁷	5,00	-	32500	62,9 ⁸	51,8	3,6	6	1,77	195 ¹⁷		
20	24100	31,3	25,8	0,8	3	1,89	PC	365	5,00	-	33900	68,6 ⁸	56,5	3,3	6	1,77	196		
21	21100	20,8	17,1	1,1	3	1,89	IFB	295	6,00	210000	21100 ¹²	-	-	-	-	-	168		
22	20800	22,8	18,8	0,3	4	1,83	IFB	322	6,00	210000	20800 ¹²	-	-	-	-	-	172		
23	18900	25,0	20,6	1,1	6	1,77	IFB	322	6,00	210000	18900 ¹²	-	-	-	-	-	172		
24	18200	24,3	20,0	0,6	3	1,89	IFB	322	6,00	210000	18200 ¹²	12	12	12	12	12	172		
25	22300	23,4	19,3	0,6	3	1,89	IFB	322	6,00	210000	22300 ¹²	12	12	12	12	12	172		
26	23000	25,8	21,3	0,4	3	1,89	IFB	322	6,00	210000	23000 ¹²	12	12	12	12	12	172		
27	20900	29,1	24,0	0,6	6	1,77	IFB	322	6,00	210000	20900 ¹²	12	12	12	12	12	172		
28	18900	22,5	18,5	0,6	4	1,83	IFB	322	6,00	210000	18900 ¹²	12	12	12	12	12	172		
29	26700	55,8	46,0	- ⁹	-	-	PC	525	6,00	-	32600	97,8	80,6	- ⁹	-	-	297		
30	25700	36,8	30,3	- ⁹	-	-	IFB	165	3,60	210000	25700 ¹²	12	12	12	12	12	113		
31	25500	36,1	29,8	- ⁹	-	-	IFB	165 ¹⁷	3,60	210000	25500 ¹²	12	12	12	12	12	113 ¹⁷		

¹¹ Betonfestigkeitsklasse entsprechend C50/60 angenommen

¹⁴ Annahme für Betonfestigkeitsklasse K80 (Finnische Norm)

¹⁷ ohne Aufbetonschicht berechnet

¹² Trägerbeton entspricht dem Vergussbeton

¹⁵ separater Verguss des Profils vor Ortbetonergänzung

¹³ Teilfertigteil, Ortbetonergänzung entspricht dem Vergussbeton

¹⁶ Kragarme mit Belastung zur Simulation einer Durchlaufwirkung

¹¹ Betonfestigkeitsklasse entsprechend C50/60 angenommen

¹⁴ Annahme für Betonfestigkeitsklasse K80 (Finnische Norm)

¹⁷ ohne Aufbetonschicht berechnet

¹² Trägerbeton entspricht dem Vergussbeton

¹⁵ separater Verguss des Profils vor Ortbetonergänzung (¹³)

¹³ Teilfertigteil, Ortbetonergänzung entspricht dem Vergussbeton

¹⁶ Kragarme mit Belastung zur Simulation einer Durchlaufwirkung

Nr.	Mittelträger					Großversuch							Referenzversuch						
	Biegesteifigkeit ¹⁸	Dehnsteifigkeit ¹⁸	Dicke	Elastomerstreifen	Breite	Durchbiegung in Trägersmitte	bezoogene Trägerdurchbiegung	Trägertyp an den Endauflagern ¹⁹	Auflagentiefe an den Endauflagern	Auflagentiefe am Mittelaufträger ²⁰	Spannweite der Platten	Abstand der Lasten ²¹	Querkraft aus Eigengewicht	Bruchlast	Auflagentiefe	Spannweite der Platte	Abstand der Lasten ²¹	Bruchlast	Traglastverhältnis
	EI_b [10 ⁹ Nmm ²]	EA_b [10 ⁶ N]	h_e [mm]	b_e [mm]	u_b [mm]	L/u_b [-]	L/u_b [-]		$L_{s,bwl}$ [mm]	$L_{s,bw2}$ [mm]	$L_{sl,bw}$ [m]	a_{bw} [mm]	V_g [kN/m]	V_{bw} [kN/m]	$l_{s,s}$ [mm]	$L_{sl,s}$ [m]	a_s [mm]	V_s [kN/m]	v_{bw}/v_s [-]
1	89400	7635	5	30	9,9	505	505	RC	50	75	5,94	960	10,6	86,2	60 ²²	5,95 ²²	1000 ²²	192,1 ²²	0,45
2	312900	11719	10	20	5,4	926	926	PC	60	110	7,12	1205	16,8	210,1	80	7,12	1220	407,1 ²³	0,52
3	389900	13303	10	20	6,2	774	774	HEA	100	120	8,89	1140	20,8	235,3	100	8,89/7,70	1150	277,2	0,85
4	1119200	21533	10	20	21,8	330	330	HEB	100	120	9,89	1440	26,7	280,3	100	9,88/8,37	1450	455,9	0,61
5	104500	7109	0	0	17,6	284	284	RHS	60	60	5,94	970	10,6	138,4	60	5,95	1000	192,1	0,72
6	264400	8329	0	0	14,6	342	342	RHS	60	90	7,13	1215	16,9	244,7	80	7,00	1220	430,3	0,57
7	623500	12377	0	0	21,2	340	340	HEA	100	100	9,90	1450	26,7	224,7	100	9,90	1450	542,3	0,41
8	61200	6182	0	0	16,3	307	307	HEB	60	100	5,92	950	10,6	95,5	60	4,94/4,81	1000	236,6	0,40
9	167800	8377	0	0	24,0	208	208	RHS	100	80	8,31	1160	20,1	185,0	100	8,29/7,15	1150	349,6	0,53
10	840800	20540	0	0	25,7	280	280	HEA	100	180	9,86	1410	26,7	305,8	100	9,90/8,42	1450	441,1	0,69
11	106600	10067	0	0	16,7	301	301	RHS	60	60	5,94	1070	10,3	123,5	60	5,93	1230	186,0	0,66
12	71800	7245	0	0	17,5	274	274	HEB	80	70	9,53	1265	17,5	106,3	70	9,52/8,50	1265	202,3	0,53
13	68200	6949	0	0	21,3	225	225	RHS	80	80	7,12	1100	15,8	124,3	80	7,12	1010	261,1	0,48
14	75900	7056	0	0	20,9	240	240	RHS	80	80	7,12	1160	15,4	134,9	80	7,12	1160	246,1	0,55
15	87600	8255	0	0	20,9	230	230	HEA	100	95	7,90	1203	15,2	152,8	100	7,90/6,80	1150	236,7	0,65
16	224400	7655	10	20	30,3	238	238	RC	60	80	5,93	1160	11,1	88,9	60	5,94	1170	188,5	0,47
17	86300	7370	10	20	5,2	962	962	HEA	60	75	5,93	963	10,3	159,5	60	5,94	970	162,2	0,98
18	253500	8402	10	20	7,7	649	649	HEA	60	80	5,93	960	10,3	136,5	60	5,94	970	175,8	0,78
19	85600 ¹⁷	7327 ¹⁷	10	20	13,8	362	362	HEA	60	75	5,93	963	10,5	116,9	60	5,94/4,94	970	161,3	0,72
20	88700	7583	10	20	39,0	128	128	HEA	60	75	5,93	24 ²⁴	10,6	123,0	60	6,00	24 ²⁴	209,8	0,59
21	86500	6670	10	35	56,2	107	107	HEA	135	70	4,97	663	9,7	158,0	100	4,99	663	239,0	0,66
22	163700	10828	10	35	31,5	190	190	HEA	135	70	4,97	663	9,7	182,0	100	4,99	663	268,0	0,68
23	163000	10674	10	35	34,9	172	172	HEA	135	70	4,97	663	9,7	200,0	100	4,99	663	255,0	0,78
24	162700	10620	10	35	32,5	185	185	HEA	135	70	4,97	663	9,7	174,0	100	4,99	663	246,0	0,71
25	163700	10926	10	35	31,4	191	191	HEA	135	70	4,97	625	10,4	162,0	100	4,99	625	266,0	0,61
26	164000	10981	10	35	29,1	206	206	HEA	135	70	4,97	625	10,4	168,0	100	4,99	625	282,0	0,60
27	163200	10815	10	35	26,8	224	224	HEA	135	70	4,97	625	10,4	157,0	100	4,99	625	300,0	0,52
28	162500	10655	10	35	29,8	201	201	HEA	135	70	4,97	625	10,4	161,0	100	4,99	625	281,0	0,57
29	192400	8722	5	50	17,9	335	335	PC	120	120	4,38	675	9,3	163,3	100	4,30	675	250,7	0,65
30	5800	2043	0		22,0	157	157	IFB	70	70	4,13	625	5,6	53,1	-	-	-	-	-
31	5800 ¹⁷	2037 ¹⁷	0		20,0	180	180	IFB	70	70	4,13	525	5,6	90,6	-	-	-	-	-

¹⁸ Berechnung mit Programm INCA2 /Pfe04/ im ungerissenen Zustand

¹⁹ weitere Angaben zu den Randträgern in Kurzberichten

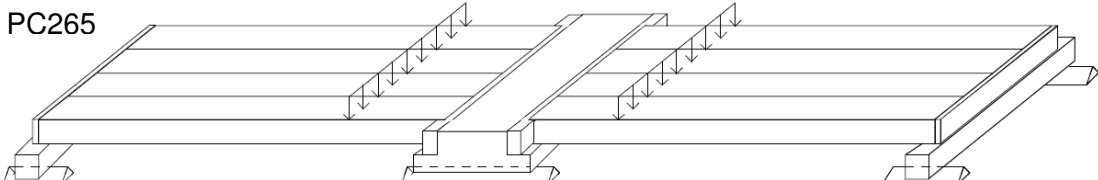
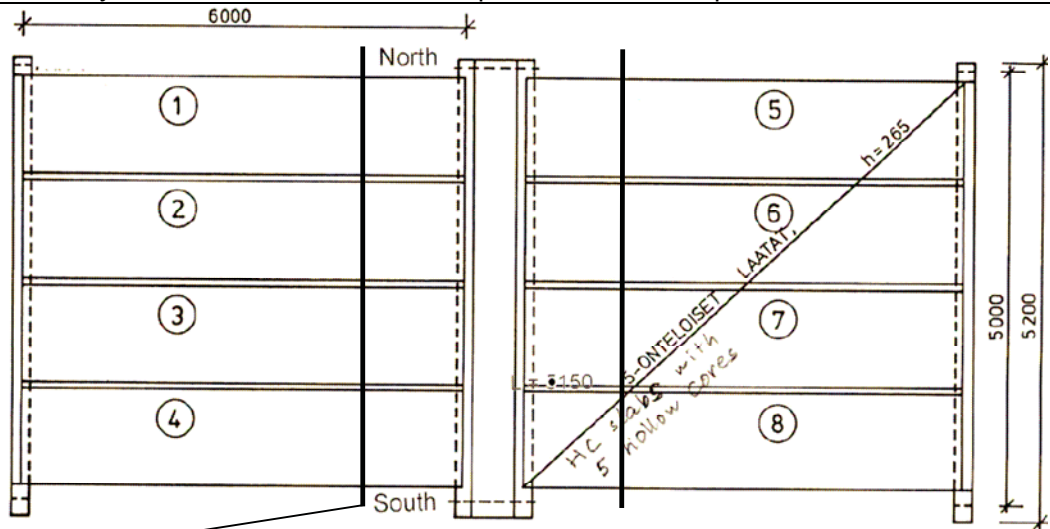
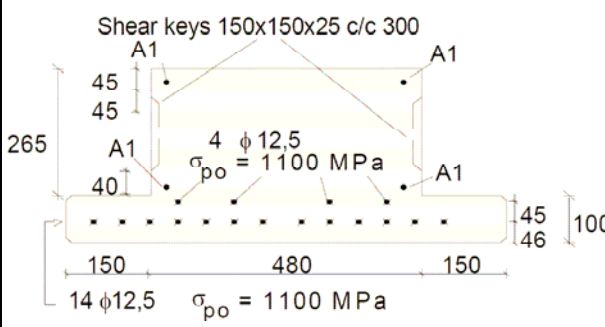
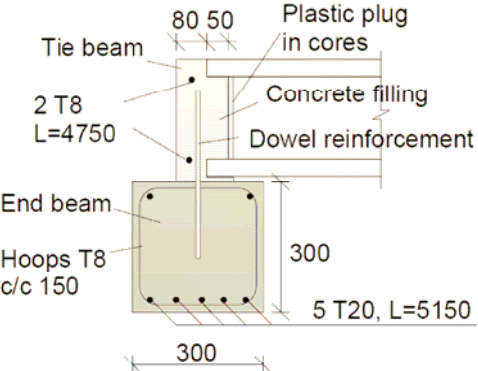
²⁰ volle Breite der Elastomerstreifen auf $L_{s,bw2}$ angerechnet

²¹ Mittelachse Auflagerfläche bis Mittelachse Lastenleitung

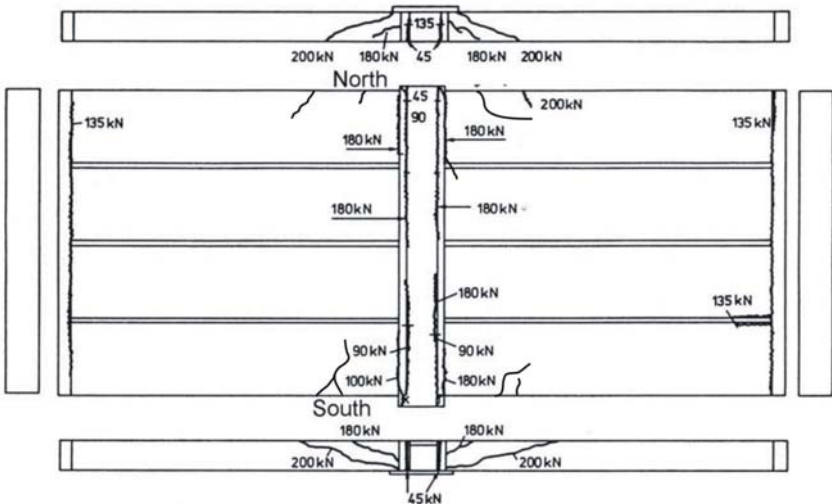
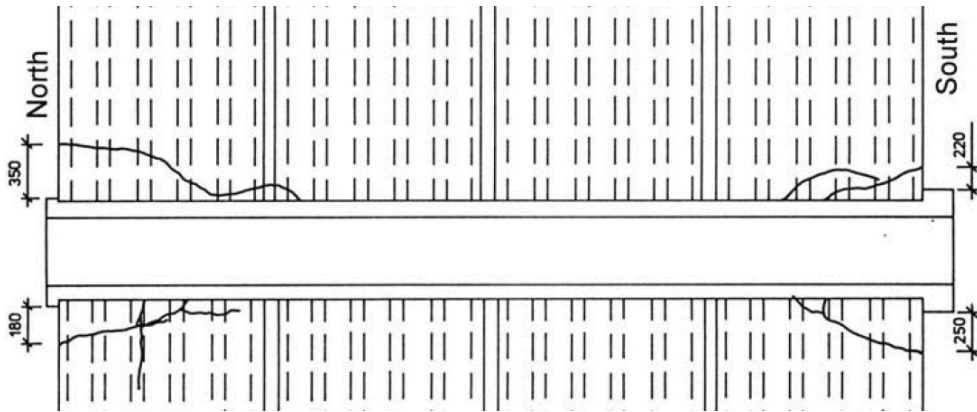
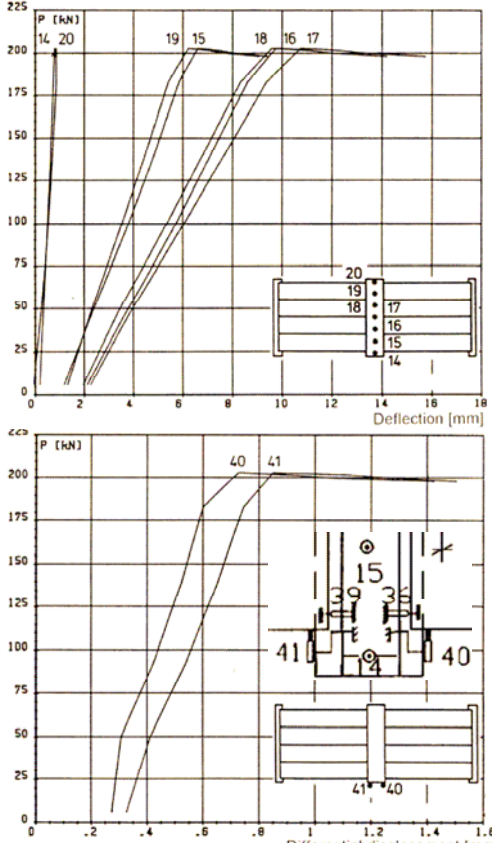
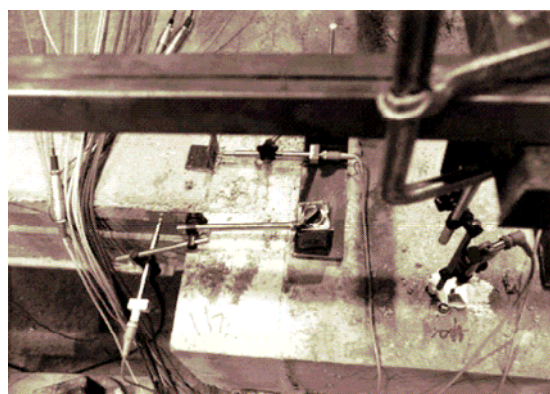
²² Referenzversuche im Zuge von Großversuch WQ265

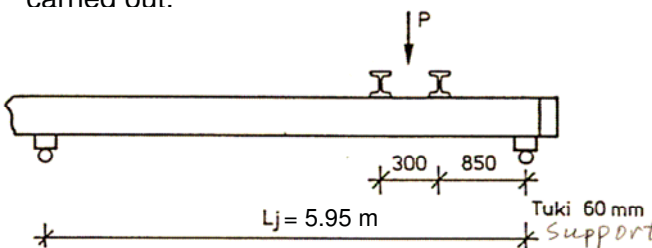
²³ nur Referenzversuche mit Schubzugversagen herangezogen

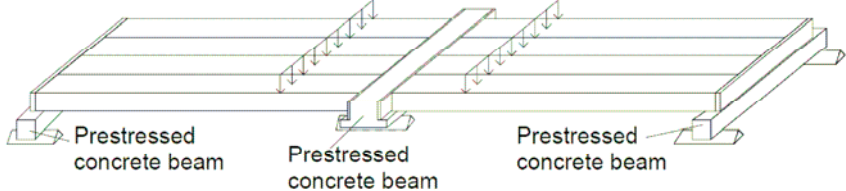
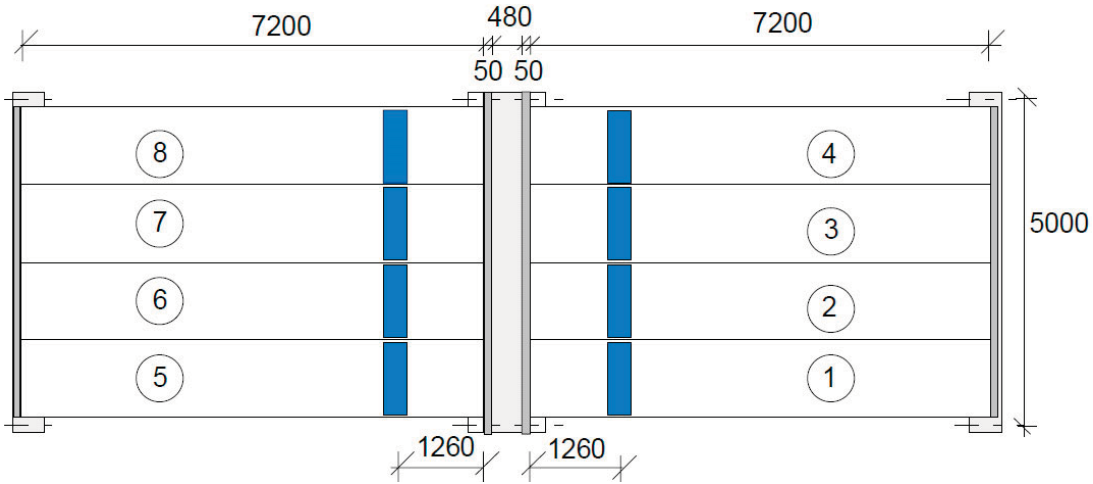
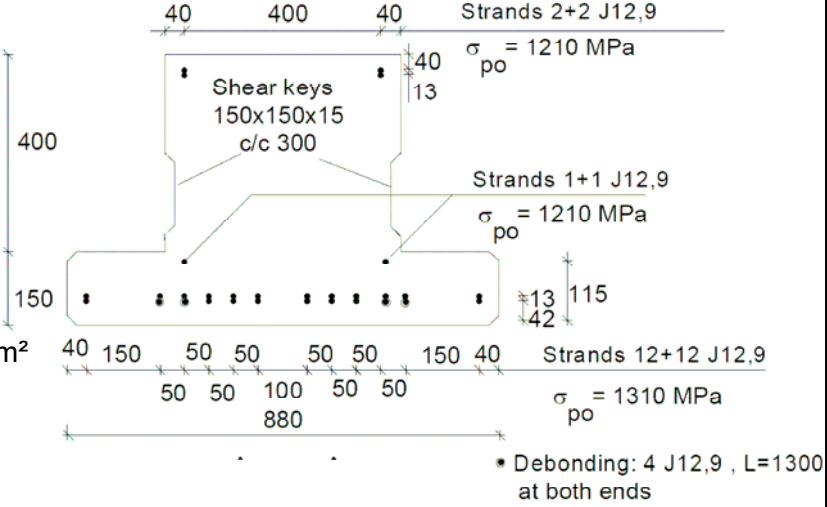
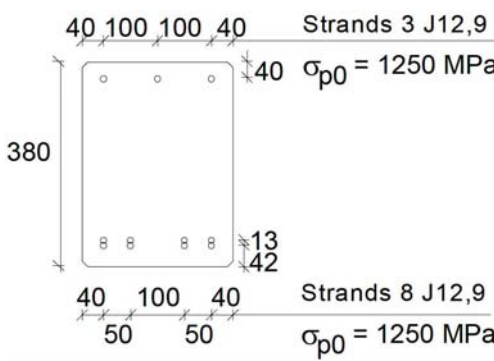
²⁴ Simulation einer Flächenlast durch vier Linienlasten im Abstand a von 375, 1125, 1875 und 2625 mm

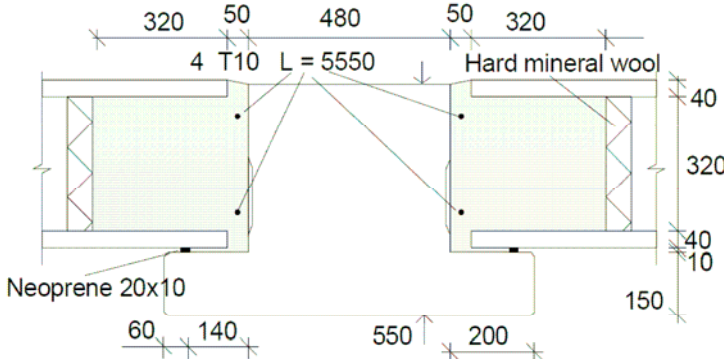
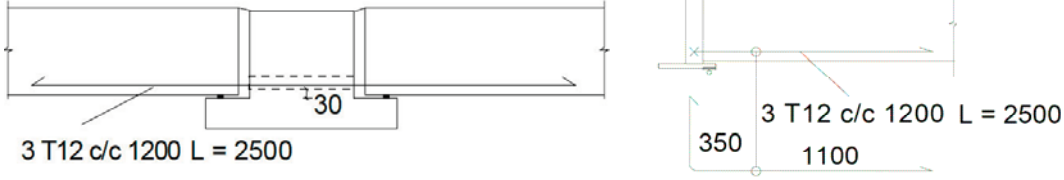
1	Test type	PC265	
			Prestressed concrete beam
2	Test report	Date of Test 14.-19.11.1990 Author Koukkari, H., Sarja, A. Name Load tests on shallow beams and hollow core floor (original in Finnish), RAT01854/90, 28.11.1990 Availability Public, available on request from VTT Expert Services	
3	Layout	 line load at distance $a = 960$ mm from the support line of the slabs at the middle beam (1000 mm from the slab end)	
4	Beams	Middle beam  PC beam, concrete grade K60, $L_b = 5.0$ m, $h_b = 365$ mm, $EI_b = 89.4$ MNm ² , 4 Ø 12 mm (A1), $f_{yk} = 500$ N/mm ² , 18 strands 0.5", $A_p = 1674$ mm ² , $\sigma_{po} = 1100$ N/mm ² , stirrups Ø8/20 in the middle, four-leg stirrups 2 Ø8/10 at the ends ($l_a = 1000$ mm), ledge stirrups 4 Ø8/10 continuous	End beam  PC beam $L_b = 5.0$ m, $h_b = 300$ mm

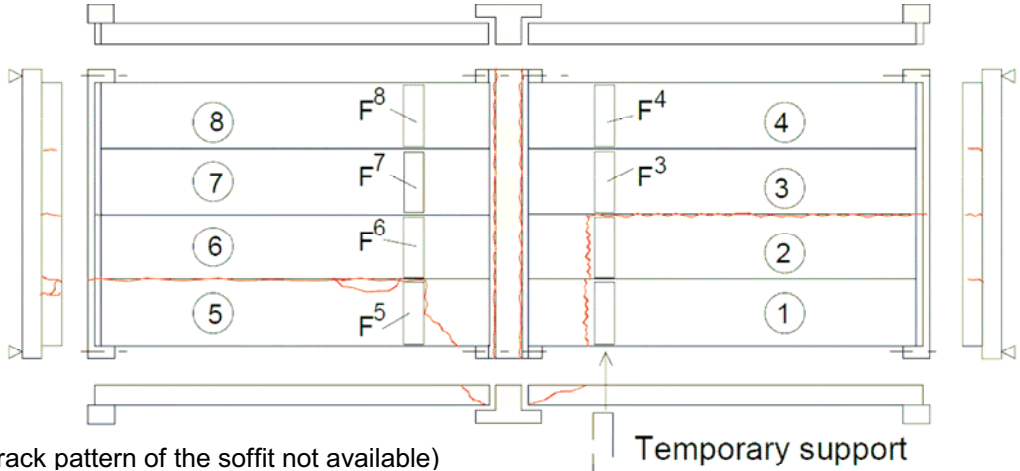
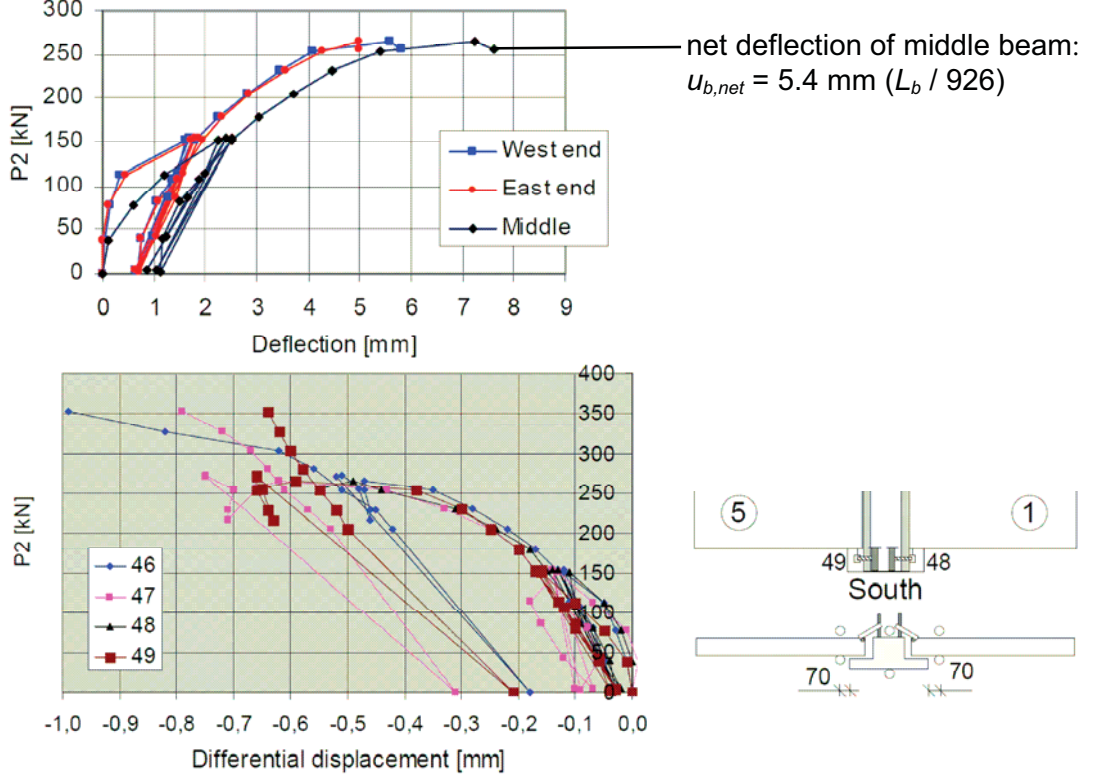
5	Slabs	Parma Oy 265 Nominal geometry $l_{sl} = 6.00 \text{ m}$, $L_{sl} = 5.94 \text{ m}$, $h_{sl} = 265 \text{ mm}$, $A_{sl} = 1770 \text{ cm}^2$, $I_{y,sl} = 154800 \text{ cm}^4$, $S_{y,sl} = 7860 \text{ cm}^3$, $e_{sl,top} = 130 \text{ mm}$, $b_{w,sl} = 234 \text{ mm}$ Measured geometry $b_{w,sl} = 220 \text{ mm}$, $h_{sl,top} = 44 \text{ mm}$ Strands bottom: $n = 10$, $0.5''$, $A_p = 930 \text{ mm}^2$, $\sigma_{p0} = 1100 \text{ N/mm}^2$, $e_p = 228 \text{ mm}$ Concrete strength $f_{cm,cube} = 63.8 \text{ N/mm}^2$ (6 drilling cores, $d = 50 \text{ mm}$, $h/d = 1$) $f_{cm} = 52.6 \text{ N/mm}^2$, $f_{ctm} = 3.8 \text{ N/mm}^2$, $E_{cm} = 32700 \text{ N/mm}^2$ (calculated from $f_{cm,cube}$)
6	Joint concrete	$E_{cm} = 22600 \text{ N/mm}^2$, $f_{cm,cube} = 26.8 \text{ N/mm}^2$
7	Reinforcing steel	
8	Support conditions	
9	Special parameters	-
10	Loading arrangement	line load at distance $a = 0.96 \text{ m}$ from the middle beam, one actuator (P_a) per 2 slabs, with slabs supposed to behave as simply supported beams: $v_q = A_{sl} \cdot 25 \cdot L_{sl} / 2$; $v_P = 0.5 P_a \cdot (L_{sl} - a) / L_{sl} \cdot 1/1.2$; $v = v_q + v_P \text{ [kN/m]}$
11	Load cycles	$n_{lc} = 5$, $v_{lc} \approx 79 \text{ kN/m}$ ($P_a = 185.3 \text{ kN}$)
12	Important test observations (by Pajari)	Stage I: Cracks parallel to and along the edges of the PC beam were observed in the joint concrete. Cracks between the tie beams and the slab ends were also observed above the end beams. Stage II: At $v \approx 77 \text{ kN/m}$ ($P_a = 180 \text{ kN}$), inclined cracks appeared in the upper corners of the outermost webs of slabs 1, 4, 5 and 8 next to the supports of the middle beam. At $v \approx 84 \text{ kN/m}$ ($P_a = 200 \text{ kN}$) new inclined cracks below the first inclined cracks appeared and at $v_{fl} = 86.2 \text{ kN/m}$ ($P_a = 205.6 \text{ kN}$) a failure took place along these new cracks.

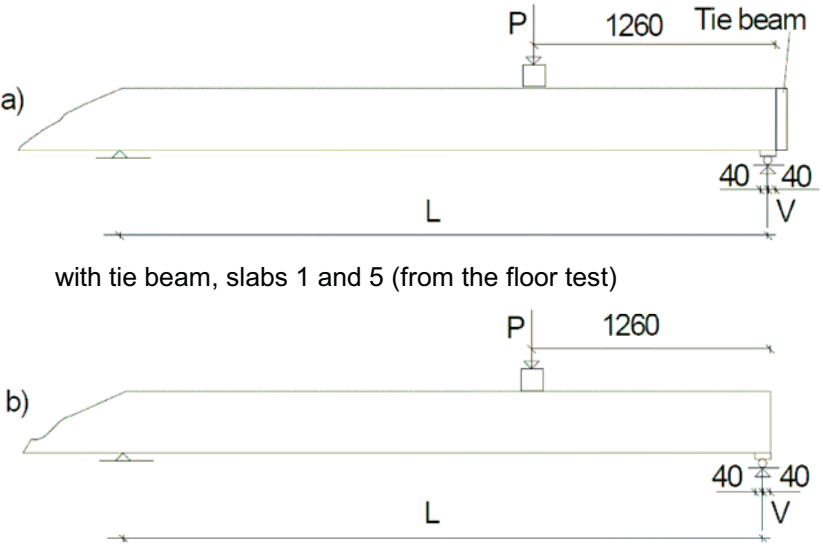
13	Crack patterns after failure	 top (values refer to P_a)  soffit								
14	Ultimate shear load of slab	<table><tr><td>slab + joint concrete</td><td>10.6 kN/m</td></tr><tr><td>loading equipment</td><td>1.5 kN/m</td></tr><tr><td>actuator forces</td><td>74.1 kN/m</td></tr><tr><td>V_{fl}</td><td>86.2 kN/m</td></tr></table>	slab + joint concrete	10.6 kN/m	loading equipment	1.5 kN/m	actuator forces	74.1 kN/m	V_{fl}	86.2 kN/m
slab + joint concrete	10.6 kN/m									
loading equipment	1.5 kN/m									
actuator forces	74.1 kN/m									
V_{fl}	86.2 kN/m									
15	Measured displacements	 net deflection of middle beam $u_{b,net} = 9.9 \text{ mm } (L_b / 505)$ 								

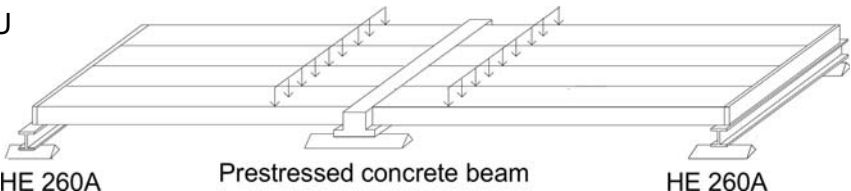
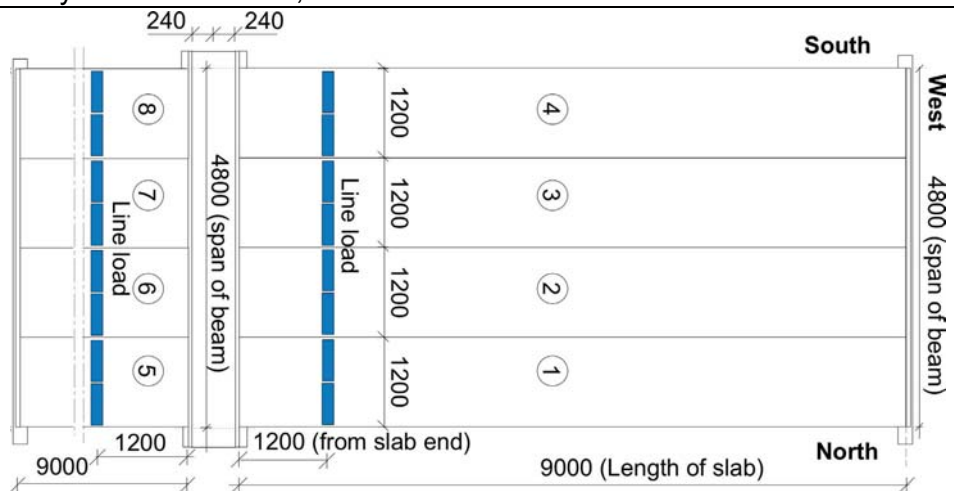
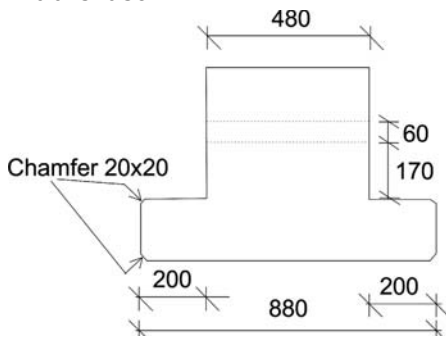
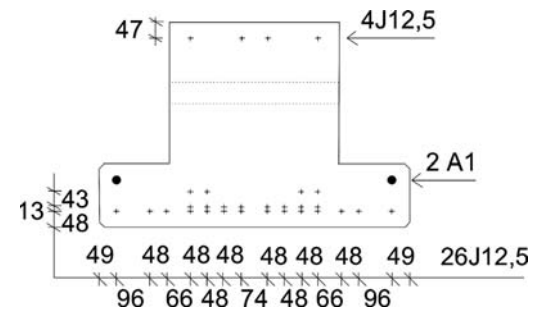
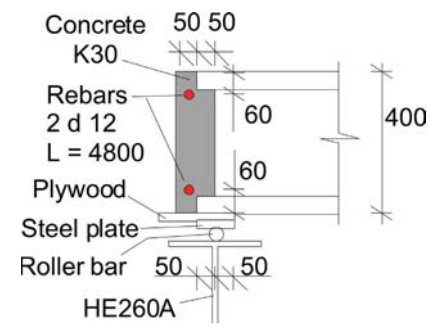
16	Results of reference tests	No reference tests were performed for the slabs in the present floor test. Instead, the reference tests carried out for two slabs taken from floor test VTT.S.WQ.265.1990 are regarded as applicable to this case, too, because - the slabs for these two floor tests were taken from the same casting lot and bed - the slabs were cast as early as 29.6.1990 and the change in concrete strength must have been very small in October - November 1990 when the tests were carried out.  Load cycles $n_{lc} = 5$, $v_{lc} \approx 70$ kN/m <table border="0"> <tr> <td>Ultimate shear load of slab</td> <td>slab + joint concrete</td> <td>10.2 kN/m</td> </tr> <tr> <td></td> <td>loading equipment+ actuator forces</td> <td>181.9 kN/m</td> </tr> <tr> <td></td> <td>v_r</td> <td>192.1 kN/m</td> </tr> </table>	Ultimate shear load of slab	slab + joint concrete	10.2 kN/m		loading equipment+ actuator forces	181.9 kN/m		v_r	192.1 kN/m
Ultimate shear load of slab	slab + joint concrete	10.2 kN/m									
	loading equipment+ actuator forces	181.9 kN/m									
	v_r	192.1 kN/m									
17	v_{fl} / v_r	$v_{fl} / v_r = 86.2/192.1 = 45 \%$									
18	Discussion (by Pajari)	1. The friction between the spreader beams of the loading equipment was not eliminated, which may have affected the response of the floor test specimen to some extent. This additional stiffness reduced the deflection of the floor but it is difficult to evaluate whether the net effect on the observed shear resistance was positive or negative. 2. The net deflection of the end beams (deflection minus settlement of supports) was very small beams, apparently < 2 mm. The original idea was to reduce the horizontal interaction between the end beam and the slab ends above it, but due to some misunderstanding in the element factory, the beams were provided with dowel reinforcement which was not specified in the drawings. These dowels made the laboratory personnel believe that the slab ends and the end beam must be cast together. In this way the resulting composite beam became far too stiff to deflect like the middle beam, which was the primary design criterion for the end beam. 3. The last measured net deflection of the middle beam due to the imposed actuator loads only (deflection minus settlement of supports) was 9.9 mm or $L/505$. It was ≈ 8 mm greater than that of the end beams. Hence, the torsional stresses due to the different deflection of the middle beam and end beams may have had a minor effect on the failure of the slabs. 4. On one hand, the torsion in the slab elements due to the different deflection of the middle beam and end beams reduced the deflection of the middle beam but increased the torsional shear stresses in the webs of the outermost slab elements. The net effect of the torsion on the observed shear resistance may have been positive or negative. 5. The shear resistance measured in the reference tests was of the same order as the mean of the observed values for similar slabs given in <i>Pajari, M. Resistance of prestressed hollow core slab against a web shear failure. VTT Research Notes 2292, Espoo 2005 (/Paj05a/)</i>. The concrete tie beam at the sheared end may have enhanced the resistance in the reference tests. It prevented the deformation of the end section of the slab and thus equalized the strains in the webs of the slab, which effectively eliminated the premature failure of any individual web. 6. The beams did not yield in the floor test. 7. The failure mode was web shear failure of edge slabs close to the supports of the middle beam. Unlike in an isolated hollow core slab unit, in the floor test the appearance of the first inclined crack close to the slab end did not mean failure but the loads could still be increased.									

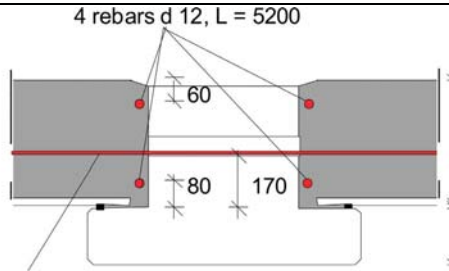
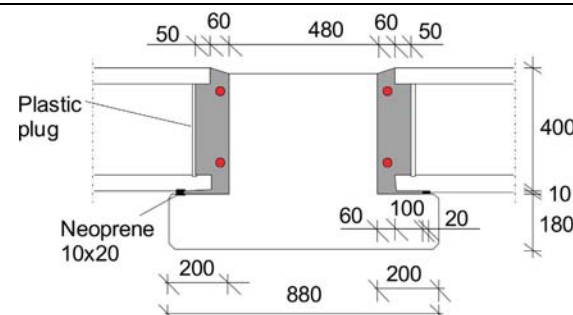
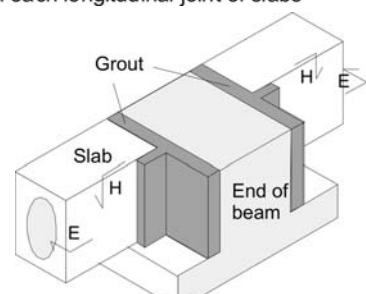
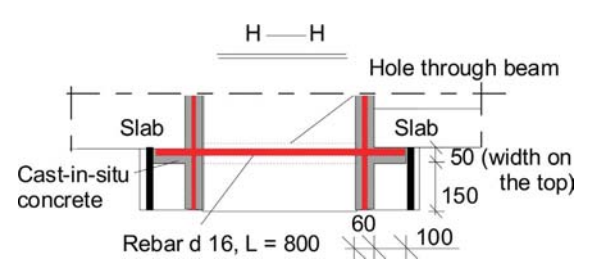
1	Test type	PC400	
2	Test report	Date of Test 24.02.1992 Author Pajari, M. Name Loading test for 400 mm hollow core floor supported on prestressed concrete beams, RAT-IR-3/1993, 15.04.1993 Availability Public, available on request from VTT Expert Services	
3	Layout		
4	Beams	Middle beam PC beam, concrete grade K60, $L_b = 5.0$ m, $h_b = 550$ mm, $EI_b = 312.9$ MNm², $f_{cm, cube} = 64.3$ N/mm², 30 strands $\approx 0.5''$, $A_p = 3000$ mm², $\sigma_{p0} = 1210/1310$ N/mm²  End beam  PC beam $L_b = 5.0$ m, $h_b = 380$ mm	

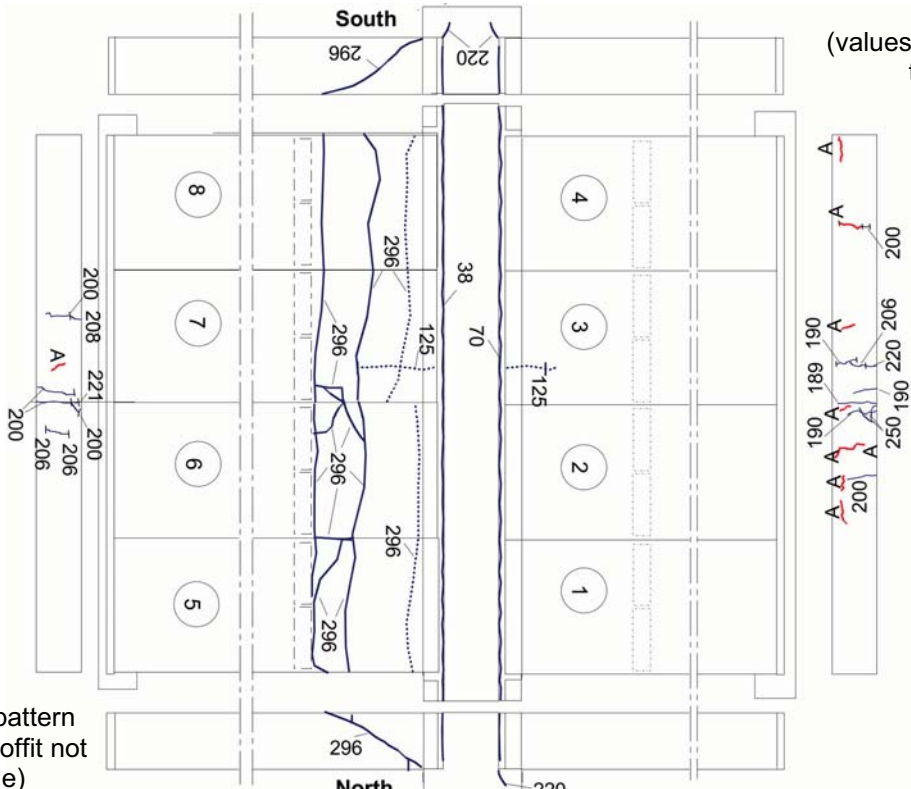
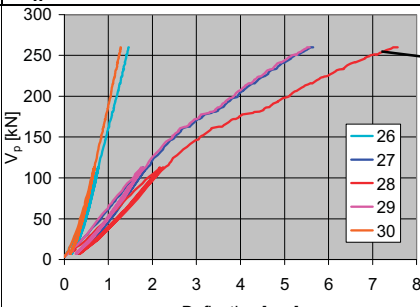
5	Slabs	Parma Oy 400 Nominal geometry $l_{sl} = 7.20$ m, $L_{sl} = 7.12$ m, $h_{sl} = 400$ mm, $A_{sl} = 2220$ cm², $I_{y,sl} = 455100$ cm⁴, $S_{y,sl} = 14630$ cm³, $e_{sl,top} = 198$ mm, $b_{w,sl} = 298$ mm Measured geometry $b_{w,sl} = 291$ mm, $h_{sl,top} = 49$ mm Strands bottom: $n = 13$, 0.5", $A_p = 1209$ mm², $\sigma_{p0} = 1100$ N/mm², $e_p = 362$ mm Concrete strength $f_{cm,cube} = 81.4$ N/mm² (6 drilling cores, $d = 50$ mm, $h/d = 1$) $f_{cm} = 67.1$ N/mm², $f_{ctm} = 4.3$ N/mm², $E_{cm} = 36800$ N/mm² (calculated from $f_{cm,cube}$)
6	Joint concrete	$E_{cm} = 23000$ N/mm ² , $f_{cm,cube} = 27.8$ N/mm ²
7	Reinforcing steel	 tie reinforcement in joints between adjacent slabs 
8	Support conditions	
9	Special parameters	filling of hollow cores with in-situ concrete to a depth of 320 mm; neither slots nor holes were made in the hollow core slabs.
10	Loading arrangement	line load at distance $a = 1.21$ m from the middle beam, one actuator (P_a) per slab, with slabs supposed to behave as simply supported beams: $v_q = A_{sl} \cdot 25 \cdot L_{sl} / 2$ $v_P = P_a \cdot (L_{sl} - a) / L_{sl} \cdot 1 / 1.2$; $v = v_q + v_P$ [kN/m]
11	Load cycles	$n_{lc} = 3$, $v_{lc} \approx 126$ kN/m ($P_a = 150$ kN)

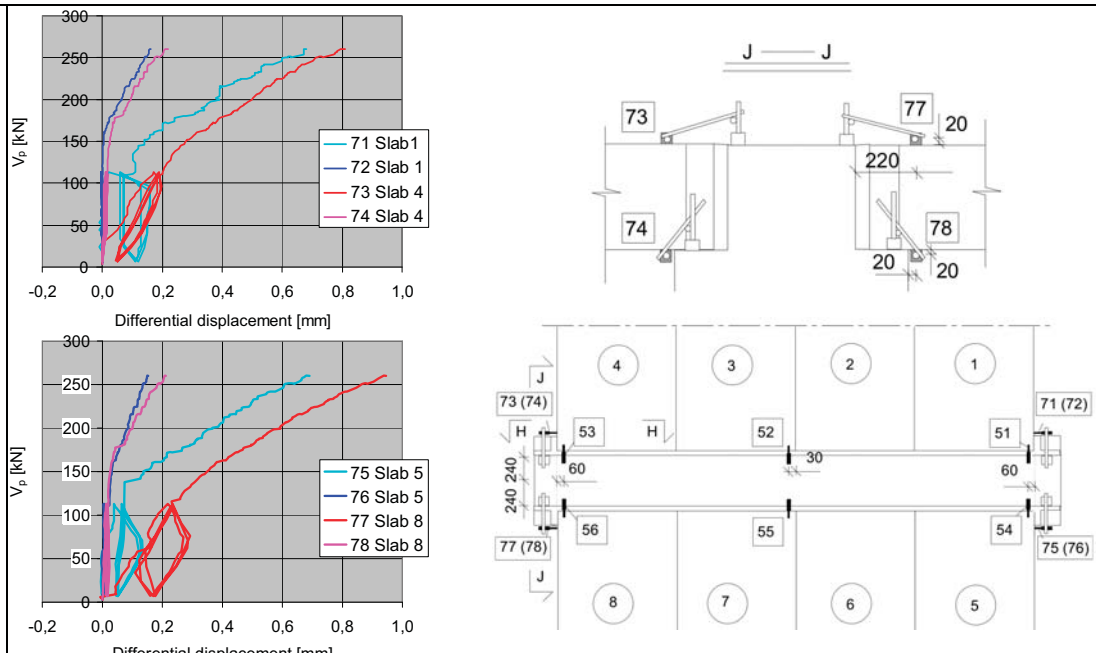
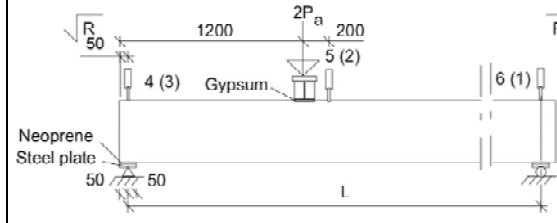
12	Important test observations (by Pajari)	<u>Stage 1:</u> At $v_{fl} = 210.1 \text{ kN/m}$ ($P_a = 271 \text{ kN}$) a shear failure took place in slab 1 between the line load and the support. <u>Stage 2:</u> A support was placed below the line load on slab 1. The aim was to continue the loading with seven line loads but the end of slab 2 failed shortly after the reloading was started. This failure was obviously due to the load transfer from slab 1 to slab 2 across the vertical joint because the support under slab 1 was not able to carry load before a certain additional deflection of slab 1 had taken place, and this deflection was not possible before slab 2 had failed. <u>Stage 3:</u> After the failure of slab 2, the actuator on slab 2 was removed. Now slab 1 was tightly lying on the support below the line load. A shear failure took place in slab 1 at $v \approx 283 \text{ kN/m}$ ($P_a = 377 \text{ kN}$). <u>After failure:</u> New vertical cracks were observed both in the western and eastern tie beam. Both the number and the length of the cracks in the tie beams (= concrete connecting the slab ends above the supporting end beams) increased with increasing load. The middle beam looked intact after the failure.								
13	Crack pattern after failure	 (crack pattern of the soffit not available) Temporary support								
14	Ultimate shear load of slab	<table><tr><td>slab + joint concrete + topping</td><td>16.8 kN/m</td></tr><tr><td>loading equipment</td><td>2.4 kN/m</td></tr><tr><td>actuator forces</td><td>190.9 kN/m</td></tr><tr><td>v_{fl}</td><td>210.1 kN/m</td></tr></table>	slab + joint concrete + topping	16.8 kN/m	loading equipment	2.4 kN/m	actuator forces	190.9 kN/m	v_{fl}	210.1 kN/m
slab + joint concrete + topping	16.8 kN/m									
loading equipment	2.4 kN/m									
actuator forces	190.9 kN/m									
v_{fl}	210.1 kN/m									
15	Measured displacements	 net deflection of middle beam: $u_{b,net} = 5.4 \text{ mm} (L_b / 926)$								

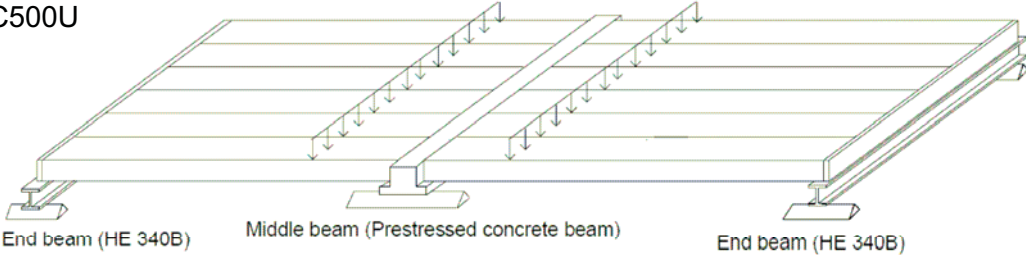
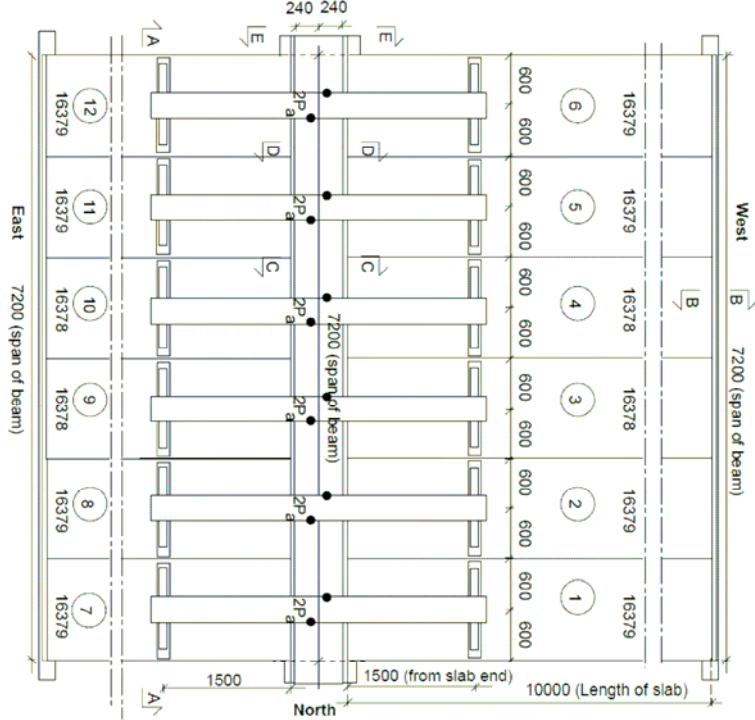
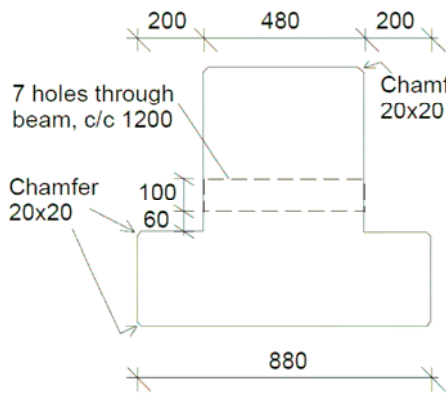
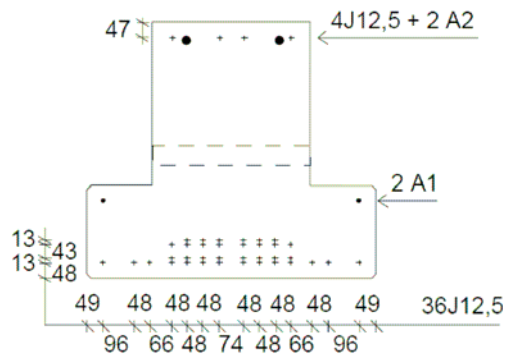
16	Results of reference tests	 a) with tie beam, slabs 1 and 5 (from the floor test) b) without tie beams, slabs 7 and 8 (from the floor test) Load cycles $n_{lc} = 4$, $v_{lc} \approx 110$ kN/m <table> <tr> <td>Ultimate shear load of slab</td> <td>slab + joint concrete</td> <td>19.7 kN/m</td> </tr> <tr> <td></td> <td>loading equipment</td> <td></td> </tr> <tr> <td></td> <td>+actuator forces</td> <td>387.4 kN/m</td> </tr> <tr> <td></td> <td>v_r</td> <td>407.1 kN/m *</td> </tr> </table> * only two reference tests with shear tension failure out of four tests considered (average value of all reference tests is $v_r = 402.5$ kN/m)	Ultimate shear load of slab	slab + joint concrete	19.7 kN/m		loading equipment			+actuator forces	387.4 kN/m		v_r	407.1 kN/m *
Ultimate shear load of slab	slab + joint concrete	19.7 kN/m												
	loading equipment													
	+actuator forces	387.4 kN/m												
	v_r	407.1 kN/m *												
17	v_{fl} / v_r	$v_{fl} / v_r = 210.1/407.1 = 52 \%$												
18	Discussion (by Pajari)	1. The net deflection of the middle beam due to the imposed actuator loads only (deflection minus settlement of supports) was 5.4 – 7.2 mm or $L/926 - L/694$, i.e. rather small. 2. The shear resistance measured in the reference tests was of the same order as the mean of the observed values for similar slabs given in <i>Pajari, M. Resistance of prestressed hollow core slab against a web shear failure. VTT Research Notes 2292, Espoo 2005 (/Paj05a/)</i>. 3. Before failure, the net deflection of the middle beam was 1.5 mm and right after the highest load level 1.8 – 2.2 mm greater than that of the end beams. This is a too small difference to cause considerable torsional stresses in the slabs. 4. The failure mode was web shear failure of edge slab 1 close to the middle beam. The middle beam seemed to recover completely after the failure.												

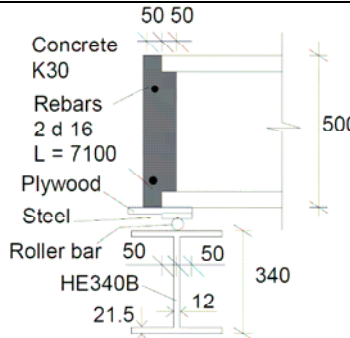
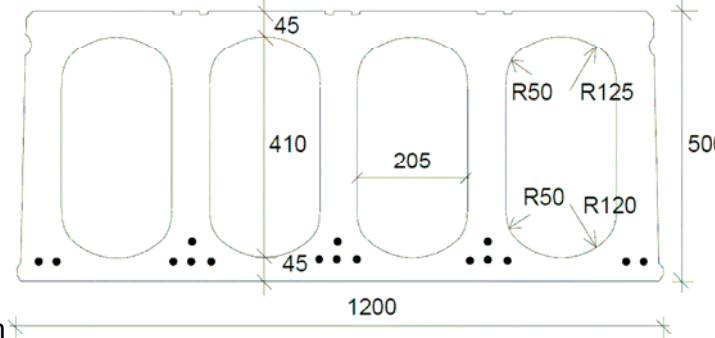
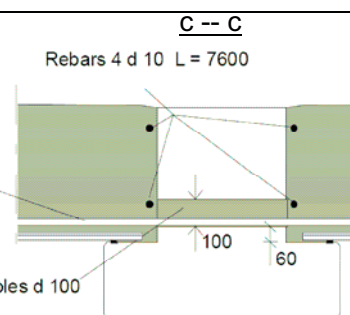
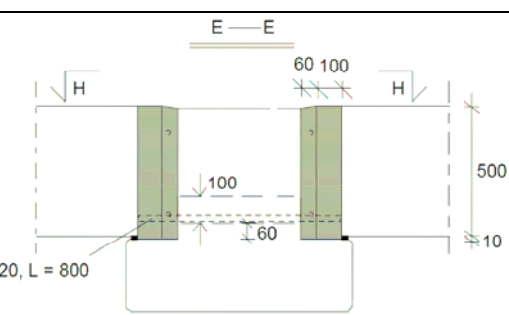
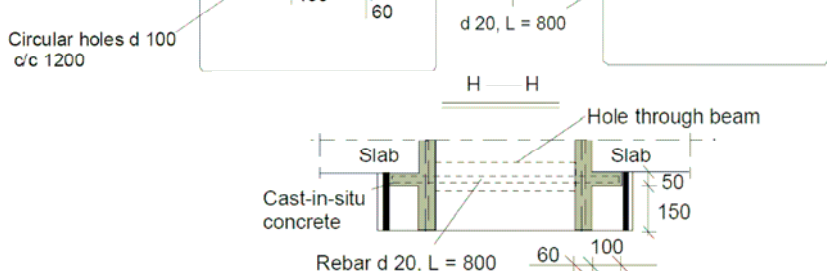
1	Test type	PC400U	
2	Test report	Date of Test 31.05.2006 Author Pajari, M. Name Load test on hollow core slab floor with prestressed concrete beam VTT-S-07331-06, 27.12.2006 Availability Confidential, owner is Rakennusteollisuus RT	
3	Layout		
4	Beams	Middle beam   PC beam, concrete grade K80, $L_b = 4.8$ m, $h_b = 580$ mm, $EI_b = 389.9$ MNm², $f_{cm, cube} = 72.0$ N/mm², $2 \varnothing 12$ mm (A1), $f_{yk} = 500$ N/mm², 4 strands $0.5''$, $A_p = 372$ mm², $\sigma_{p0} = 1300$ N/mm², St 1630/1860, stirrups $\varnothing 8/7.5$ (continuous), additional $17 \varnothing 10/7.5$ at each support End beam HE 260A, $L_b = 4.8$ m, $h_b = 250$ mm 	

5	Slabs	Parma Oy 400 Nominal geometry $l_{sl} = 9.00$ m, $L_{sl} = 8.89$ m, $h_{sl} = 400$ mm, $A_{sl} = 2200$ cm², $I_{y,sl} = 456500$ cm⁴, $S_{y,sl} = 14490$ cm³, $e_{sl,top} = 197$ mm, $b_{w,sl} = 298$ mm Measured geometry $b_{w,sl} = 324$ mm, $h_{sl,top} = 54$ mm Strands bottom: $n = 13$, 0.5", $A_p = 1209$ mm², $\sigma_{p0} = 1000$ N/mm², $e_p = 358$ mm Concrete strength $f_{cm,cube} = 55.3$ N/mm² (6 drilling cores, $d = 50$ mm, $h/d = 1$) $f_{cm} = 45.6$ N/mm², $f_{ctm} = 3.7$ N/mm², $E_{cm} = 30700$ N/mm² (calculated from $f_{cm,cube}$)
6	Joint concrete	$E_{cm} = 24800$ N/mm ² , $f_{cm,cube} = 33.7$ N/mm ²
7	Reinforcing steel	 
8	Support conditions	3 rebars d 16, L = 2800 one in each longitudinal joint of slabs  
9	Special parameters	filling of hollow cores with in-situ concrete to a depth of 320 mm; indents at the beam web were missing in contrast to test PC400 and the longitudinal tie reinforcement was placed near to the mid-depth of the slabs
10	Loading arrangement	line load at distance $a = 1.14$ m from the middle beam, one actuator (P_a) per slab, with slabs supposed to behave as simply supported beams: $v_q = A_{sl} \cdot 25 \cdot L_{sl} / 2$; $v_P = P_a \cdot (L_{sl} - a) / L_{sl} \cdot 1/1.2$; $v = v_q + v_P$ [kN/m]
11	Load cycles	$n_{lc} = 3$, $v_{lc} \approx 118$ kN/m ($P_a = 125$ kN; performed within 70 min)

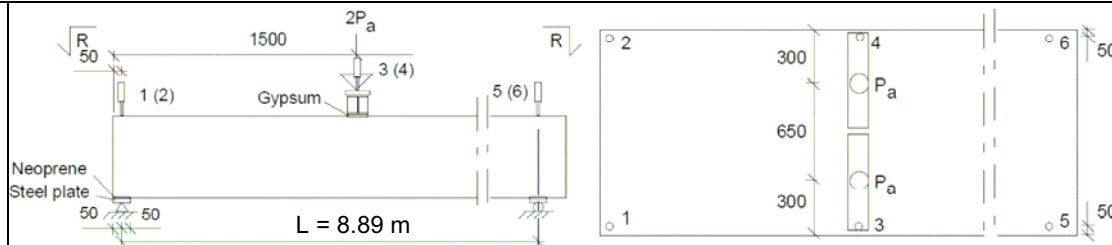
12	Important test observations (by Pajari)	<u>Before loading:</u> All measuring devices were zero-balanced when the actuator forces P_a were equal to zero but the weight of the loading equipment was on. $v \approx 118 \text{ kN/m}$ ($P_a = 125 \text{ kN}$) corresponds to the shear force due to the expected service load when the shear resistance of the slabs is supposed to be critical in the design. <u>Stage I:</u> The joint concrete gradually cracked along the webs of the middle beam on the eastern side (slabs 5 – 8). Here the first visible cracks were observed at $v \approx 55 \text{ kN/m}$ ($P_a = 38 \text{ kN}$). On the opposite (western) side of the middle beam, a similar crack was observed at $v \approx 78 \text{ kN/m}$ ($P_a = 70 \text{ kN}$). <u>$v \approx 118 \text{ kN/m}$ ($P_a = 125 \text{ kN}$) during stage II:</u> The soffit of the slabs between the line loads and the middle beam was inspected visually. The observed two visible cracks are shown in row 13. They were both below the webs of the slabs. <u>$v \approx 164 - 172 \text{ kN/m}$ ($P_a = 189\text{-}200 \text{ kN}$):</u> New vertical cracks were observed both in the western and eastern tie beam. Both the number and the length of the cracks in the tie beams (= concrete connecting the slab ends above the supporting end beams, see row 13) increased with increasing load. <u>$v \approx 240 \text{ kN/m}$ ($P_a = 293.7 \text{ kN}$):</u> The floor suddenly failed in shear on the eastern side of the middle beam. In slabs 5 – 8 an inclined crack appeared between the middle beam and the line load so rapidly that it was impossible to say, which slab failed first. The joint between the grout and middle beam cracked neatly along the smooth edges of the middle beam as shown.								
13	Crack pattern after failure	top  (crack pattern of the soffit not available)								
14	Ultimate shear load of slab	<table><tr><td>slab + joint concrete + topping</td><td>21.7 kN/m</td></tr><tr><td>loading equipment</td><td>2.5 kN/m</td></tr><tr><td><u>actuator forces</u></td><td><u>211.1 kN/m</u></td></tr><tr><td>V_H</td><td>235.3 kN/m</td></tr></table>	slab + joint concrete + topping	21.7 kN/m	loading equipment	2.5 kN/m	<u>actuator forces</u>	<u>211.1 kN/m</u>	V_H	235.3 kN/m
slab + joint concrete + topping	21.7 kN/m									
loading equipment	2.5 kN/m									
<u>actuator forces</u>	<u>211.1 kN/m</u>									
V_H	235.3 kN/m									
15	Measured displacements	 net deflection of middle beam: $u_{b,net} = 6.2 \text{ mm } (L_b / 774)$								

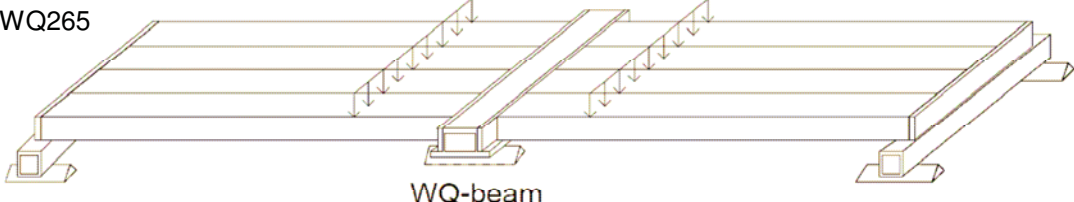
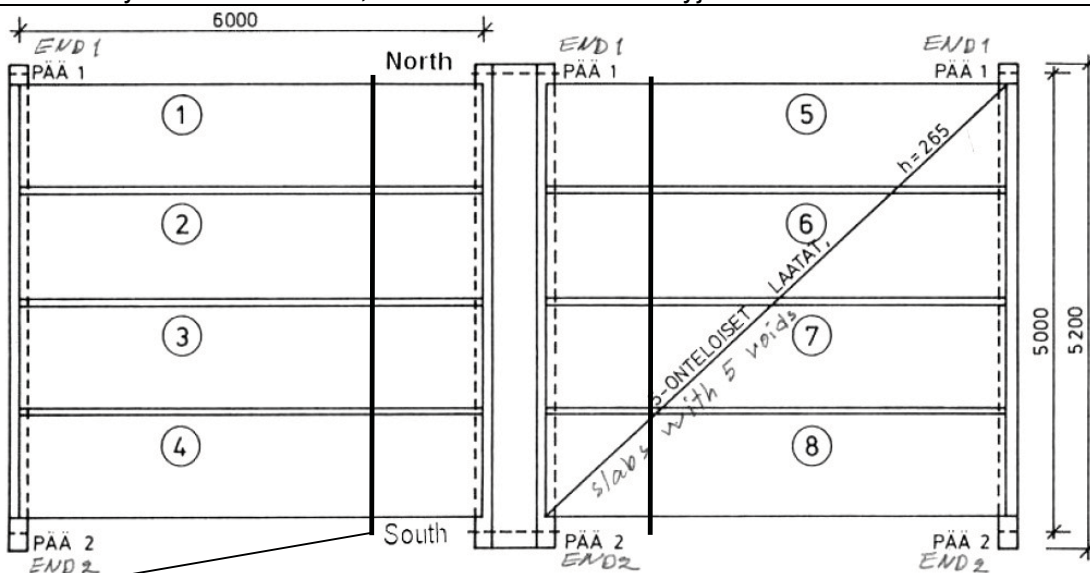
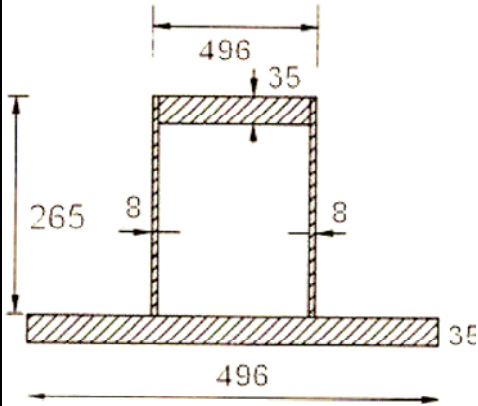
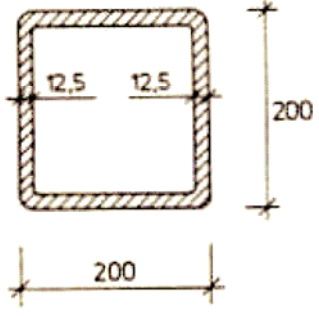
										
16	Results of reference tests	 Load cycles Ultimate shear load of slab <table><tr><td>slab + joint concrete</td><td>19.6 kN/m</td></tr><tr><td>loading equipment</td><td></td></tr><tr><td>+actuator forces</td><td>257.6 kN/m</td></tr><tr><td>v_r</td><td>277.2 kN/m</td></tr></table> $n_{lc} = 4, v_{lc} \approx 170 \text{ kN/m}$	slab + joint concrete	19.6 kN/m	loading equipment		+actuator forces	257.6 kN/m	v_r	277.2 kN/m
slab + joint concrete	19.6 kN/m									
loading equipment										
+actuator forces	257.6 kN/m									
v_r	277.2 kN/m									
17	v_{fl} / v_r	$v_{fl} / v_r = 235.3/277.2 = 85 \%$								
18	Discussion (by Pajari)	1. The net deflection of the middle beam due to the imposed actuator load (deflection minus settlement of supports) was 6.2 mm or $L/774$, i.e. very small. 2. The shear resistance measured in the reference tests was a bit lower than the mean of observed values for similar slabs given in <i>Pajari, M. Resistance of prestressed hollow core slab against a web shear failure. VTT Research Notes 2292, Espoo 2005 (/Paj05a/)</i>. 3. The torsional stresses due to the different deflection of the middle beam and end beams had a negligible effect on the failure of the slabs because the maximum difference in the net mid-point deflection was less than 1.3 mm. 4. The bond between the smooth edges of the PC beam and the grout was weak. 5. The bond between the soffit of the slab and the grout below it was weak, too. 6. The position of the tie reinforcement 17 cm above the slab soffit was favourable. 7. Due to the weak bond and position of the tie reinforcement, the edge slabs did slide 0.17 ... 0.21 mm along the beam before failure. This reduced the negative effects of the transverse actions in the slab and had a positive effect on the shear resistance. 8. The transverse shear deformation of the edge slabs was considerable from the relative displacement between the top flange and bottom flange. At failure, the transverse horizontal displacement of the top flange was 0.52 ... 0.67 mm greater than that of the bottom flange 9. The observed shear resistance was considerably higher than that in previous test VTT.PC.InvT.400.1993. This can be explained by the improvements in the middle beam, i.e. by elimination of indents at the edges of the beam and by the higher position of longitudinal reinforcement.								

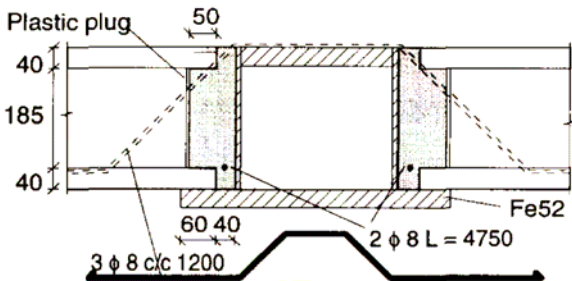
1	Test type	PC500U	
2	Test report	Date of Test 18.4.2005 Author Pajari, M., Koukkari, H. Name Load test on hollow core slab floor with concrete beam VTT-S-2303-06, 29.09.2005 Availability Public, owner is Rakennusteollisuus RT	
3	Layout		
4	Beams	Middle beam   PC beam, concrete grade K80, $L_b = 7.2$ m, $h_b = 780$ mm, $EI_b = 1119$ MNm², $f_{cm,cube} = 72.0$ N/mm², $2 \text{ } \varnothing 12$ mm (A1), $2 \text{ } \varnothing 25$ mm (A2), $f_{yk} = 500$ N/mm² ($z_s = 47$ mm from top fibre), 4 strands $0.5''$ ($z_s = 47$ mm from top fibre), $A_p = 372$ mm², $\sigma_{p0} = 1300$ N/mm², 36 strands $0.5''$ ($z_p \approx 75$ mm from bottom fibre), $A_p = 3348$ mm², $\sigma_{p0} = 1300$ N/mm², stirrups $\varnothing 8/10$ continuous, additional stirrups $\varnothing 10/10$ ($l_a = 900$-2100 mm) and four-leg stirrups $2 \text{ } \varnothing 10/10$ ($l_a = 900$ mm) at the ends	

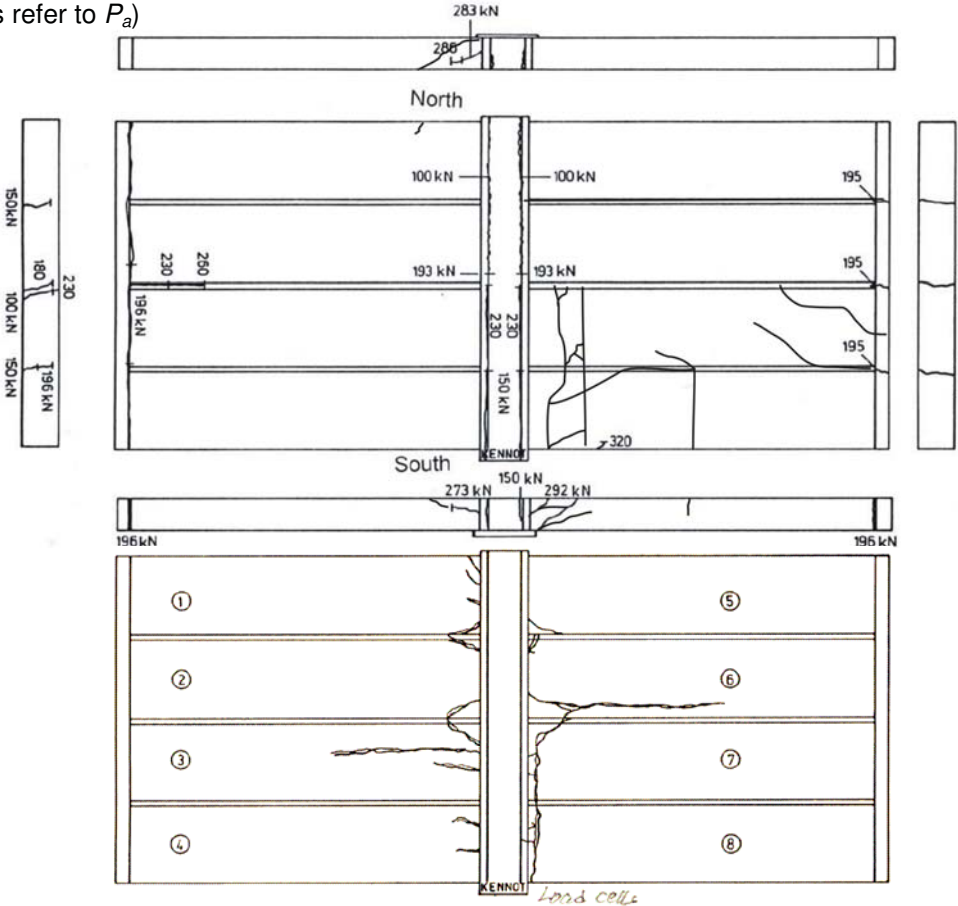
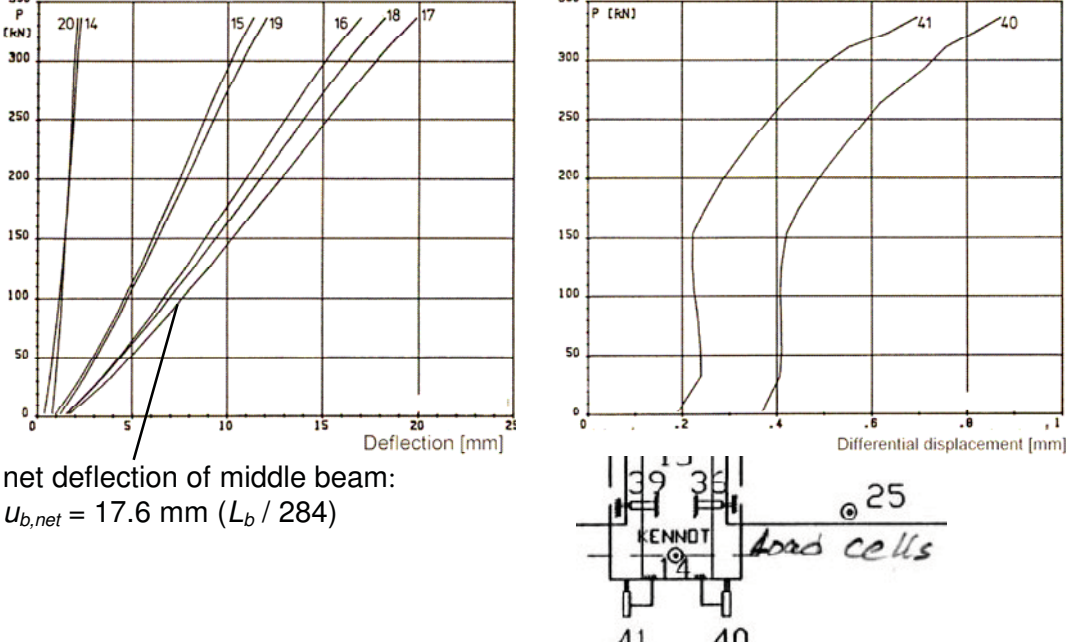
		End beam HE 340B $L_b = 7.2 \text{ m}$, $h_b = 340 \text{ mm}$ 
5	Slabs	Parma Oy 500 Nominal geometry $l_{sl} = 10.00 \text{ m}$, $L_{sl} = 9.89 \text{ m}$, $h_{sl} = 500 \text{ mm}$, $A_{sl} = 2780 \text{ cm}^2$, $I_{y,sl} = 859800 \text{ cm}^4$, $S_{y,sl} = 21970 \text{ cm}^3$, $e_{sl,top} = 245 \text{ mm}$, $b_{w,sl} = 341 \text{ mm}$ Measured geometry $b_{w,sl} = 331 \text{ mm}$, $h_{sl,top} = 48 \text{ mm}$ Strands bottom: $n = 16$, $0.5''$, $A_p = 1488 \text{ mm}^2$, $\sigma_{p0} = 1050 \text{ N/mm}^2$, $e_p = 454 \text{ mm}$ Concrete strength $f_{cm,cube} = 85.4 \text{ N/mm}^2$ (6 drilling cores, $d = 50 \text{ mm}$, $h/d = 1$) $f_{cm} = 70.4 \text{ N/mm}^2$, $f_{ctm} = 4.4 \text{ N/mm}^2$, $E_{cm} = 37700 \text{ N/mm}^2$ (calculated from $f_{cm,cube}$) 
6	Joint concrete	$E_{cm} = 28400 \text{ N/mm}^2$, $f_{cm,cube} = 46.6 \text{ N/mm}^2$
7	Reinforcing steel	 
8	Support conditions	
9	Special parameters	filling of hollow cores with in-situ concrete to a depth of 400 mm; indents at the beam web were missing in contrast to test PC400 and the longitudinal tie reinforcement was placed near to the mid-depth of the slabs
10	Loading arrangement	line load at distance $a = 1.44 \text{ m}$ from the middle beam, one actuator (P_a) per slab, with slabs supposed to behave as simply supported beams: $v_g = A_{sl} \cdot 25 \cdot L_{sl} / 2$; $v_P = P_a \cdot (L_{sl} - a) / L_{sl} \cdot 1/1.2$; $v = v_g + v_P$ [kN/m]
11	Load cycles	$n_{lc} = 3$, $v_{lc} \approx 138 \text{ kN/m}$ ($P_a = 140 \text{ kN}$; performed within 105 min)
12	Important test observations (by Pajari)	not available

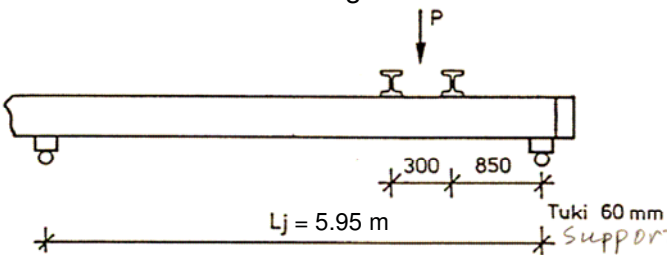
13	Crack pattern after failure	top (values refer to P_a) (crack pattern of the soffit not available)
14	Ultimate shear load of slab	slab + joint concrete loading equipment actuator forces 28.0 kN/m 4.5 kN/m 247.8 kN/m 280.3 kN/m
15	Measured displacements	net deflection of middle beam: $u_{b,net} = 21.8 \text{ mm } (L_b / 330)$

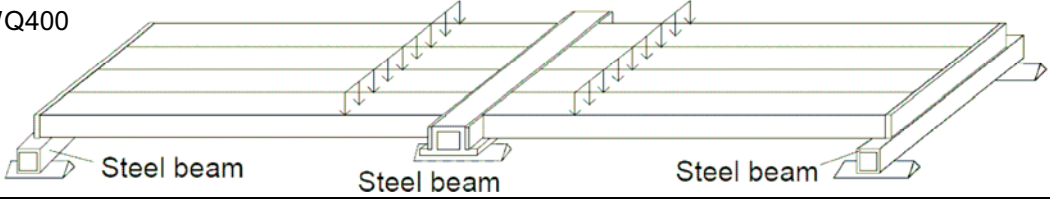
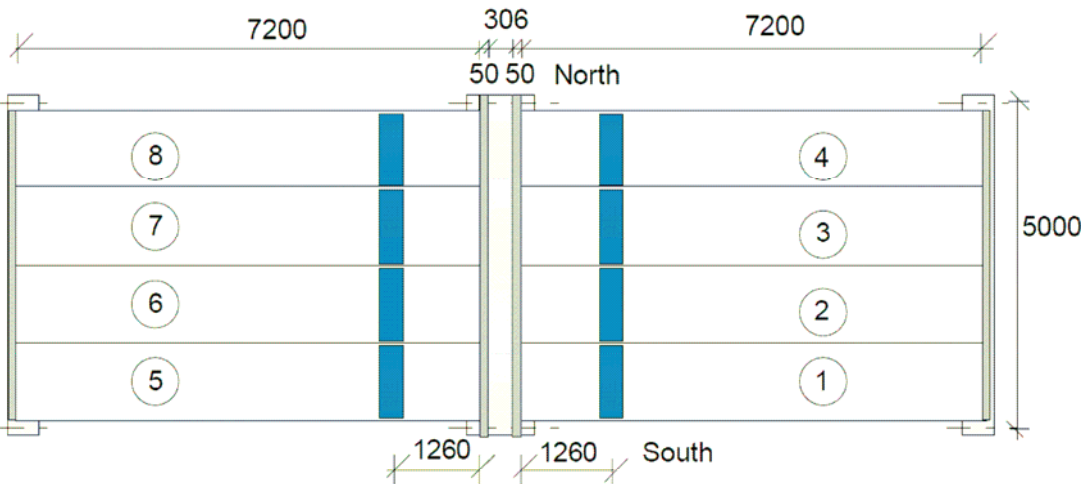
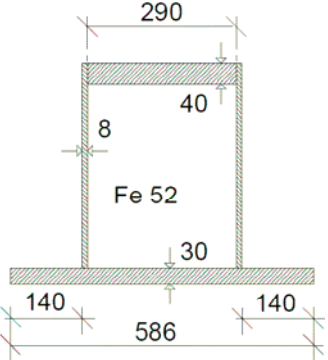
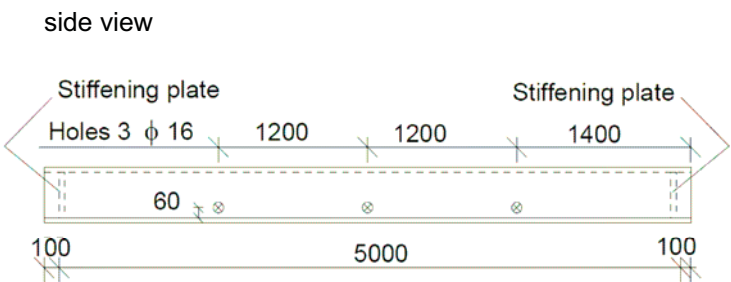
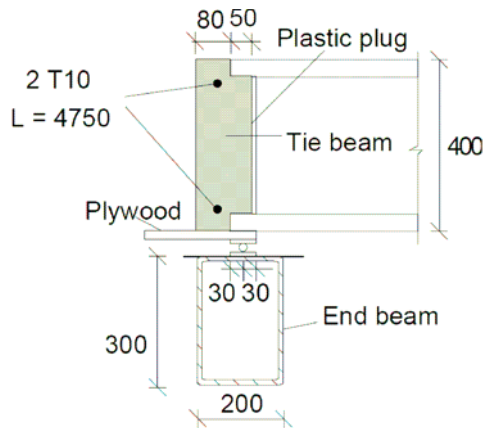
16	Results of reference tests	 Load cycles Ultimate shear load of slab <table><tr><td>slab + joint concrete</td><td>24.5 kN/m</td></tr><tr><td>loading equipment</td><td></td></tr><tr><td>+actuator forces</td><td>431.4 kN/m</td></tr><tr><td>v_r</td><td>455.9 kN/m</td></tr></table>	slab + joint concrete	24.5 kN/m	loading equipment		+actuator forces	431.4 kN/m	v_r	455.9 kN/m
slab + joint concrete	24.5 kN/m									
loading equipment										
+actuator forces	431.4 kN/m									
v_r	455.9 kN/m									
17	v_{fl} / v_r	$v_{fl} / v_r = 280.3/455.8 = 61 \%$								
18	Discussion (by Pajari)	not available								

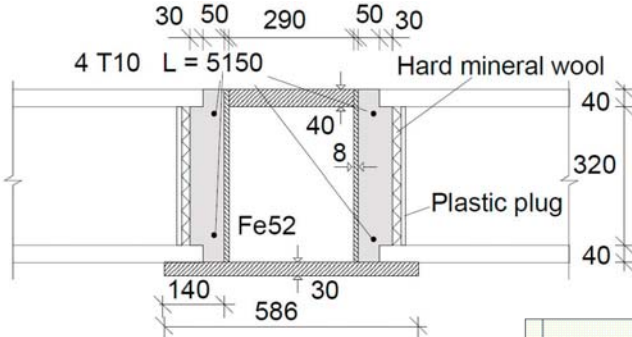
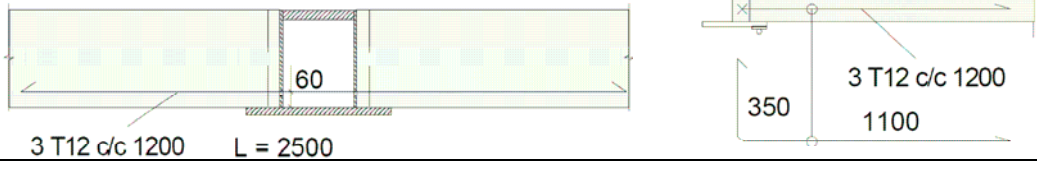
1	Test type	WQ265	
2	Test report	Date of Test 11.10.1990 Author Koukkari, H. Name Load tests on shallow beams and hollow core floor, RAT01839/90, 19.11.1990 Availability Confidential, owner is Rautaruukki Oyj	
3	Layout	 line load at distance $a = 970$ mm from the support line of the slabs at the middle beam (1000 mm from slab ends)	
4	Beams	Middle beam  WQ-beam $L_b = 5.0$ m, $h_b = 300$ mm, $EI_b = 104.5$ MNm²	End beam  RHS 200x200 $L_b = 5.0$ m, $h_b = 200$ mm, (plywood between the soffit of the slabs and the end beam)

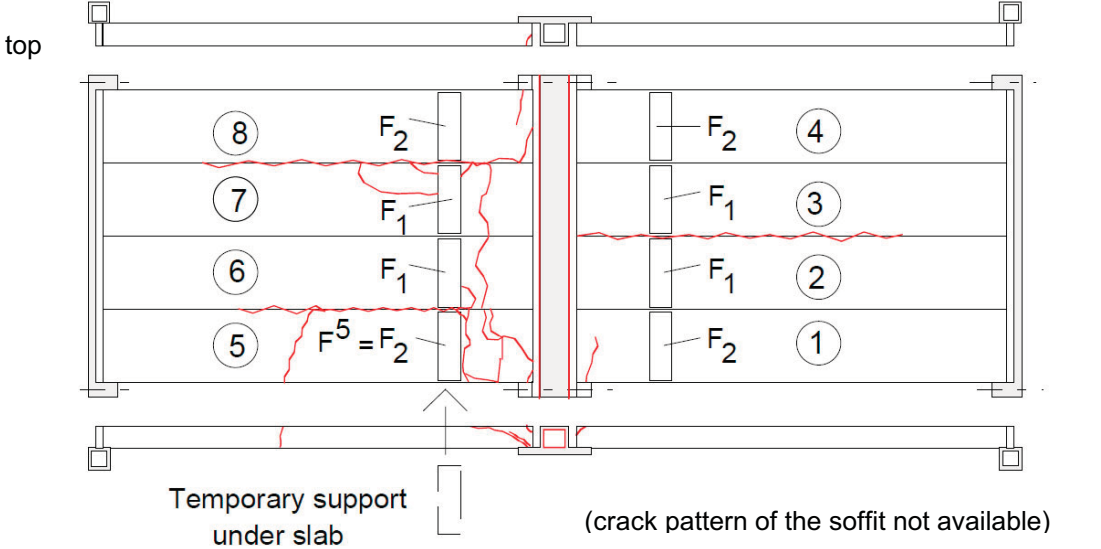
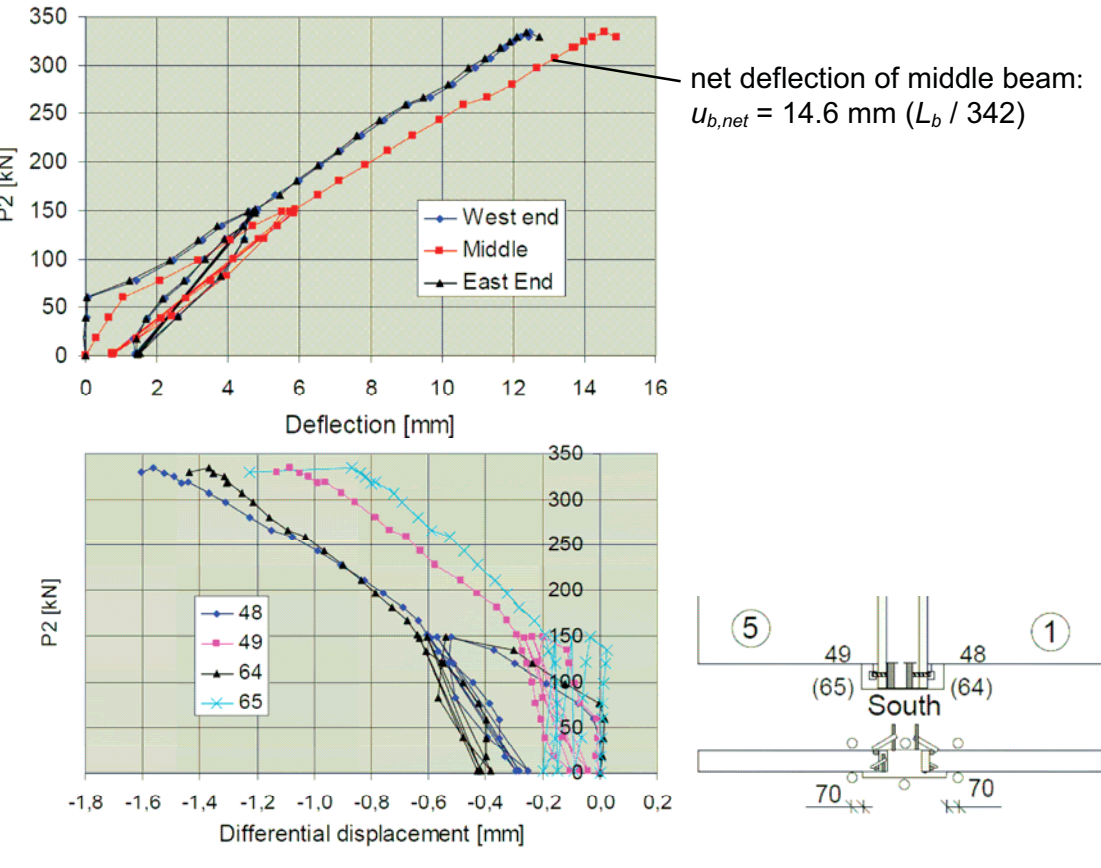
5	Slabs	Parma Oy 265 Nominal geometry $l_{sl} = 6.00$ m, $L_{sl} = 5.94$ m, $h_{sl} = 265$ mm, $A_{sl} = 1770$ cm², $I_{y,sl} = 154800$ cm⁴, $S_{y,sl} = 7860$ cm³, $e_{sl,top} = 130$ mm, $b_{w,sl} = 234$ mm Measured geometry $b_{w,sl} = 220$ mm, $h_{sl,top} = 44$ mm Strands bottom: $n = 10$, 0.5", $A_p = 930$ mm², $\sigma_{p0} = 1100$ N/mm², $e_p = 228$ mm Concrete strength $f_{cm,cube} = 65.3$ N/mm² (6 drilling cores, $d = 50$ mm, $h/d = 1$) $f_{cm} = 53.8$ N/mm², $f_{ctm} = 4.0$ N/mm², $E_{cm} = 33100$ N/mm² (calculated from $f_{cm,cube}$)
6	Joint concrete	$E_{cm} = 24200$ N/mm ² , $f_{cm,cube} = 31.7$ N/mm ²
7	Reinforcing steel	
8	Support conditions	
9	Special parameters	-
10	Loading arrangement	line load at distance $a = 0.97$ m from the middle beam, one actuator (P_a) per 2 slabs, with slabs supposed to behave as simply supported beams: $v_g = A_{sl} \cdot 25 \cdot L_{sl} / 2$; $v_P = 0.5 P_a \cdot (L_{sl} - a) / L_{sl} \cdot 1/1.2$; $v = v_g + v_P$ [kN/m]
11	Load cycles	$n_{lc} = 5$, $v_{lc} \approx 85$ kN/m ($P_a = 202$ kN)
12	Important test observations (by Pajari)	<u>Stage I:</u> Cracks parallel to and along the edges of the WQ-beam were observed in the joint concrete. Some longitudinal cracks along the strands in the soffit of the slabs and vertical cracks in the tie beams at the ends of the floor were discovered. <u>Stage II:</u> The cracks along the edges of the WQ-beam grew gradually and at $v \approx 95$ kN/m ($P_a = 230$ kN) they were continuous from one beam end to the other. At $v \approx 110$ kN/m ($P_a = 273$ kN), an inclined crack, starting at the mid-depth of slab 4 next to the WQ beam and growing upwards, appeared. At $v \approx 113$ kN/m ($P_a = 283$ kN) an inclined crack also appeared at the end of slab1, and at $v \approx 116$ kN/m ($P_a = 292$ kN) in slab 8. <u>Stage III:</u> Right before failure, an inclined crack was observed in slab 8, and at the same time, a similar crack appeared in slab 1. At $v_{II} = 138.4$ kN/m ($P_a = 345$ kN), slabs 8 and 7 failed in shear.

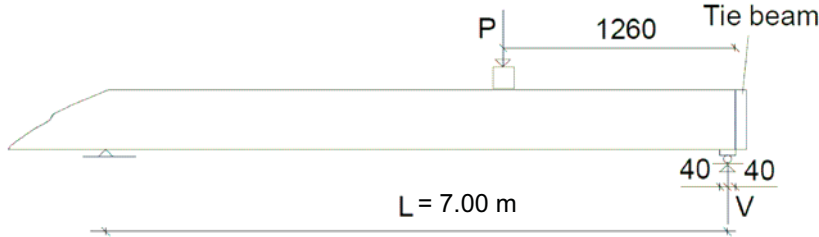
13	Crack pattern after failure	top (values refer to P_a)  soffit
14	Ultimate shear load of slab	slab + joint concrete 10.6 kN/m loading equipment 1.5 kN/m actuator forces 126.3 kN/m V_{fl} 138.4 kN/m
15	Measured displacements	 net deflection of middle beam: $u_{b,net} = 17.6 \text{ mm } (L_b / 284)$

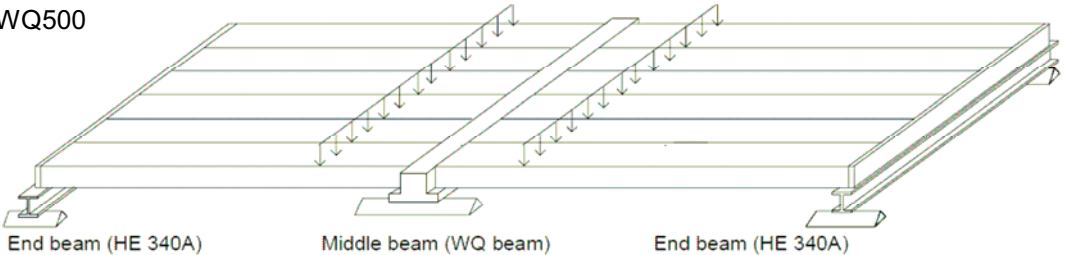
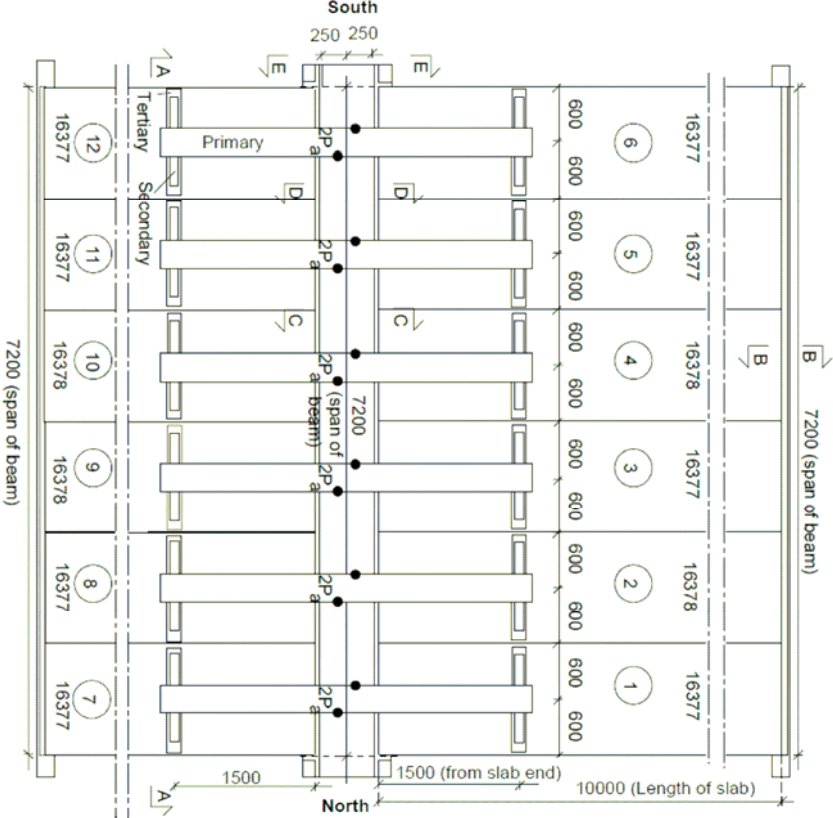
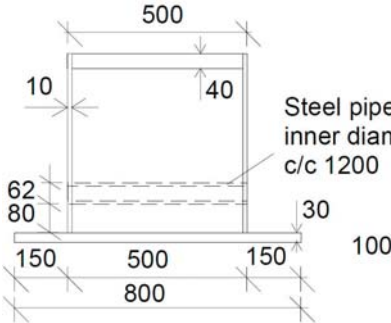
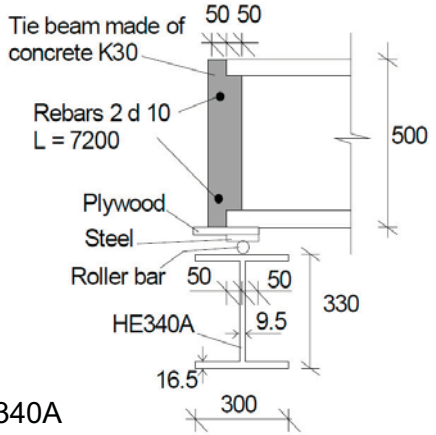
16	Results of reference tests	After the floor test, slabs 3 and 5 were taken for reference test specimens. Their ends which had been supported by the end beams, where loaded in shear. The concrete tie beam partly outside the slab end, partly in the hollow cores, was not removed before loading.  Load cycles $n_{lc} = 5$, $v_{lc} \approx 70$ kN/m <table> <tr> <td>Ultimate shear load of slab</td><td>slab + joint concrete loading equipment</td><td>10.2 kN/m</td></tr> <tr> <td></td><td>+actuator forces</td><td>181.9 kN/m</td></tr> <tr> <td></td><td>v_r</td><td>192.1 kN/m</td></tr> </table>	Ultimate shear load of slab	slab + joint concrete loading equipment	10.2 kN/m		+actuator forces	181.9 kN/m		v_r	192.1 kN/m
Ultimate shear load of slab	slab + joint concrete loading equipment	10.2 kN/m									
	+actuator forces	181.9 kN/m									
	v_r	192.1 kN/m									
17	v_{fl} / v_r	$v_{fl} / v_r = 138.4/192.1 = 72 \%$									
18	Discussion (by Pajari)	1. The friction between the spreader beams of the loading equipment was not eliminated, which may have affected the response of the floor test specimen to some extent. 2. The last measured net deflection of the middle beam due to the imposed actuator loads only (deflection minus settlement of supports) was 17.6 mm or $L/284$. It was 4.9 – 6.2 mm greater than that of the end beams. Hence, the torsional stresses due to the different deflection of the middle beam and end beams may have had a minor effect on the failure of the slabs. 3. The shear resistance measured in the reference tests was of the same order as or slightly higher than the mean of the observed values for similar slabs given in <i>Pajari, M. Resistance of prestressed hollow core slab against a web shear failure. VTT Research Notes 2292, Espoo 2005 (/Paj05a/)</i>. The concrete tie beam at the sheared end may have enhanced the resistance. It prevented the deformation of the end section of the slab and thus equalized the strains in the webs of the slab, which effectively eliminated the premature failure of any individual web. 4. The beams did not yield in the floor test. 5. The failure mode was web shear failure of edge slabs close to the supports of the middle beam. Unlike in an isolated hollow core slab unit, in the floor test the appearance of the first inclined crack close to the slab end did not mean failure but the loads could still be increased.									

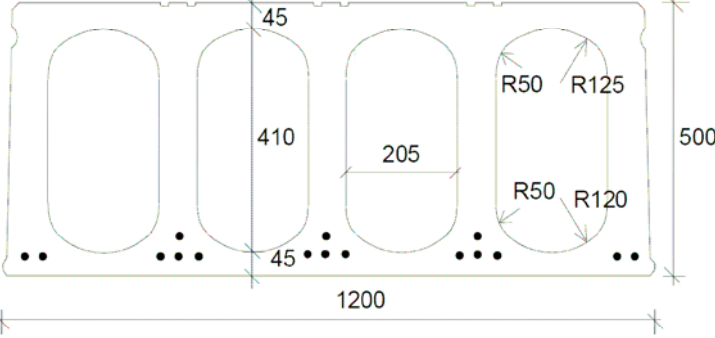
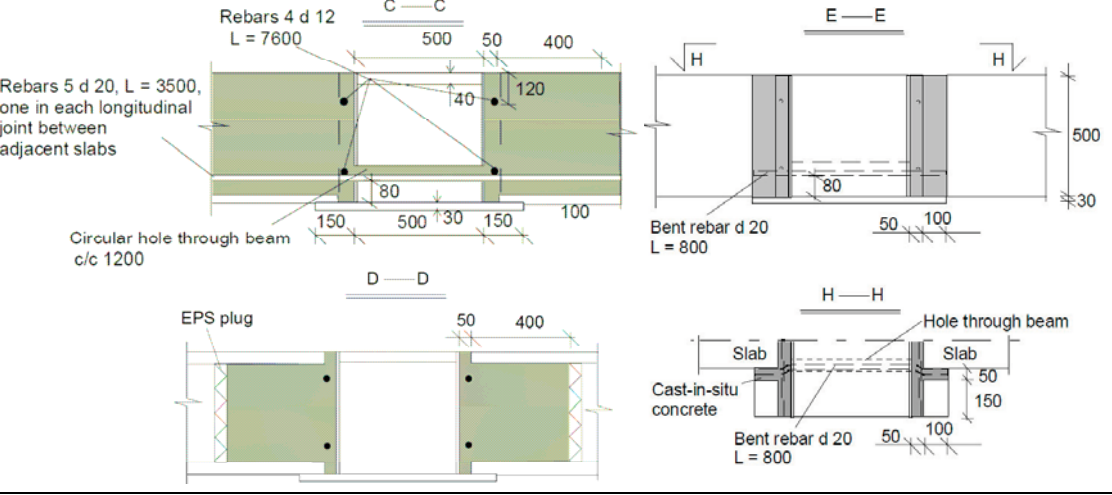
1	Test type	WQ400 
2	Test report	Date of Test 25.03.1992 Author Pajari, M. Name Loading test for 400 mm hollow core floor supported on steel beams, RAT-IR-4/1993, 23.04.1993 Availability Public, available on request from VTT Expert Services
3	Layout	
4	Beams	Middle beam  WQ-beam $L_b = 5.0$ m, $h_b = 430$ mm, $EI_b = 264.4$ MNm² End beam RHS 200x300 $L_b = 5.0$ m, $h_b = 300$ mm side view  

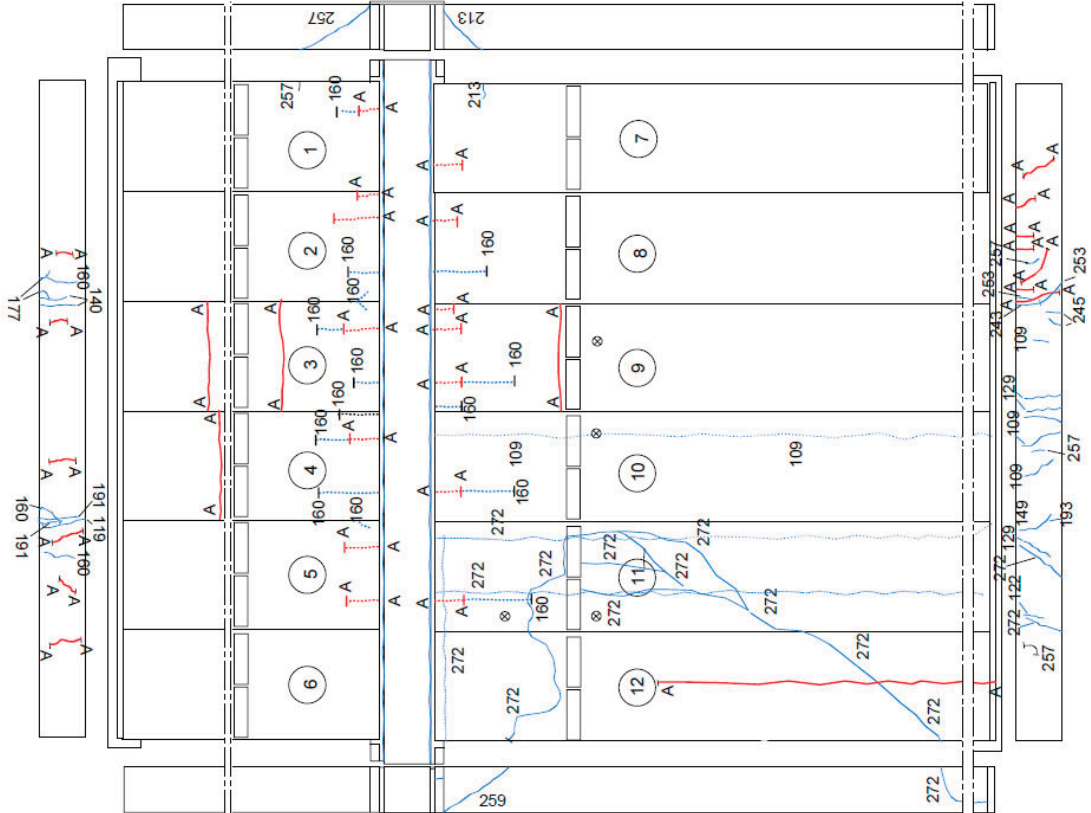
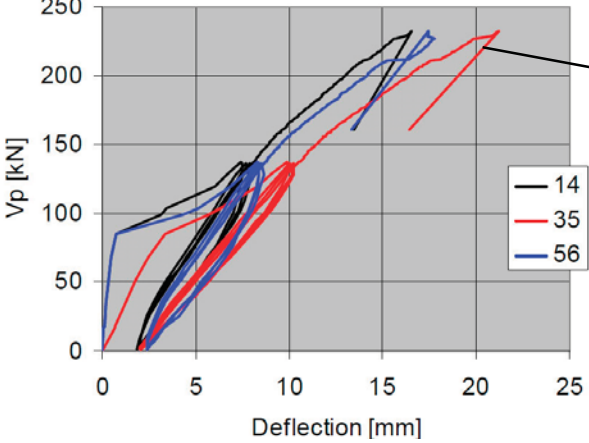
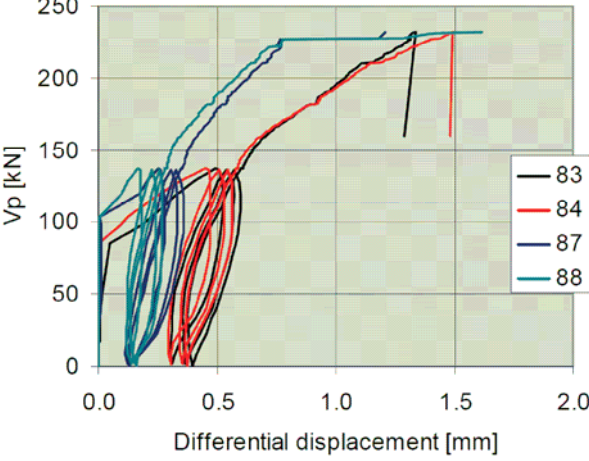
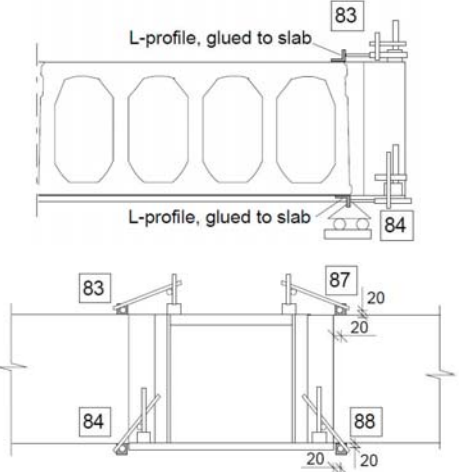
5	Slabs	Parma Oy 400 Nominal geometry $l_{sl} = 7.20$ m, $L_{sl} = 7.13$ m, $h_{sl} = 400$ mm, $A_{sl} = 2220$ cm², $I_{y,sl} = 455400$ cm⁴, $S_{y,sl} = 14640$ cm³, $e_{sl,top} = 197$ mm, $b_{w,sl} = 298$ mm Measured geometry $b_{w,sl} = 291$ mm, $h_{sl,top} = 49$ mm Strands bottom: $n = 13$, 0.5", $A_p = 1209$ mm², $\sigma_{p0} = 1100$ N/mm², $e_p = 361$ mm Concrete strength $f_{cm,cube} = 77.1$ N/mm² (6 drilling cores, $d = 50$ mm, $h/d = 1$) $f_{cm} = 63.5$ N/mm², $f_{ctm} = 4.2$ N/mm², $E_{cm} = 35800$ N/mm² (calculated from $f_{cm,cube}$)
6	Joint concrete	$E_{cm} = 21400$ N/mm ² , $f_{cm,cube} = 23.2$ N/mm ²
7	Reinforcing steel	 tie reinforcement in joints between adjacent slabs 
8	Support conditions	
9	Special parameters	-
10	Loading arrangement	line load at distance $a = 1.22$ m from the middle beam, one actuator (P_a) per slab, with slabs supposed to behave as simply supported beams: $v_g = A_{sl} \cdot 25 \cdot L_{sl} / 2$; $v_P = P_a \cdot (L_{sl} - a) / L_{sl} \cdot 1/1.2$; $v = v_g + v_P$ [kN/m]
11	Load cycles	$n_{lc} = 3$, $v_{lc} \approx 126$ kN/m ($P_a = 150$ kN)
12	Important test observations (by Pajari)	<u>Stage I:</u> At $v \approx 229$ kN/m ($P_a = 299$ kN) corners of slabs 5 and 8 cracked next to the support of the beam. At $v \approx 242$ kN/m ($P_a = 319$ kN) a narrow shear crack appeared in the web of slab 5. It grew in width and length when the loads were increased. At $v_{fl} = 244.9$ kN/m ($P_a = 336$ kN) a shear failure took place in slab 5 between the line load and the support. <u>Stage II:</u> After the failure, a temporary support was placed below slab 5. The aim was to continue the load test with seven line loads. When the loads were increased, a corner of slab 1 cracked. At $v \approx 284$ kN/m ($P_a = 379$ kN) slabs 6 and 7 failed. <u>Stage III:</u> When demolishing the test specimen it was observed that the interface between the webs of the middle beam and the slab ends had cracked neatly along the edge of the beam. The middle beam looked intact after the failure.

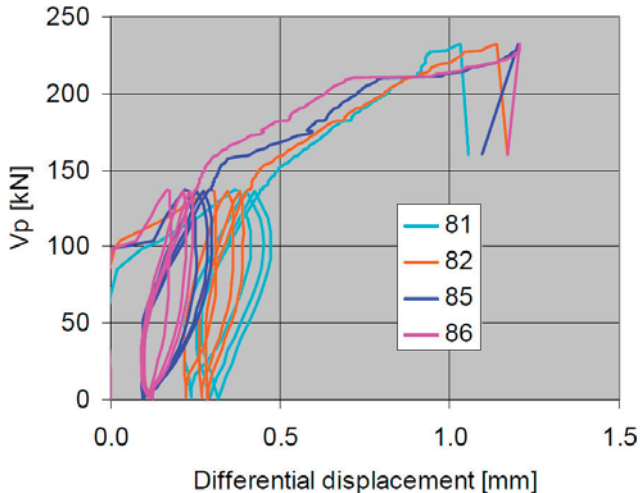
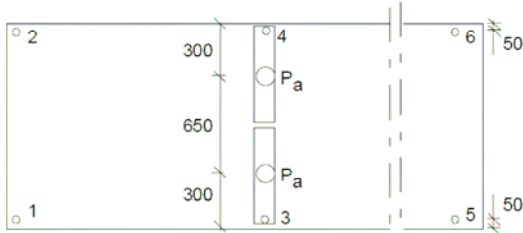
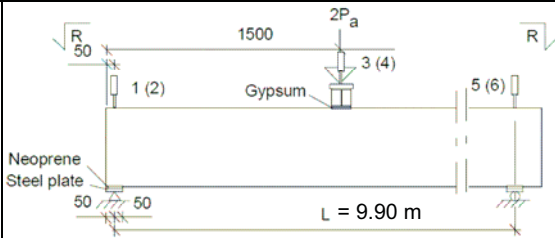
13	Crack pattern after failure of slabs 6 and 7	 top Temporary support under slab (crack pattern of the soffit not available)
14	Ultimate shear load of slab	slab + joint concrete 17.0 kN/m loading equipment 2.4 kN/m actuator forces 225.3 kN/m v_{fl} 244.7 kN/m
15	Measured displacements	 net deflection of middle beam: $u_{b,net} = 14.6 \text{ mm } (L_b / 342)$ P2 [kN] Deflection [mm] West end Middle East End P2 [kN] Differential displacement [mm] 48 49 64 65 5 1 49 (65) 48 (64) South 70 70

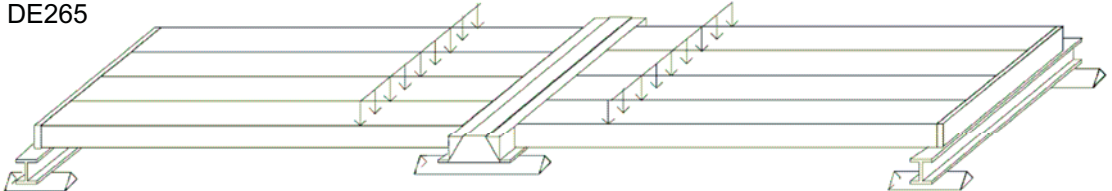
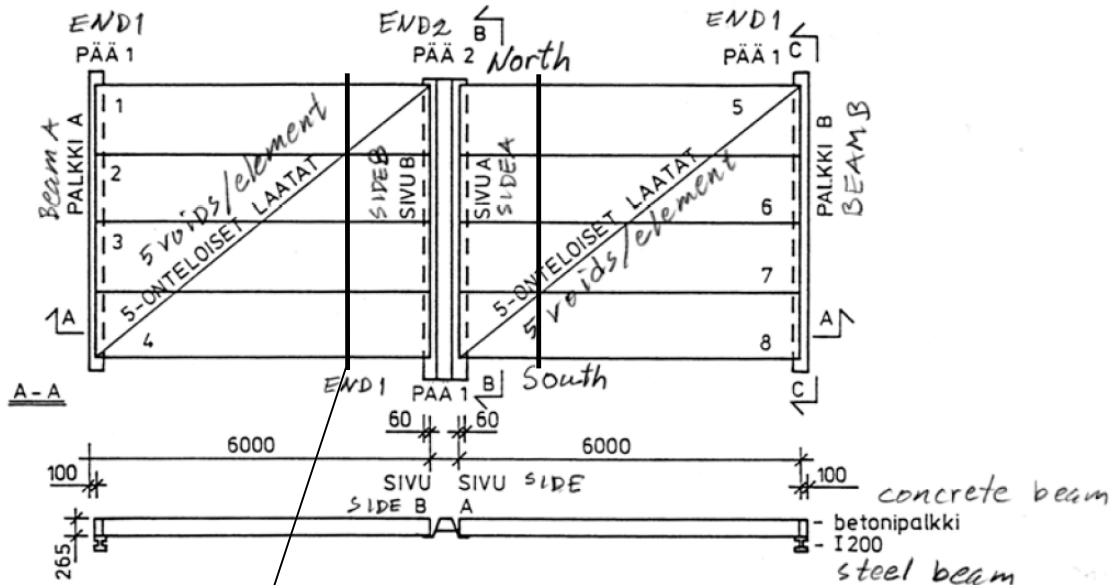
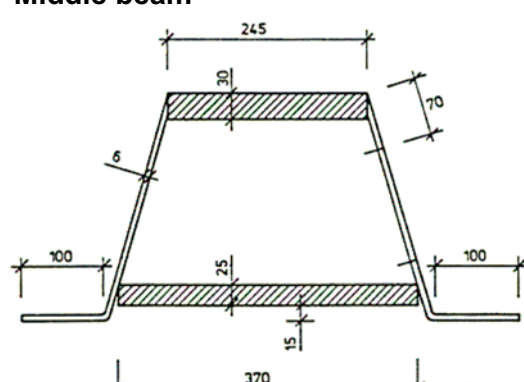
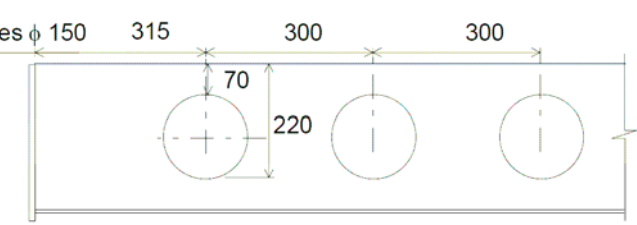
16	Results of reference tests	 Load cycles $n_{lc} = 3, v_{lc} \approx 100 \text{ kN/m}$ <table><tr><td>Ultimate shear load of slab</td><td>slab + joint concrete</td><td>19.8 kN/m</td></tr><tr><td></td><td>loading equipment</td><td></td></tr><tr><td></td><td>+actuator forces</td><td>410.5 kN/m</td></tr><tr><td></td><td>v_r</td><td>430.3 kN/m</td></tr></table>	Ultimate shear load of slab	slab + joint concrete	19.8 kN/m		loading equipment			+actuator forces	410.5 kN/m		v_r	430.3 kN/m
Ultimate shear load of slab	slab + joint concrete	19.8 kN/m												
	loading equipment													
	+actuator forces	410.5 kN/m												
	v_r	430.3 kN/m												
17	v_{fl} / v_r	$v_{fl} / v_r = 244.7/430.3 = 57 \%$												
18	Discussion (by Pajari)	1. The net deflection of the middle beam due to the imposed actuator loads only (deflection minus settlement of supports) was 14.6 mm or $L/342$. 2. The shear resistance measured in the reference tests was somewhat higher than the mean of the observed values for similar slabs given in <i>Pajari, M. Resistance of prestressed hollow core slab against web shear failure. VTT Research Notes 2292, Espoo 2005 (/Paj05a/)</i>. This may be due to the tie beam which made the shear stresses in the webs more uniform than those in tests without tie beams. 3. Before failure, the net deflection of the middle beam was 2.2 – 2.5 mm greater than that of the end beams. This is a too small difference to cause considerable torsional stresses in the slabs. 4. The failure mode was web shear failure of edge slab 5 close to the middle beam. The middle beam seemed to recover completely after the failure.												

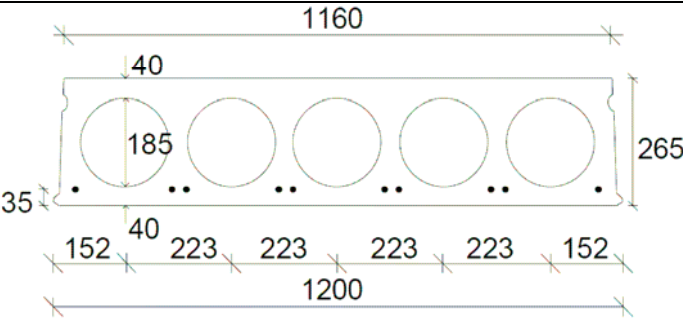
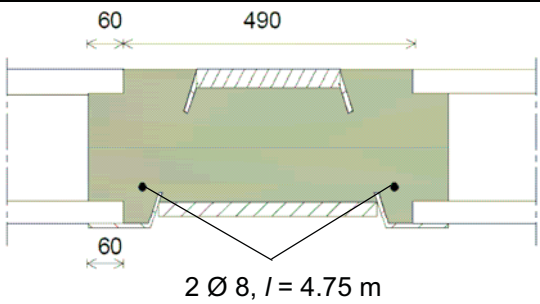
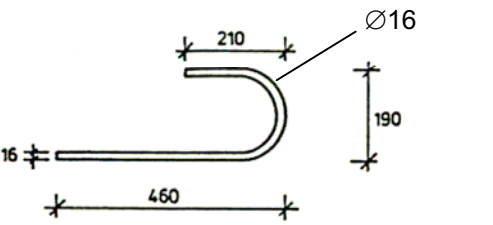
1	Test type	WQ500	
2	Test report	Date of Test 18.04.2005 Author Pajari, M., Koukkari, H. Name Load test on hollow core slab floor with steel beams, RTE3405/05, 16.08.2005 Availability Public, owner is Rakennusteollisuus RT	
3	Layout		
4	Beams	Middle beam  Steel pipes through the beam, inner diameter = 48 mm, c/c 1200 WQ-beam $L_b = 7.2$ m, $h_b = 530$ mm, $EI_b = 623.5$ MNm²	End beam  Tie beam made of concrete K30 Rebars 2 d 10 $L = 7200$ Plywood Steel Roller bar HE340A HE 340A $L_b = 7.2$ m, $h_b = 330$ mm

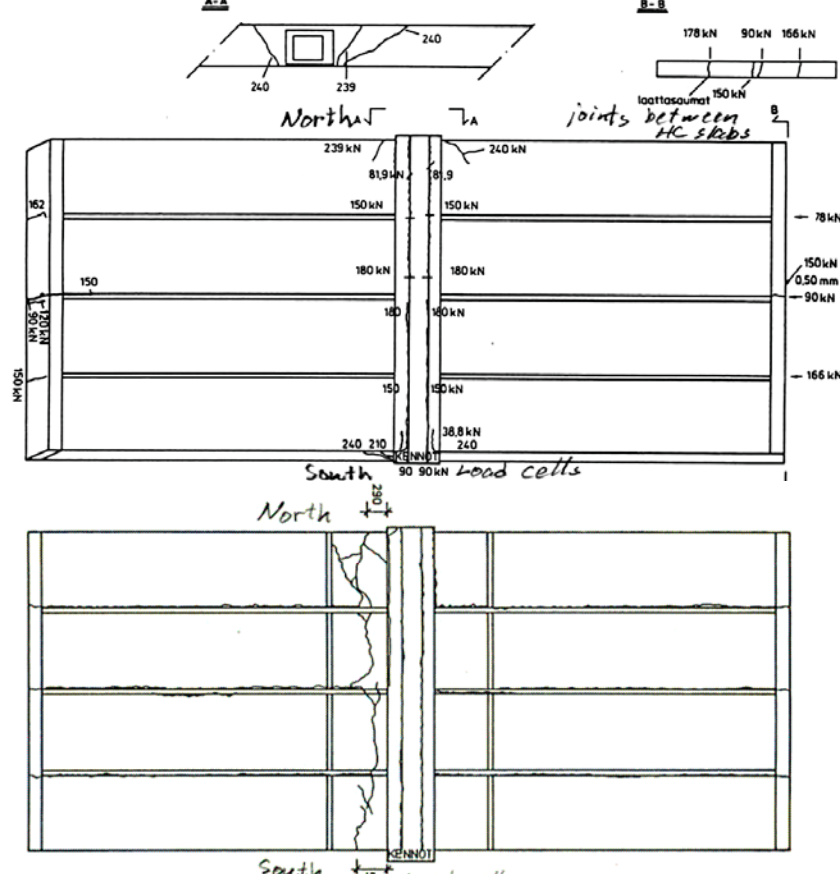
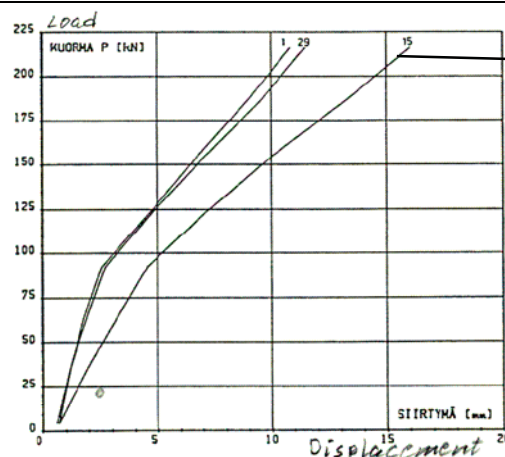
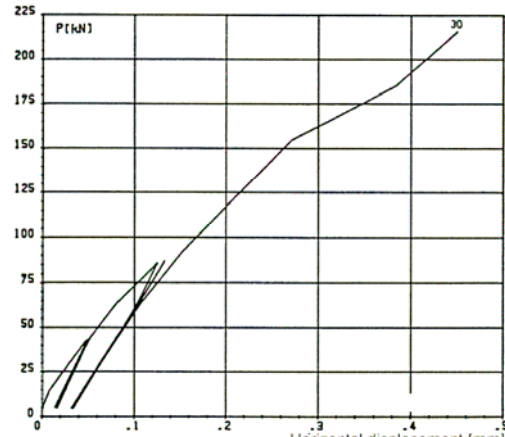
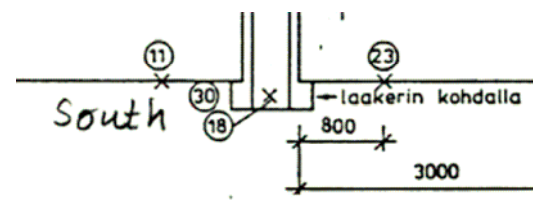
5	Slabs	Parma Oy 500 Nominal geometry $l_{sl} = 10.0$ m, $L_{sl} = 9.90$ m, $h_{sl} = 500$ mm, $A_{sl} = 2770$ cm², $I_{y,sl} = 857800$ cm⁴, $S_{y,sl} = 21910$ cm³, $e_{sl,top} = 245$ mm, $b_{w,sl} = 341$ mm Measured geometry $b_{w,sl} = 339$ mm, $h_{sl,top} = 48$ mm. Strands bottom: $n = 16$, 0.5", $A_p = 1488$ mm², $\sigma_{p0} = 1050$ N/mm², $e_p = 453$ mm Concrete strength $f_{cm,cube} = 84.4$ N/mm² (6 drilling cores, $d = 50$ mm, $h/d = 1$) $f_{cm} = 69.6$ N/mm², $f_{ctm} = 4.4$ N/mm², $E_{cm} = 37400$ N/mm² (calculated from $f_{cm,cube}$) 
6	Joint concrete	$E_{cm} = 24100$ N/mm ² , $f_{cm,cube} = 31.3$ N/mm ²
7	Reinforcing steel	 Rebars 4 d 12 L = 7600 Rebars 5 d 20, L = 3500, one in each longitudinal joint between adjacent slabs Circular hole through beam c/c 1200 Bent rebar d 20 L = 800 Bent rebar d 20 L = 800 Hole through beam Cast-in-situ concrete
9	Special parameters	filling of hollow cores with in-situ concrete to a depth of 400 mm
10	Loading arrangement	line load at distance $a = 1.45$ m from the middle beam, one actuator (P_a) per slab, with slabs supposed to behave as simply supported beams: $v_q = A_{sl} \cdot 25 \cdot L_{sl} / 2$; $v_P = P_a \cdot (L_{sl} - a) / L_{sl} \cdot 1/1.2$; $v = v_q + v_P$ [kN/m]
11	Load cycles	$n_{lc} = 3$, $v_{lc} \approx 152$ kN/m ($P_a = 160$ kN performed within 100 min)
12	Important test observations (by Pajari)	not available

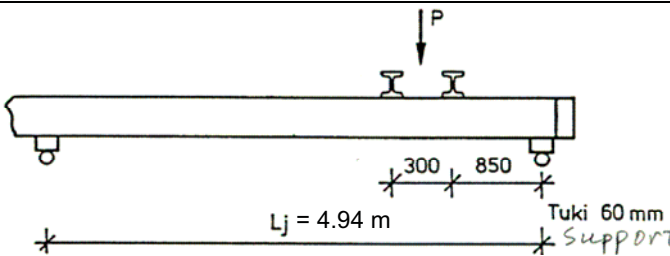
13	Crack pattern after failure	soffit (values refer to P_a [kN]) (crack pattern of the top not available) 
14	Ultimate shear load of slab	slab + joint concrete 28.3 kN/m loading equipment 4.4 kN/m actuator forces 192.0 kN/m V_H 224.7 kN/m
15	Measured displacements	 net deflection of middle beam: $u_{b,net} = 21.2 \text{ mm } (L_b / 340)$  

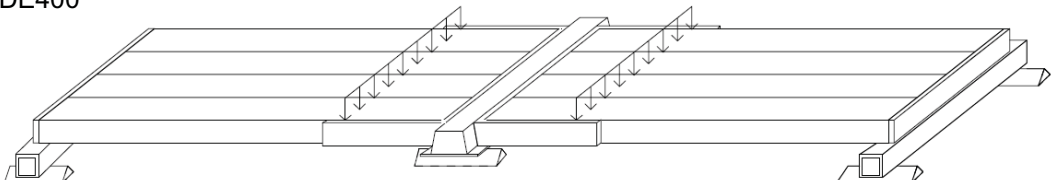
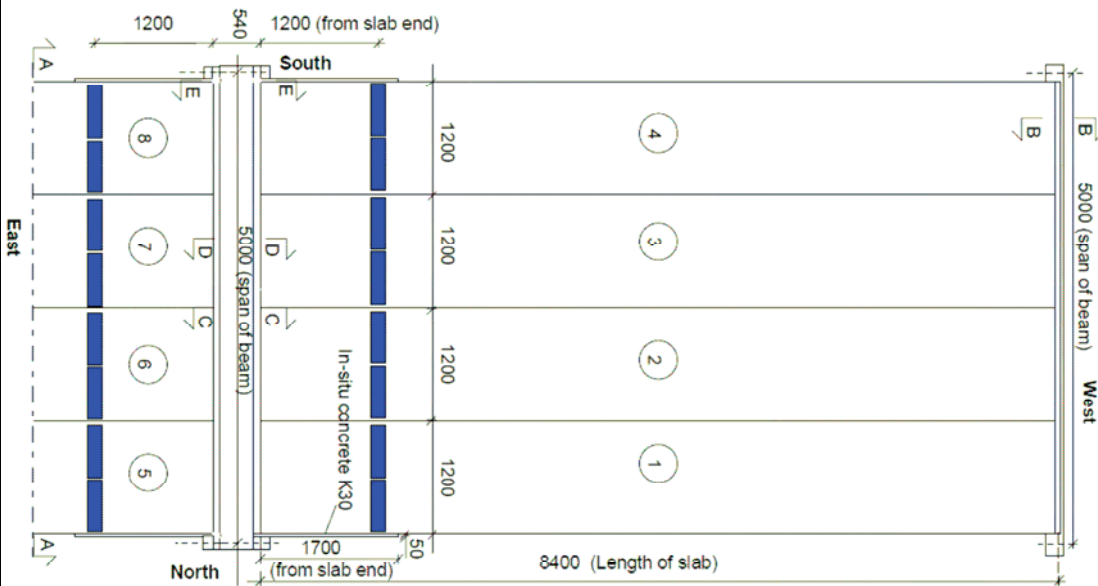
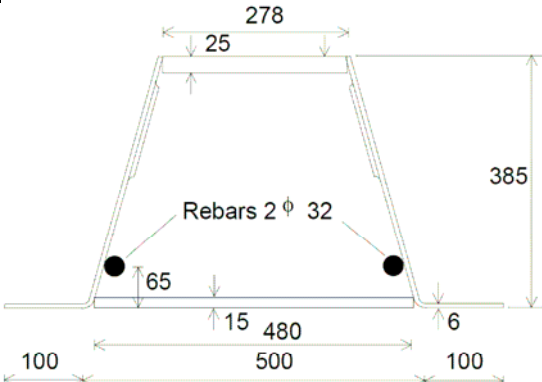
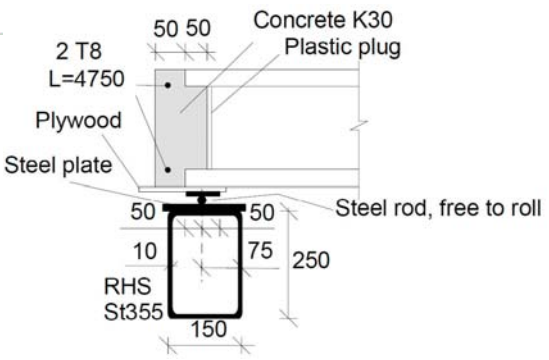
										
16	Results of reference tests	 Load cycles $n_{lc} = 2, v_{lc} \approx 148 \text{ kN/m}$ Ultimate shear load of slab <table><tr><td>slab + joint concrete</td><td>26.4 kN/m</td></tr><tr><td>loading equipment</td><td></td></tr><tr><td>+actuator forces</td><td>515.9 kN/m</td></tr><tr><td>v_r</td><td>542.3 kN/m</td></tr></table>	slab + joint concrete	26.4 kN/m	loading equipment		+actuator forces	515.9 kN/m	v_r	542.3 kN/m
slab + joint concrete	26.4 kN/m									
loading equipment										
+actuator forces	515.9 kN/m									
v_r	542.3 kN/m									
17	v_{fl} / v_r	$v_{fl} / v_r = 224.7/542.3 = 41 \%$								
19	Discussion (by Pajari)	not available								

1	Test type	DE265	
2	Test report	Date of Test 06.09.1990 Author Koukkari, H. Name Load test on Delta beam and hollow core floor RAT01814/90, 17.09.1990 Availability Confidential, owner is Peikko Group Oy (published in /Paj98a/)	
3	Layout	 line load at distance $a = 950$ mm from the support line of the slabs at the middle beam (1000 mm from the slab ends)	
4	Beams	Middle beam  Delta beam, grout concrete grade K30, $L_b = 5.0$ m, $h_b = 271$ mm, $EI_b = 61.2$ MNm² End beam HE 200B $L_b = 4.8$ m, $h_b = 200$ mm 	

5	Slabs	Parma Oy 265 Nominal geometry $l_{sl} = 6.00$ m, $L_{sl} = 5.92$ m, $h_{sl} = 265$ mm, $A_{sl} = 1770$ cm², $I_{y,sl} = 154800$ cm⁴, $S_{y,sl} = 7860$ cm³, $e_{sl,top} = 130$ mm, $b_{w,sl} = 234$ mm Measured geometry $b_{w,sl} = 220$ mm, $h_{sl,top} = 44$ mm Strands bottom: $n = 10$, 0.5", $A_p = 930$ mm², $\sigma_{p0} = 1100$ N/mm², $e_p = 228$ mm Concrete strength $f_{cm,cube} = 74.2$ N/mm² (12 drilling cores, $d = 50$ mm, $h/d = 1$) $f_{cm} = 61.2$ N/mm², $f_{ctm} = 4.2$ N/mm², $E_{c,m} = 35100$ N/mm² (calculated from $f_{cm,cube}$)
6	Joint concrete	$E_{cm} = 24900$ N/mm ² , $f_{cm,cube} = 33.8$ N/mm ²
7	Reinforcing steel	
8	Support conditions	 2 Ø 8, $l = 4.75$ m  hooks 6Ø16 (anchoring of slabs to the beam) at each longitudinal joint
9	Special parameters	-
10	Loading arrangement	line load at distance $a = 0.95$ m from the middle beam, one actuator (P_a) per 2 slabs, with slabs supposed to behave as simply supported beams: $v_q = A_{sl} \cdot 25 \cdot L_{sl} / 2; \quad v_P = 0.5 P_a \cdot (L_{sl} - a) / L_{sl} \cdot 1/1.2; \quad v = v_q + v_P \text{ [kN/m]}$
11	Load cycles	$n_{lc,1} = 3$, $v_{lc,1} \approx 30$ kN/m ($P_a = 43.2$ kN) $n_{lc,2} = 2$, $v_{lc,2} \approx 45$ kN/m ($P_a = 86.4$ kN)
12	Important test observations (by Pajari)	Stage I: At $v \approx 28$ kN/m ($P_a = 38.8$ kN) longitudinal cracks appeared in the joint concrete along the Delta beam close to the supports of the beam. The cracks grew both in length and width with increasing load. Stage II: At $v \approx 88$ kN/m ($P_a = 210$ kN), the first inclined crack appeared at the edge of slab 4 near the support. Before failure there was an inclined crack at the outermost edge of slabs 1, 4, 5 and 8. At $v_{fl} = 94.7$ kN/m ($P_a = 240$ kN) slab 1 failed along an inclined crack and this was followed by the failure of all slabs on the same side of the Delta beam.

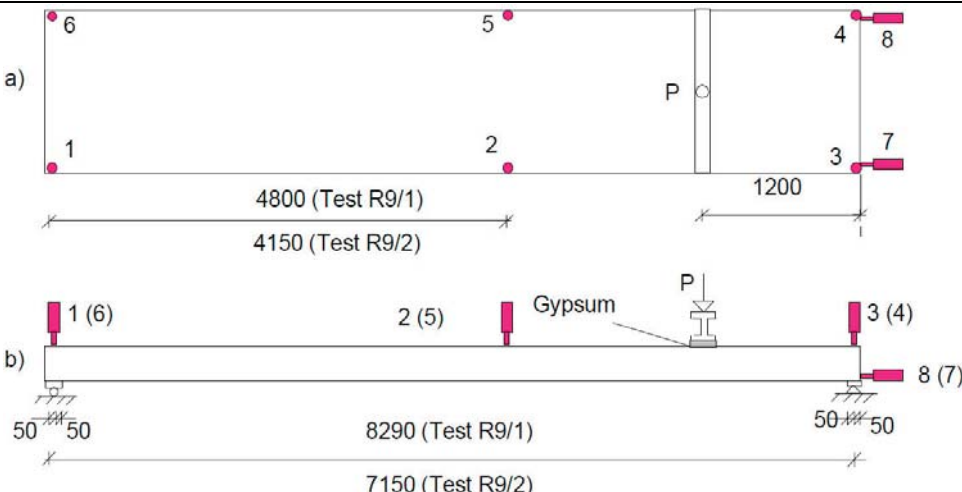
13	Crack pattern after failure	top all values refer to P_a [kN] soffit 								
14	Ultimate shear load of slab	<table><tr><td>slab + joint concrete</td><td>9.8 kN/m</td></tr><tr><td>loading equipment</td><td>1.8 kN/m</td></tr><tr><td>actuator forces</td><td>83.9 kN/m</td></tr><tr><td>V_{fl}</td><td>95.5 kN/m</td></tr></table>	slab + joint concrete	9.8 kN/m	loading equipment	1.8 kN/m	actuator forces	83.9 kN/m	V_{fl}	95.5 kN/m
slab + joint concrete	9.8 kN/m									
loading equipment	1.8 kN/m									
actuator forces	83.9 kN/m									
V_{fl}	95.5 kN/m									
15	Measured displacements	 net deflection of middle beam: $u_{b,net} = 16.3 \text{ mm } (L_b/307)$ [see item 15]  								

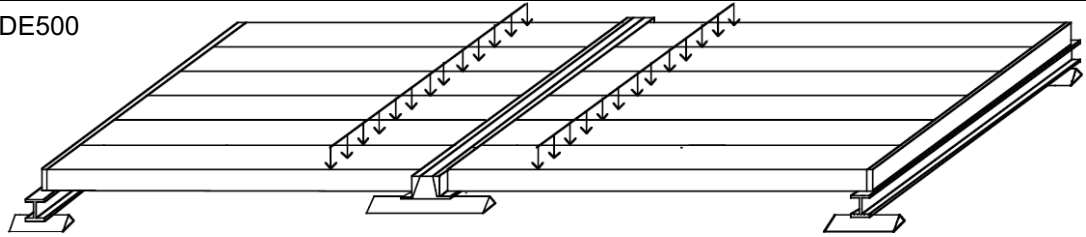
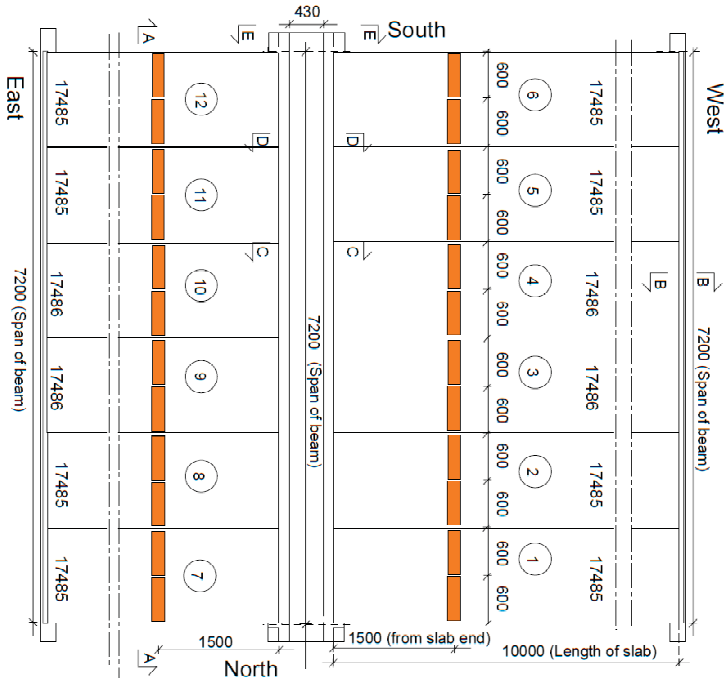
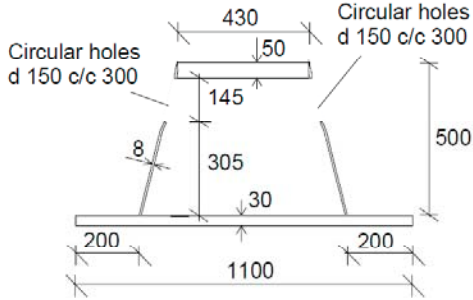
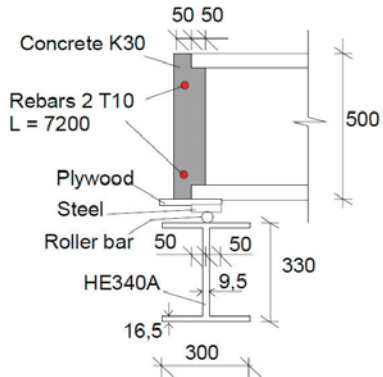
16	Results of reference tests	 Load cycles $n_{lc} = 2, v_{lc} \approx 70 \text{ kN/m}$ Ultimate shear load of slab <table><tr><td>slab + joint concrete</td><td>9.1 kN/m</td></tr><tr><td>loading equipment</td><td></td></tr><tr><td>+actuator forces</td><td>227.5 kN/m</td></tr><tr><td>v_r</td><td>236.6 kN/m</td></tr></table>	slab + joint concrete	9.1 kN/m	loading equipment		+actuator forces	227.5 kN/m	v_r	236.6 kN/m
slab + joint concrete	9.1 kN/m									
loading equipment										
+actuator forces	227.5 kN/m									
v_r	236.6 kN/m									
17	v_{fl} / v_r	$v_{fl} / v_r = 95.5/236.6 = 40 \%$								
18	Discussion (by Pajari)	1. The span of the middle beam was 5.0 m; that of the end beams 4.9 m. 2. The friction between the spreader beams of the loading equipment was not eliminated, which may have affected the response of the floor test specimen to some extent. 3. The failure took place at an unexpected low load level. Therefore, the load increments applied were still relatively big and the gap between the failure load, at which no measurements were made, and the preceding load level at which the response was measured, was big, too. The conclusions below about the strains and deflections at failure are based on the extrapolation of the measured curves. 4. At failure, the net deflection of the middle beam due to the imposed actuator loads (deflection minus settlement of supports) was 16.3 mm or $L/307$, i.e. rather small. It was 3.5 – 4.3 mm greater than that of the end beams. Hence, the torsional stresses due to the different deflection of the middle beam and end beams had a minor effect, if any, on the failure of the slabs. 5. The shear resistance measured in the reference tests was higher than the mean of the observed values for similar slabs given in <i>Pajari, M. Resistance of prestressed hollow core slab against a web shear failure. VTT Research Notes 2292, Espoo 2005 (/Paj05a/)</i>. This difference may be attributable to the concrete tie beam at the edge of the sheared end in the reference test. It prevented the deformation of the end section of the slab and thus equalized the strains in the webs of the slab, which effectively eliminated the premature failure of any individual web. 6. The beams did not yield in the floor test. 7. The failure mode was web shear failure of edge slabs close to the supports of the middle beam. Unlike in an isolated hollow core slab unit, the appearance of the first inclined crack close to the slab end did not mean failure but the loads could still be increased.								

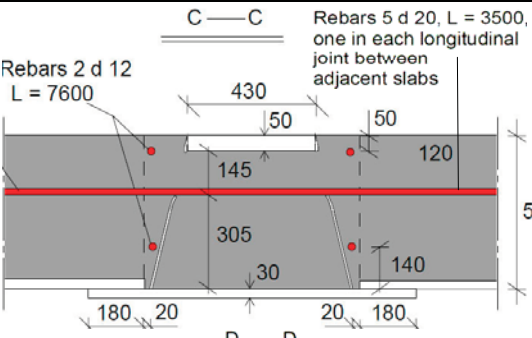
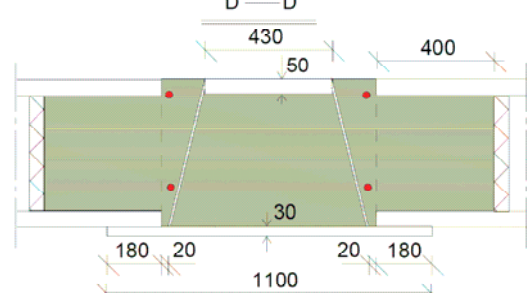
1	Test type	DE400	
2	Test report	Date of Test 02.12.1999 Author Pajari, M. Name Load test on hollow core floor RTE47/00, 29.03.2000 Availability Confidential, owner is Peikko Finland Oy	
3	Layout		
4	Beams	Middle beam  Delta beam, grout concrete grade K30, $L_b = 5.0$ m, $h_b = 385$ mm, $EI_b = 167.8$ MNm², $f_{cm,cube} = 28.8$ N/mm²	End beam  RHS 150x250 $L_b = 5.0$ m, $h_b = 250$ mm

5	Slabs	Parma Oy 400 Nominal geometry $l_{sl} = 8.40 \text{ m}$, $L_{sl} = 8.31 \text{ m}$ $h_{sl} = 400 \text{ mm}$, $A_{sl} = 2270 \text{ cm}^2$, $I_{y,sl} = 446300 \text{ cm}^4$ $S_{y,sl} = 14940 \text{ cm}^3$, $e_{sl,top} = 201 \text{ mm}$, $b_{w,sl} = 298 \text{ mm}$ Measured geometry $b_{w,sl} = 298 \text{ mm}$, $h_{sl,top} = 46 \text{ mm}$ Strands bottom: $n = 13$, $0.5''$, $A_p = 1209 \text{ mm}^2$, $\sigma_{p0} = 1000 \text{ N/mm}^2$, $e_p = 358 \text{ mm}$ Concrete strength $f_{cm,cube} = 68.6 \text{ N/mm}^2$ (6 drilling cores, $d = 50 \text{ mm}$, $h/d = 1$) $f_{cm} = 56.5 \text{ N/mm}^2$, $f_{ctm} = 4.2 \text{ N/mm}^2$, $E_{cm} = 33900 \text{ N/mm}^2$ (calculated from $f_{cm,cube}$)
6	Joint concrete	$E_{cm} = 23300 \text{ N/mm}^2$, $f_{cm,cube} = 28.8 \text{ N/mm}^2$
7	Reinforcing steel	Rebar T12 L = 3800 in each longitudinal joint between adjacent slab units Rebar T8 L = 3800, in cast-in-situ concrete outside longitudinal edges of outermost slab units
8	Support conditions	
9	Special parameters	-
10	Loading arrangement	line load at distance $a = 0.95 \text{ m}$ from the middle beam, one actuator (P_a) per slab, with slabs supposed to behave as simply supported beams: $v_q = A_{sl} \cdot 25 \cdot L_{sl} / 2$; $v_P = P_a \cdot (L_{sl} - a) / L_{sl} \cdot 1/1.2$; $v = v_q + v_P$ [kN/m]
11	Load cycles	$n_{lc} = 5$, $v_{lc} \approx 70 \text{ kN/m}$ ($P_a = 60 \text{ kN}$, loading performed within 2 h 35 min)
12	Important test observations (by Pajari)	Before test: Some longitudinal cracks along the strands were discovered in the soffit of the slabs before the test. They were below the webs (strands) of the hollow core units, parallel to the strands and obviously caused by the transfer of the prestressing force. Their width was less than 0,1 mm before the test, but it grew when the floor was loaded. They were obviously caused by the release of the prestressing force. Stage I: The joint concrete started to crack along the web of the Delta beam. In the crack patterns (see row 13) presenting cracking, the numbers refer to the value of P_a in kN when the crack was first observed. Stage II: At $v \approx 85 \text{ kN/m}$ ($P_a = 80 \text{ kN}$) the tie beams at both ends of the specimen cracked vertically. There were also continuous, visible cracks between the joint concrete and the Delta beam. From $v \approx 85 \text{ kN/m}$ ($P_a = 80 \text{ kN}$) on, an increasing number of inclined cracks were observed in the corners of the outermost slab units close to the ends of the Delta beam. At $v \approx 173 \text{ kN/m}$ ($P_a = 200 \text{ kN}$), diagonal shear cracks were observed in the corners of slab units 1 and 5. These cracks grew in width and length until at $v_{fl} = 185 \text{ kN/m}$ (determined from load cells at the beam support, from $P_a = 235 \text{ kN}$ follows $v_{fl}' \approx 199 \text{ kN/m}$) slab units 5 – 8 failed in shear between the line load and the middle beam. After failure: The joint between the slab ends and Delta beam opened along the webs of the beam. The joint concrete as well as the interface between the joint concrete and the slab ends remained virtually uncracked.

13	Crack pattern	soffit (after load cycles) top and edges (after failure) all values refer to P_a [kN]
14	Ultimate shear load of slab	slab + joint concrete 20.0 kN/m loading equipment 2.4 kN/m actuator forces 162.6 kN/m V_H 185.0 kN/m
15	Measured displacements	V_p [kN] Deflection [mm] V_p [kN] Displacement [mm] net deflection of middle beam: $u_{b,net} = 24 \text{ mm } (L_b / 208)$ $H \quad H$ (Only transducers 48 and 49 shown) $J \quad J$ (Only transducers 46 - 49 shown)

16	Results of reference tests	 Load cycles $n_{lc} = 5$, $v_{lc} \approx 50$ kN/m Ultimate shear load of slab<table><tr><td>slab + joint concrete</td><td>17.0 kN/m</td></tr><tr><td>loading equipment</td><td>0.5 kN/m</td></tr><tr><td>actuator forces</td><td>332.1 kN/m</td></tr><tr><td>v_r</td><td>349.6 kN/m</td></tr></table>	slab + joint concrete	17.0 kN/m	loading equipment	0.5 kN/m	actuator forces	332.1 kN/m	v_r	349.6 kN/m
slab + joint concrete	17.0 kN/m									
loading equipment	0.5 kN/m									
actuator forces	332.1 kN/m									
v_r	349.6 kN/m									
17	v_{fl} / v_r	$v_{fl} / v_r = 185.0/349.6 = 53 \%$								
18	Discussion (by Pajari)	1. The net deflection of the middle beam due to the imposed actuator loads only (deflection minus settlement of supports) was 24.0 mm or $L/208$. 2. The shear resistance measured in the reference tests was of the same order as the mean of the observed values for similar slabs given in <i>Pajari, M. Resistance of prestressed hollow core slab against a web shear failure. VTT Research Notes 2292, Espoo 2005 (/Paj05a/)</i>. 3. The maximum difference in the net mid-point deflection of the beams was 4,0 mm. Hence, the torsional stresses due to the different deflection of the middle beam and end beams had a negligible effect on the failure of the slabs. 4. The edge slabs slid 0.13 ... 0.23 mm along the beam before failure. This reduced the negative effects of the transverse actions in the slab and had a positive effect on the shear resistance. 5. The failure mode was web shear failure of edge slabs. The plastic deformation of the ledges of Delta beam was considerable on the failed side. Otherwise the Delta beam seemed to recover completely after the failure.								

1	Test type	DE500	
2	Test report	Date of Test 11.11.2005 Author Pajari, M. Name Load test on hollow core slab floor with Delta beam, VTT-S-2555-06, 10.08.2006 Availability Confidential, owner is Peikko Finland Oy	
3	Layout		
4	Beams	Middle beam (section A-A at web hole)  Delta beam, grout concrete grade K30, $L_b = 7.2$ m, $h_b = 530$ mm, $EI_b = 840.8$ MNm ² , $f_{cm,cube} = 28.8$ N/mm ²	End beam  HE 340A $L_b = 7.2$ m, $h_b = 330$ mm

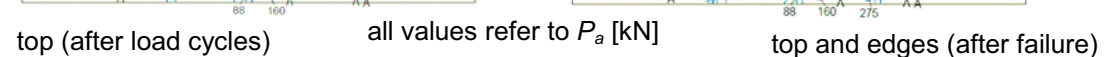
5	Slabs	Parma Oy 500 Nominal geometry $l_{sl} = 10.00$ m, $L_{sl} = 9.91$ m, $h_{sl} = 500$ mm, $A_{sl} = 2770$ cm², $I_{y,sl} = 857800$ cm⁴, $S_{y,sl} = 21910$ cm³, $e_{sl,top} = 245$ mm, $b_{w,sl} = 341$ mm Measured geometry $b_{w,sl} = 334$ mm, $h_{sl,top} = 50$ mm Strands bottom: $n = 16$, 0.5", $A_p = 1488$ mm², $\sigma_{p0} = 1050$ N/mm², $e_p = 453$ mm Concrete strength $f_{cm,cube} = 70.5$ N/mm² (6 drilling cores, $d = 50$ mm, $h/d = 1$) $f_{cm} = 58.1$ N/mm², $f_{ctm} = 4.3$ N/mm², $E_{cm} = 34300$ N/mm² (calculated from $f_{cm,cube}$)
6	Joint concrete	$E_{cm} = 23300$ N/mm ² , $f_{cm,cube} = 28.8$ N/mm ²
7	Reinforcing steel	 Rebars 2 d 12 L = 7600 Rebars 5 d 20, L = 3500, one in each longitudinal joint between adjacent slabs
8	Support conditions	 Rebar d 20 L = 1050 Cast-in-situ concrete Rebar d 20 L = 1050
9	Special parameters	filling of hollow cores with in-situ concrete to a depth of 400 mm
10	Loading arrangement	line load at distance $a = 1.41$ m from the middle beam, one actuator (P_a) per slab, with slabs supposed to behave as simply supported beams: $v_q = A_{sl} \cdot 25 \cdot L_{sl} / 2; \quad v_P = P_a \cdot (L_{sl} - a) / L_{sl} \cdot 1/1.2; \quad v = v_q + v_P \text{ [kN/m]}$
11	Load cycles	$n_{lc} = 3$, $v_{lc} \approx 153$ kN/m ($P_a = 160$ kN, performed within 100 min)
12	Important test observations (by Pajari)	<u>Before test:</u> No longitudinal cracks along the strands were discovered in the soffit of the slabs. <u>Stage I:</u> During stage I, the joint concrete gradually cracked along the webs of the middle beam. Here the first visible cracks were observed at $v \approx 102$ kN/m ($P_a = 88$ kN). At the same load new vertical cracks were also observed both in the Western and Eastern tie beam. The number of the new cracks in the tie beams increased with increasing load. <u>Stage II:</u> At $v \approx 153$ kN/m ($P_a = 160$ kN) during stage II, the soffit of the slabs between the line loads and the middle beam was inspected visually. The visible cracks were all below the webs of the slabs. When increasing v (P_a) beyond 153 kN/m (160 kN), new vertical cracks appeared in the tie beams. At $v \approx 277$ kN/m ($P_a = 334$ kN) an inclined crack was observed in slab 7 accompanied by a new inclined crack at $v \approx 279$ kN/m ($P_a = 336$ kN). At $v \approx 280$ kN/m ($P_a = 337$ kN) an inclined crack, similar to the two shear cracks in slab 7, was observed in slab 1. Simultaneously, a sudden increase in the deflection, as well as a new vertical crack

--	--

After failure: When demolishing the test specimen it was observed that the core fillings were perfect. Delta beam seemed to recover completely after the test. The slabs were placed directly on the bottom flange of the Delta beam. Due to the uneven surfaces of the slab soffit and the steel flange, there were thin gaps between the slab and the flange of the beam. When demolishing the floor it came out that these gaps were filled with grout (thicker gaps) or with cement paste (thinner gaps).

[illegible]

13



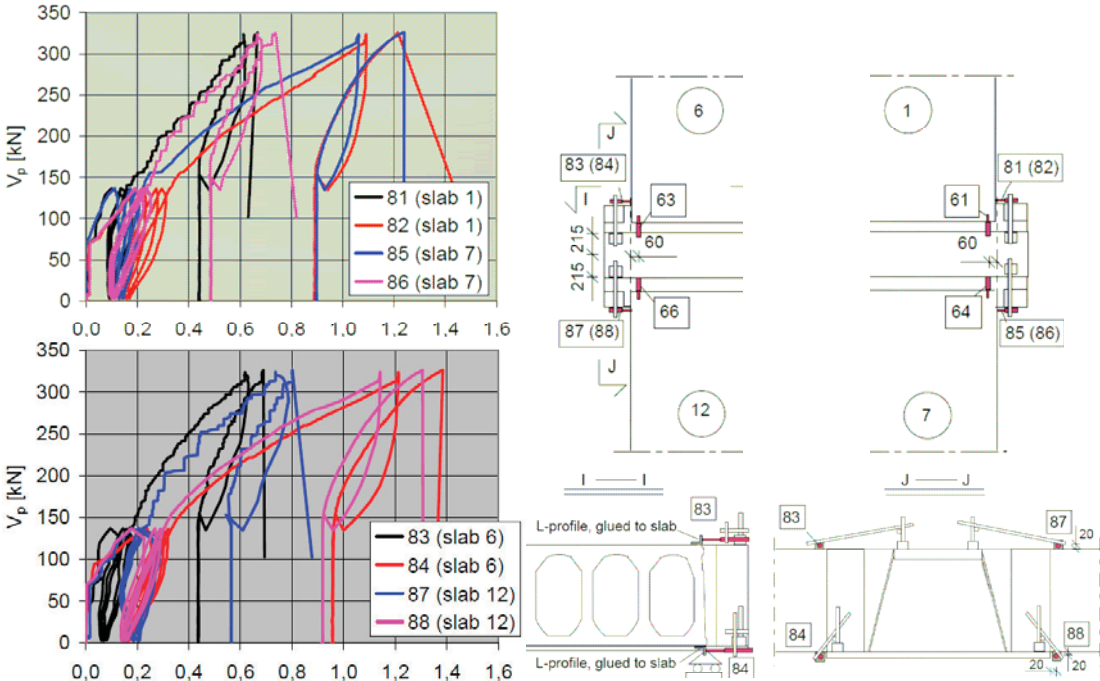
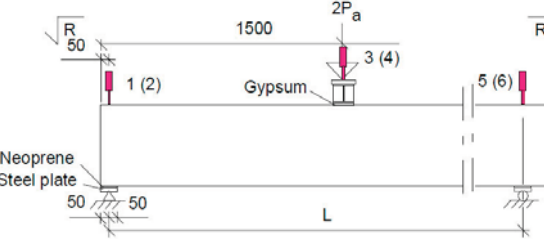
slab + joint concrete	28.4 kN/m
loading equipment	4.5 kN/m
<u>actuator forces</u>	<u>272.9 kN/m</u>
v_{fl}	305.8 kN/m

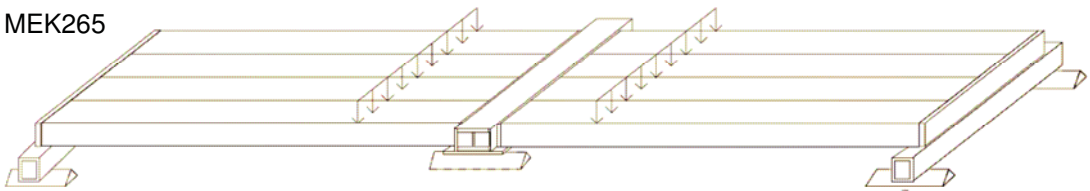
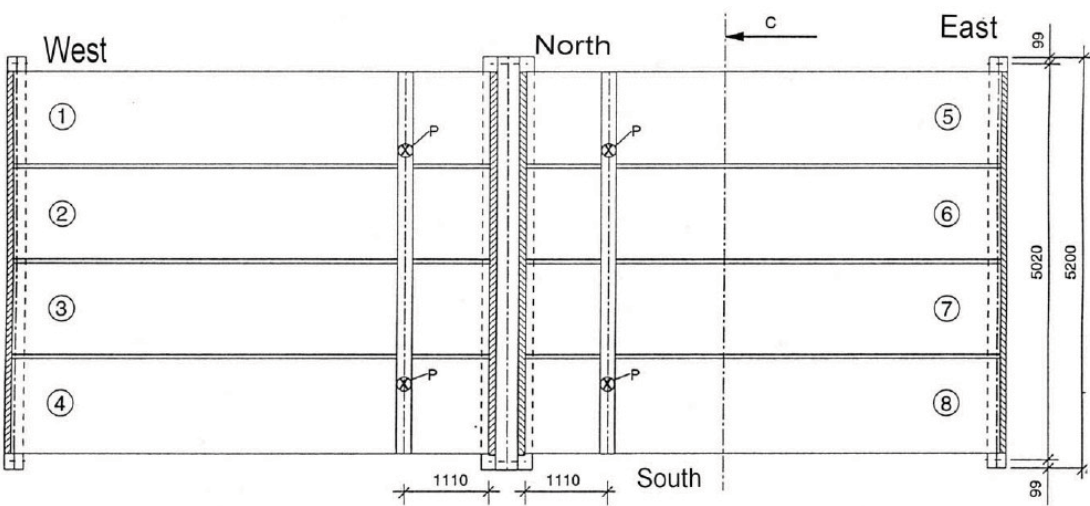
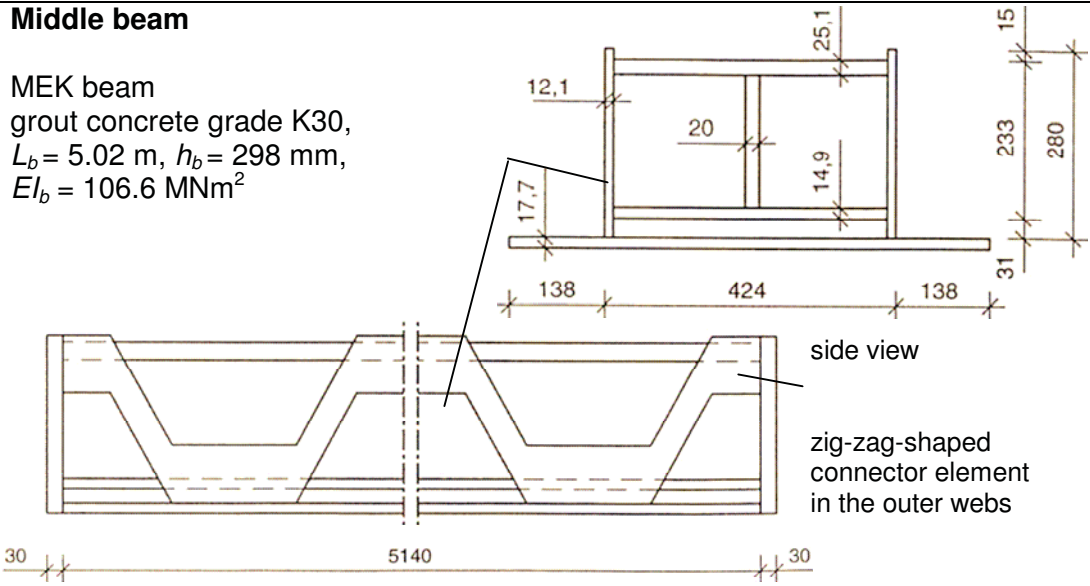
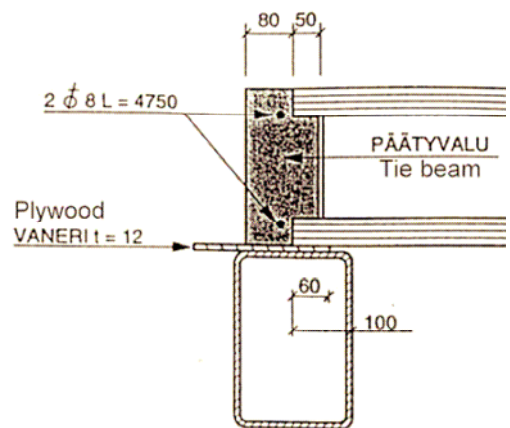
14

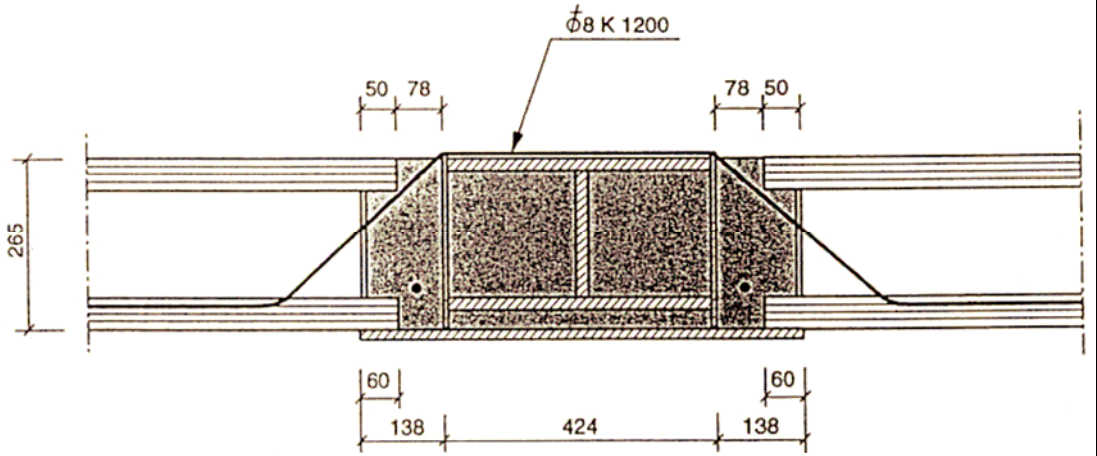
350

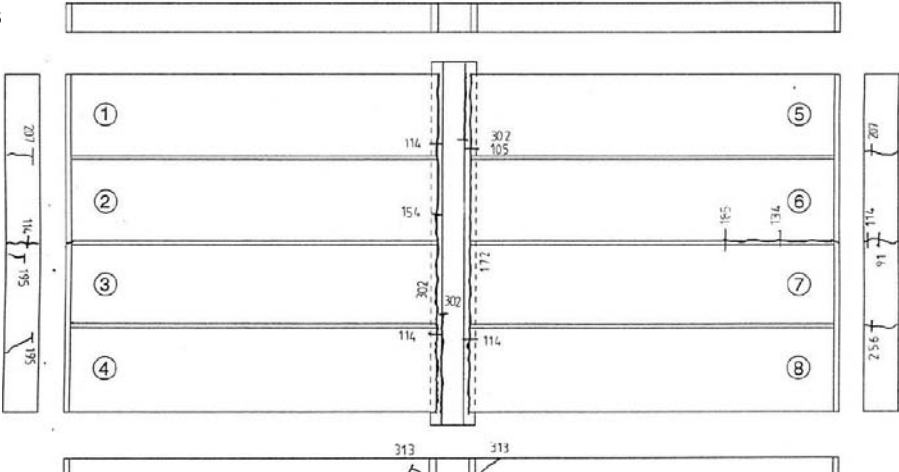
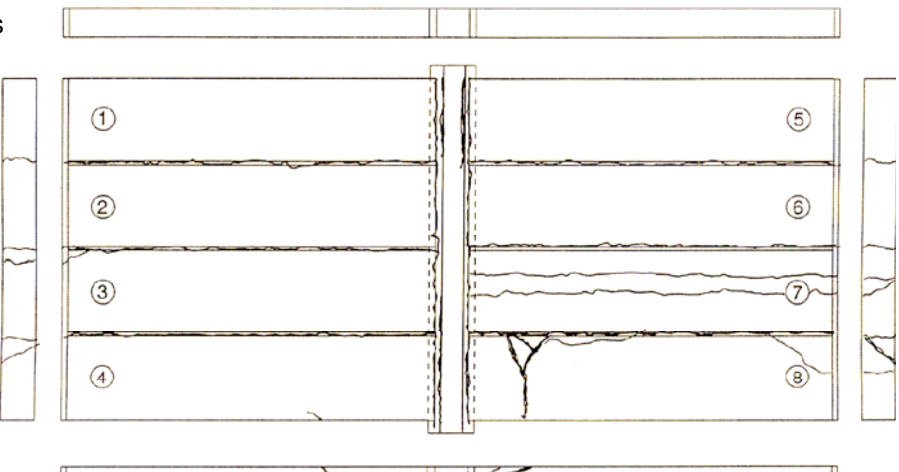
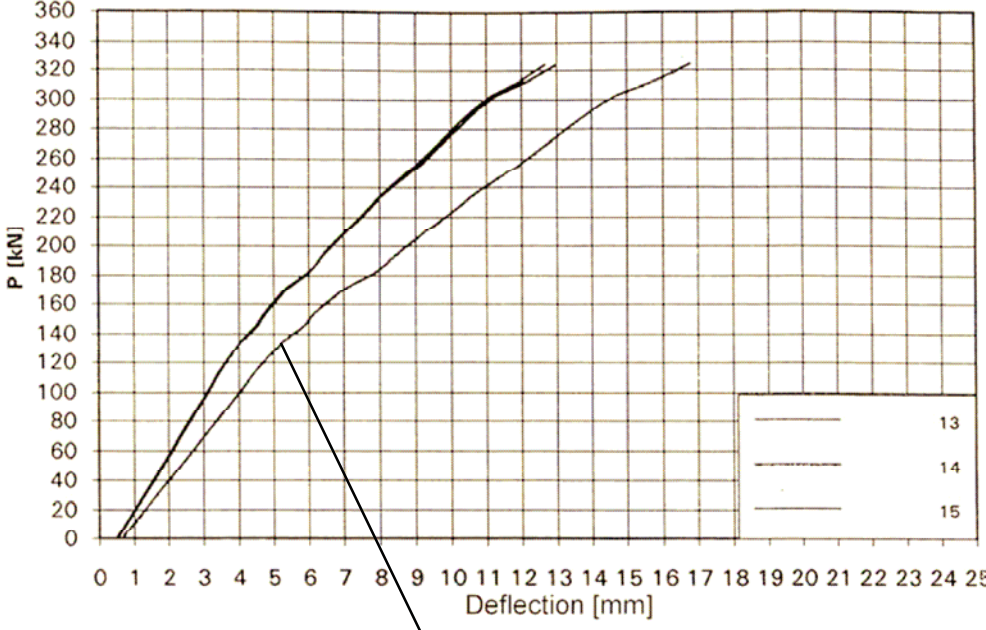
15

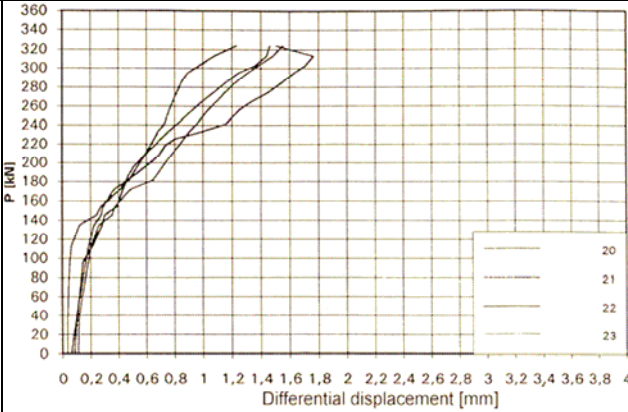
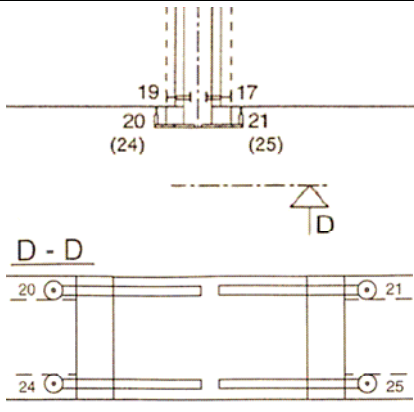
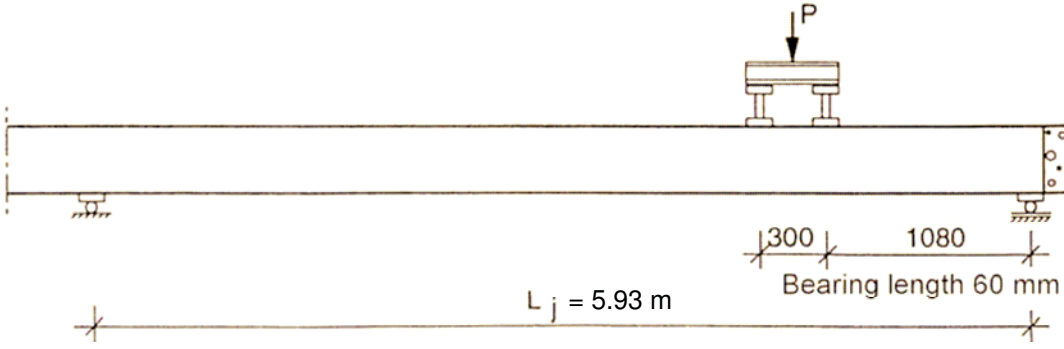
12,1123

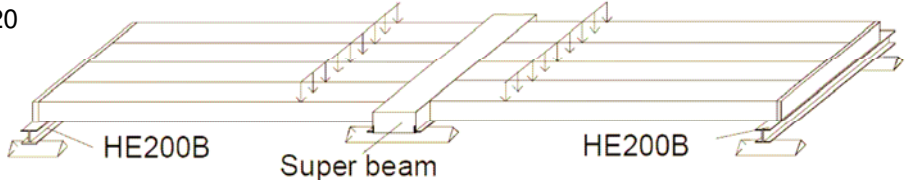
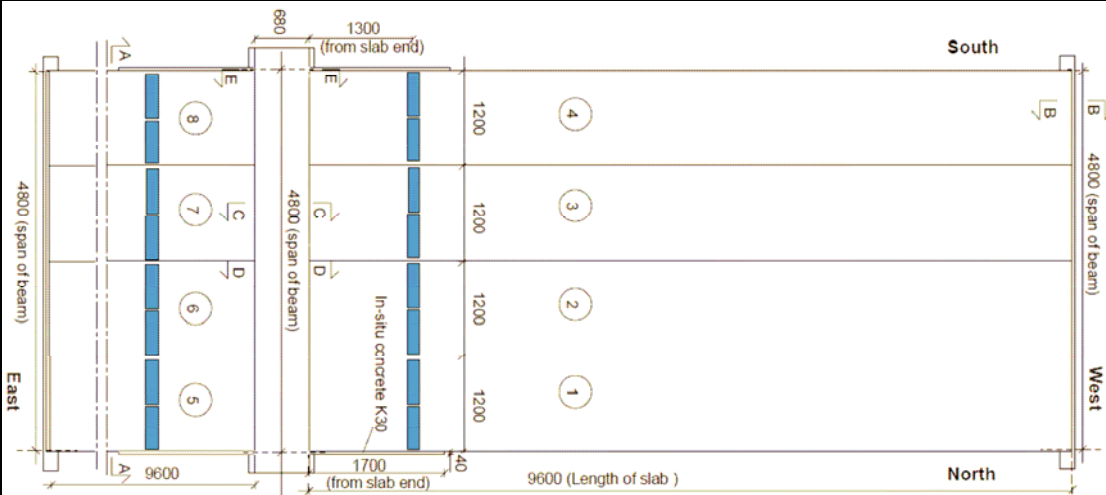
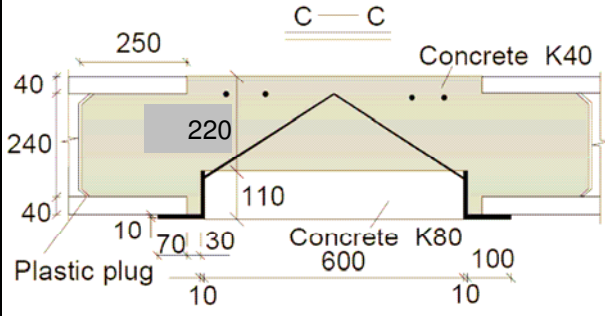
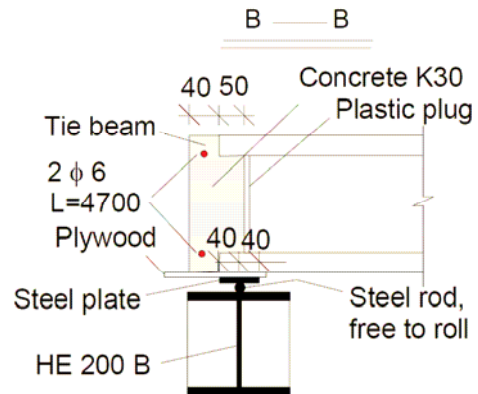
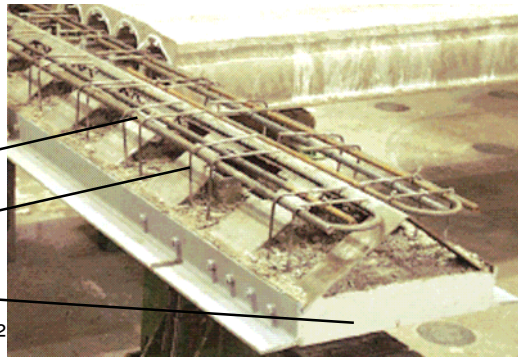
														
16	Results of reference tests	 Load cycles $n_{lc} = 2$, $v_{lc} \approx 160$ kN/m <table border="1"> <tr> <td>Ultimate shear load of slab</td> <td>slab + joint concrete</td> <td>25.1 kN/m</td> </tr> <tr> <td></td> <td>loading equipment</td> <td>0.2 kN/m</td> </tr> <tr> <td></td> <td><u>actuator forces</u></td> <td><u>415.8 kN/m</u></td> </tr> <tr> <td></td> <td>v_r</td> <td>441.1 kN/m</td> </tr> </table>	Ultimate shear load of slab	slab + joint concrete	25.1 kN/m		loading equipment	0.2 kN/m		<u>actuator forces</u>	<u>415.8 kN/m</u>		v_r	441.1 kN/m
Ultimate shear load of slab	slab + joint concrete	25.1 kN/m												
	loading equipment	0.2 kN/m												
	<u>actuator forces</u>	<u>415.8 kN/m</u>												
	v_r	441.1 kN/m												
17	v_R / v_r	$v_R / v_r = 305.8/441.1 = 69 \%$												
18	Discussion (by Pajari)	1. The net deflection of the middle beam due to the imposed actuator loads only (deflection minus settlement of supports) was 25.7 mm or $L/280$, i.e. rather small. It was 2.4 – 2.6 mm greater than that of the end beams. Hence, the torsional stresses due to the different deflection of the middle beam and end beams had a negligible effect on the failure of the slabs. 2. The shear resistance measured in the reference tests was of the same order as the observed values for similar slabs given in <i>Pajari, M. Resistance of prestressed hollow core slab against a web shear failure. VTT Research Notes 2292, Espoo 2005 (/Paj05a/)</i>. 3. The observed shear resistance in the floor test was 69% of that in reference tests. 4. The edge slabs slid 0.6 ... 1.4 mm along the beam before failure. This reduced the negative effects of the transverse actions in the slab and had a positive effect on the shear resistance. 5. The failure mode was web shear failure of edge slabs. The Delta beam seemed to recover completely after the failure.												

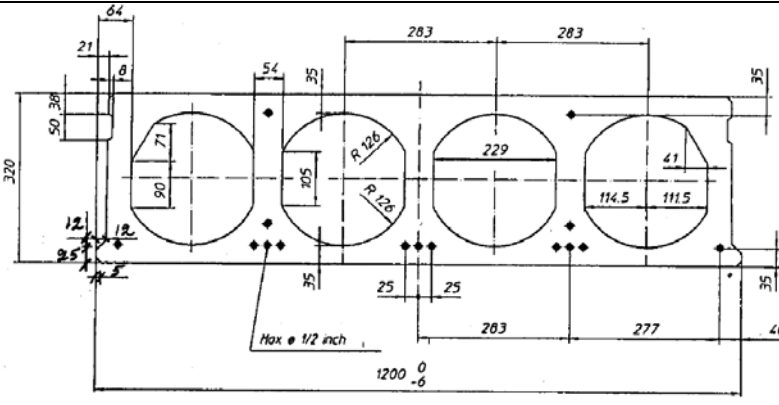
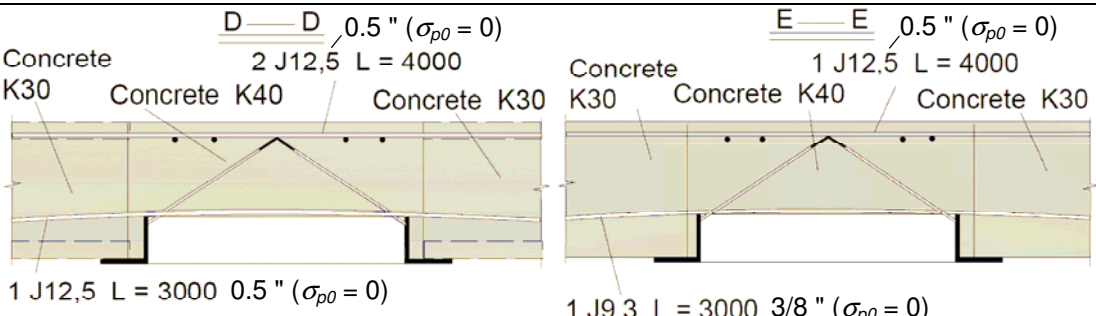
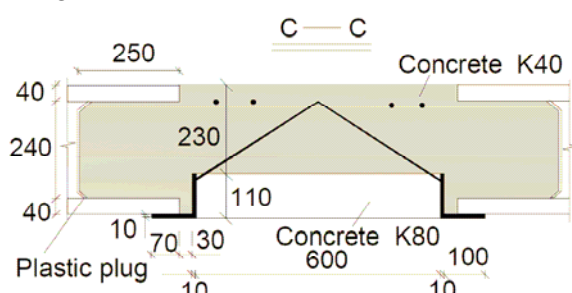
1	Test type	MEK265	
2	Test report	Date of Test 15.04.1994 Author Iso-Mustajärvi, Pertti Name Load test on MEK composite beam and hollow core floor, 253/94, Tampere University of Technology, Building Construction Availability Confidential, owner is Normek Oy	
3	Layout		
4	Beams	Middle beam MEK beam grout concrete grade K30, $L_b = 5.02$ m, $h_b = 298$ mm, $EI_b = 106.6$ MNm²  side view zig-zag-shaped connector element in the outer webs End beam RHS 200x300, $L_b = 5.02$ m, $h_b = 289$ mm 	

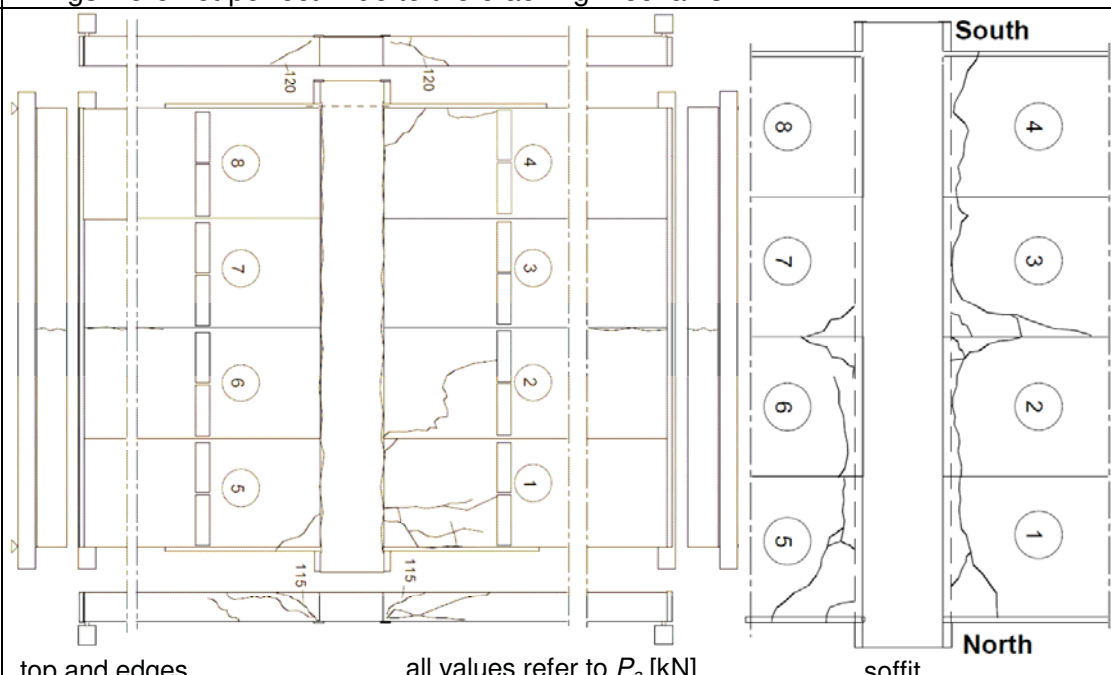
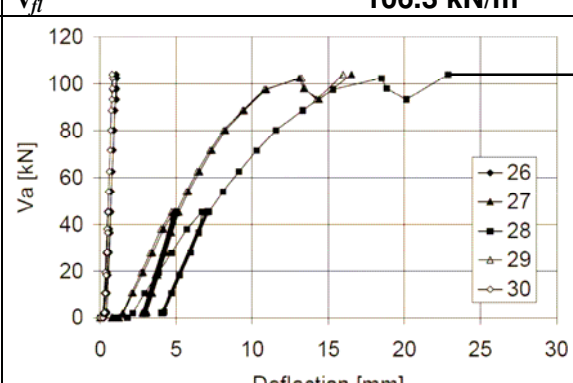
5	Slabs	Parma Oy 265 Nominal geometry $l_{sl} = 6.00$ m, $L_{sl} = 5.94$ m, $h_{sl} = 265$ mm, $A_{sl} = 1770$ cm²; $I_{y,sl} = 154800$ cm⁴, $S_{y,sl} = 7860$ cm³, $e_{sl,top} = 130$ mm, $b_{w,sl} = 234$ mm Measured geometry $b_{w,sl} = 220$ mm, $h_{sl,top} = 44$ mm Strands bottom: $n = 10$, 0.5", $A_p = 930$ mm², $\sigma_{p0} = 1100$ N/mm², $e_p = 228$ mm Concrete strength $f_{cm,cube} = 60.0$ N/mm² (3 drilling cores, $d = 50$ mm, $h/d = 1$) $f_{cm} = 49.5$ N/mm², $f_{ctm} = 3.9$ N/mm², $E_{cm} = 31800$ N/mm² (calculated from $f_{cm,cube}$)
6	Joint concrete	$E_{cm} = 24700$ N/mm ² , $f_{cm,cube} = 33.3$ N/mm ²
7	Reinforcing steel	
8	Support conditions	
9	Special parameters	-
10	Loading arrangement	line load at distance $a = 1.07$ m from the middle beam, one actuator (P_a) per 2 slabs, with slabs supposed to behave as simply supported beams: $v_q = A_{sl} \cdot 25 \cdot L_{sl} / 2$; $v_P = 0.5 P_a \cdot (L_{sl} - a) / L_{sl} \cdot 1/1.2$; $v = v_q + v_P$ [kN/m]
11	Load cycles	$n_{lc} = 5$, $v_{lc} \approx 52$ kN/m ($P_a = 115$ kN)
12	Important test observations (by Pajari)	Stage I: At $v \approx 44$ kN/m ($P_a = 91$ kN), the first vertical cracks were observed in the tie beams at the ends of the floor. At $v \approx 52$ kN/m ($P_a = 114$ kN) the joint concrete cracked along the slab ends next to the MEK beam until 1,2 m from the edges of the floor. Stage II: At $v \approx 72$ kN/m ($P_a = 172$ kN) the crack on the East side of MEK beam extended over the whole length of the beam. On the West side the same was true at $v \approx 116$ kN/m ($P_a = 302$ kN). At $v \approx 116$ kN/m ($P_a = 302$ kN) cracks also appeared between the joint concrete and the edges of MEK beam. These cracks were at the end of the beam and 1,2 m long. At $v \approx 120$ kN/m ($P_a = 313$ kN) an inclined crack was observed at the end of slabs 4 and 8 close to the MEK beam. At $v_{fl} = 123.5$ kN/m ($P_a = 324$ kN) a new inclined crack appeared in slab 8. This crack was on the East side of the previous inclined crack and resulted in shear failure of the floor.

13	Crack patterns	top and edges before failure (values refer to P_a)  top and edges after failure  (crack pattern of the soffit not available)
14	Ultimate shear load of slab	slab + joint concrete + loading equipment 13.7 kN/m actuator forces 109.8 kN/m V_{fl} 123.5 kN/m
15	Measured displacements	 net deflection of middle beam: $u_{b,net} = 16.7 \text{ mm } (L_b / 301)$

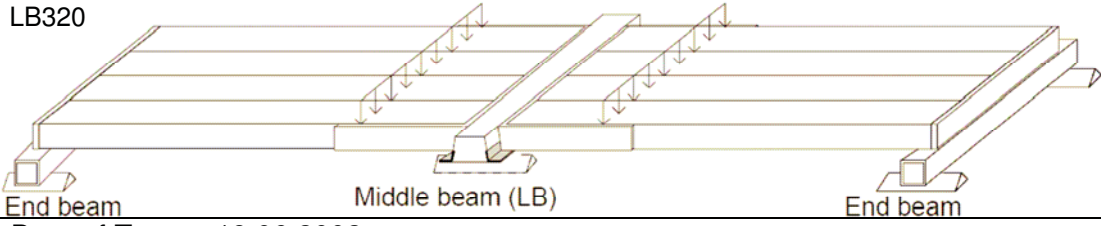
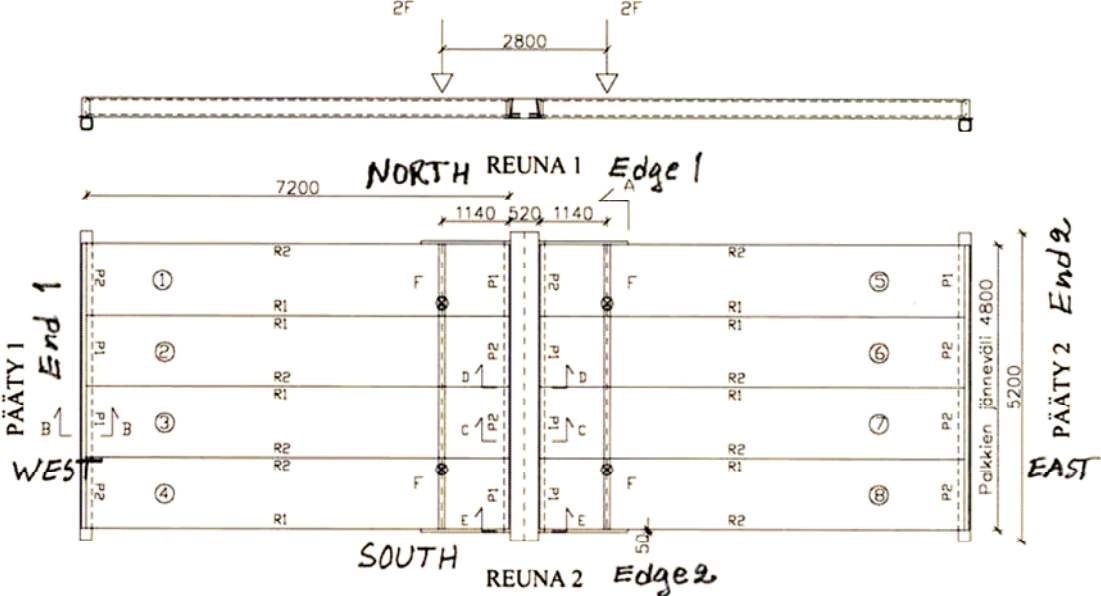
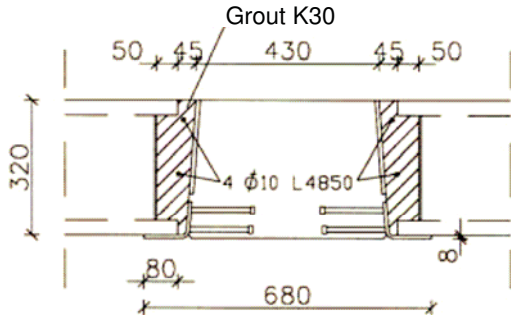
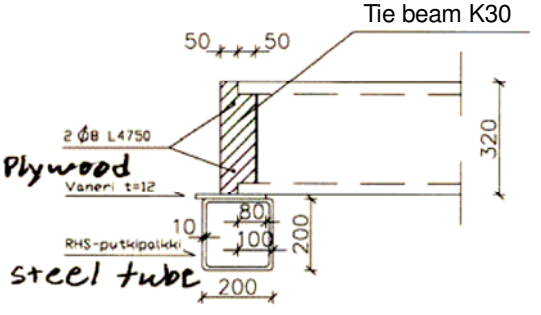
		 								
16	Results of reference tests	 Load cycles $n_{lc} = 5$, $v_{lc} \approx 50$ kN/m Ultimate shear load of slab <table><tr><td>slab + joint concrete</td><td>13.7 kN/m</td></tr><tr><td>loading equipment</td><td></td></tr><tr><td>+actuator forces</td><td>172.3 kN/m</td></tr><tr><td>v_r</td><td>186.0 kN/m</td></tr></table>	slab + joint concrete	13.7 kN/m	loading equipment		+actuator forces	172.3 kN/m	v_r	186.0 kN/m
slab + joint concrete	13.7 kN/m									
loading equipment										
+actuator forces	172.3 kN/m									
v_r	186.0 kN/m									
17	v_{fl} / v_r	$v_{fl} / v_r = 123.5/186.0 = 66 \%$								
18	Discussion (by Pajari)	1. The deflection of the middle beam due to the imposed actuator loads only (deflection minus settlement of supports) was 16.7 mm or $L/301$. 2. The shear resistance measured in the reference tests was of the same order as the observed values for similar slabs given in <i>Pajari, M. Resistance of prestressed hollow core slab against a web shear failure. VTT Research Notes 2292, Espoo 2005 (/Paj05a/)</i>. 3. At failure load, the maximum difference in the mid-point deflection of the beams was 4.2 mm. Hence, the torsional stresses due to the different deflection of the middle beam and end beams had a minor effect on the failure of the slabs. 4. The failure mode was web shear failure of edge slab 8. The measured strains in the MEK beam show that the beam could not yield in longitudinal bending.								

1	Test type	SUP320	
2	Test report	Date of Test 17.01.2002 Author Pajari, M. Name Load test on hollow core floor RTE868/02, 03.04.2002 Availability Confidential, owner is Betset Oy	
3	Layout		
4	Beams	Middle beam  Concrete K40 Concrete K80 Plastic plug 220 250 40 240 40 10 70 30 600 100 10 110 Super beam $L_b = 4.8 \text{ m}$, $h_b = 330 \text{ mm}$, $EI_b = 71.8 \text{ MNm}^2$ (including topping), $E_{cm} = 38200 \text{ N/mm}^2$, $f_{cm,cube} = 88.0 \text{ N/mm}^2$ (prefabricated lower part) $E_{cm} = 24700 \text{ N/mm}^2$, $f_{cm,cube} = 33.3 \text{ N/mm}^2$ (in-situ topping) $f_{yk, rebar} = 500 \text{ N/mm}^2$, $f_{yk, beam} = 355 \text{ N/mm}^2$ 4 $\varnothing 20 \text{ mm}$ stirrups 2 $\varnothing 8/40$ 24 strands $\varnothing 12.9 \text{ mm}$ ($\approx 0.5''$) $A_p = 2400 \text{ mm}^2$, $\sigma_{p0} = 1380 \text{ N/mm}^2$ End beam  Concrete K30 Plastic plug Tie beam 2 $\phi 6$ $L=4700$ Plywood Steel plate HE 200 B Steel rod, free to roll HE 200B $L_b = 4.8 \text{ m}$, $h_b = 200 \text{ mm}$, 	

5	Slabs	Parma Oy 320 Nominal geometry $l_{sl} = 9.60 \text{ m}$, $L_{sl} = 9.53 \text{ m}$, $h_{sl} = 320 \text{ mm}$, $A_{sl} = 1890 \text{ cm}^2$, $I_{y,sl} = 249600 \text{ cm}^4$, $S_{y,sl} = 10110 \text{ cm}^3$, $e_{sl,top} = 158 \text{ mm}$, $b_{w,sl} = 246 \text{ mm}$ Measured geometry $b_{w,sl} = 256 \text{ mm}$, $h_{sl,top} = 42 \text{ mm}$ Strands top: $n = 2, 0.5"$, $A_p = 186 \text{ mm}^2$, $\sigma_{p0} = 900 \text{ N/mm}^2$, $e_p = 21 \text{ mm}$ bottom: $n = 13, 0.5"$, $A_p = 1209 \text{ mm}^2$, $\sigma_{p0} = 1000 \text{ N/mm}^2$, $e_p = 270 \text{ mm}$ Concrete strength $f_{cm,cube} = 62.1 \text{ N/mm}^2$ (6 drilling cores, $d = 50 \text{ mm}$, $h/d = 1$) $f_{cm} = 51.2 \text{ N/mm}^2$, $f_{ctm} = 3.8 \text{ N/mm}^2$, $E_{cm} = 32300 \text{ N/mm}^2$ (calculated from $f_{cm,cube}$)
6	Joint concrete	$E_{cm} = 24700 \text{ N/mm}^2$, $f_{cm,cube} = 33.3 \text{ N/mm}^2$
7	Reinforcing steel	
8	Support conditions	
9	Special parameters	filling of hollow cores with in-situ concrete to a depth of 250 mm 
10	Loading arrangement	line load at distance $a = 1.27 \text{ m}$ from the middle beam, one actuator (P_a) per slab, with slabs supposed to behave as simply supported beams: $v_q = A_{sl} \cdot 25 \cdot L_{sl} / 2$; $v_p = P_a \cdot (L_{sl} - a) / L_{sl} \cdot 1 / 1.2$; $v = v_q + v_p \text{ [kN/m]}$
11	Load cycles	$n_{lc} = 5$, $v_{lc} \approx 61 \text{ kN/m}$ ($P_a = 50 \text{ kN}$, performed within 100 min)

12	Important test observations (by Pajari)	<u>Stage I:</u> Some longitudinal cracks along the strands were discovered in the soffit of the slabs. Their width was of the order of 0.08 ... 0.10 mm. They were obviously caused by the release of the prestressing force. <u>Stage II:</u> Along slabs 1 – 4 at $v \approx 47$ kN/m ($P_a = 30$ kN) and along slabs 5 – 8 at $v \approx 61$ kN/m ($P_a = 50$ kN). The tie beams at the ends of the floor specimen failed between slabs 2 and 3 at $v \approx 47$ kN/m ($P_a = 30$ kN) and between slabs 6 and 7 at $v \approx 61$ kN/m ($P_a = 50$ kN). $v \approx 61$ kN/m ($P_a = 50$ kN) corresponds to the expected service load when the shear resistance of the slabs was assumed to be critical in the design. At the end of Stage II, some cracks in the soffit had increased in length and their maximum width was of the order of 0.10 – 0.12 mm. <u>Stage III:</u> At $v \approx 108$ kN/m ($P_a = 115$ kN) an inclined crack was observed outside slab 1 at northern support of middle beam and soon after that a similar crack appeared outside slab 5. At $v_{fl} = 106.3$ kN/m ($P_a = 120$ kN), similar cracks appeared outside slabs 4 and 8. The next aimed load step $v \approx 113$ kN/m ($P_a = 122$ kN) could not be achieved because new inclined cracks appeared below the previous ones in slabs 1 and 5. Consequently, slab 1, followed by slabs 4 and 5 failed in shear. <u>After failure:</u> When demolishing the test specimen it was observed that all core fillings were not perfect. Due to the cracking mechanism.								
13	Crack patterns after failure	 top and edges all values refer to P_a [kN] soffit South North								
14	Ultimate shear load of slab	<table><tr><td>slab + joint concrete</td><td>18.3 kN/m</td></tr><tr><td>loading equipment</td><td>2.5 kN/m</td></tr><tr><td><u>actuator forces</u></td><td><u>85.5 kN/m</u></td></tr><tr><td>v_{fl}</td><td>106.3 kN/m</td></tr></table>	slab + joint concrete	18.3 kN/m	loading equipment	2.5 kN/m	<u>actuator forces</u>	<u>85.5 kN/m</u>	v_{fl}	106.3 kN/m
slab + joint concrete	18.3 kN/m									
loading equipment	2.5 kN/m									
<u>actuator forces</u>	<u>85.5 kN/m</u>									
v_{fl}	106.3 kN/m									
15	Measured displacements	 net deflection of middle beam: $u_{b,net} = 17.5$ mm ($L_b / 274$)								

15	Measured displacements	Two graphs showing measured displacements (Differential displacement [mm]) vs. load (V_p [kN]). Top graph: 46 Slab 1, 47 Slab 1, 48 Slab 5, 49 Slab 5. Bottom graph: 50 Slab 4, 51 Slab 4, 52 Slab 8, 53 Slab 8. Schematic diagram of the test setup showing the slab, beam, and various transducers (46-49) and supports.								
16	Results of reference tests	Load cycles $n_{lc} = 5$, $v_{lc} \approx 70$ kN/m Ultimate shear load of slab <table><tr><td>slab + joint concrete</td><td>16.8 kN/m</td></tr><tr><td>loading equipment</td><td>0.5 kN/m</td></tr><tr><td>actuator forces</td><td>185.1 kN/m</td></tr><tr><td>v_r</td><td>202.3 kN/m</td></tr></table>	slab + joint concrete	16.8 kN/m	loading equipment	0.5 kN/m	actuator forces	185.1 kN/m	v_r	202.3 kN/m
slab + joint concrete	16.8 kN/m									
loading equipment	0.5 kN/m									
actuator forces	185.1 kN/m									
v_r	202.3 kN/m									
17	v_{fl} / v_r	$v_{fl} / v_r = 106.3/202.3 = 53 \%$								
18	Discussion (by Pajari)	1. The net deflection of the middle beam due to the removed temporary supports and imposed actuator loads (deflection minus settlement of supports) was 17.5 mm or $L/274$, i.e. rather small. It was 3.1 – 3.3 mm greater than that of the end beams. 2. The net deflection of the middle beam due to the imposed actuator loads only (deflection minus settlement of supports) was 15.9 mm or $L/300$. 3. The shear resistance measured in the reference tests was 10% lower than the mean of the observed values for similar slabs given in <i>Pajari, M. Resistance of prestressed hollow core slab against a web shear failure. VTT Research Notes 2292, Espoo 2005 (/Paj05a/)</i>. 4. The maximum difference in the net mid-point deflection was less than 3,3 mm. Hence, the torsional stresses due to the different deflection of the middle beam and end beams had a negligible effect on the failure of the slabs. 5. The bond between the cast-in-situ concrete and the edges of the hollow cores was weak. 6. The edge slabs slid 0.13 ... 0.23 mm along the beam before failure. This reduced the negative effects of the transverse actions in the slab and had a positive effect on the shear resistance. 7. The transverse shear deformation of the edge slabs was considerable. 8. The failure mode was web shear failure of edge slabs. The Super beam seemed to recover completely after the failure. Otherwise the Delta beam seemed to recover completely after the failure.								

1	Test type	LB320	
2	Test report	Date of Test 19.06.2002 Author Suonio, M., Taskinen, A. Name Test on hollow core floor with LUJABEAM (LB), 28.08.2002 Availability Confidential, owner is Lujabetoni Oy	
3	Layout		
4	Beams	Middle beam (section C-C)  Grout K30 50 45 430 45 50 320 80 680 4 Ø10 L4850	End beam (section B-B)  Tie beam K30 50 50 320 80 100 200 2 Ø8 L4750 Plywood Vaneri t=12 RHS-puikkipolki steel tube

LB beam

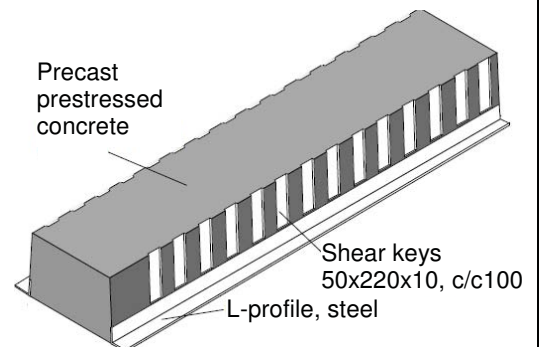
 $L_b = 4.8 \text{ m}$, $h_b = 328 \text{ mm}$, $EI_b = 68.2 \text{ MNm}^2$, $E_{cm} = 38700 \text{ N/mm}^2$, $f_{cm, cube} = 90.1 \text{ N/mm}^2$ 4 Ø 25 mm, $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$ $(z_s = 38 \text{ mm from top fibre})$ 20 strands Ø 12.9 mm ($\approx 0.5''$), $A_p = 2000 \text{ mm}^2$, $\sigma_{p0} = 1250 \text{ N/mm}^2$ $(z_p \approx 40 \text{ mm from bottom fibre})$

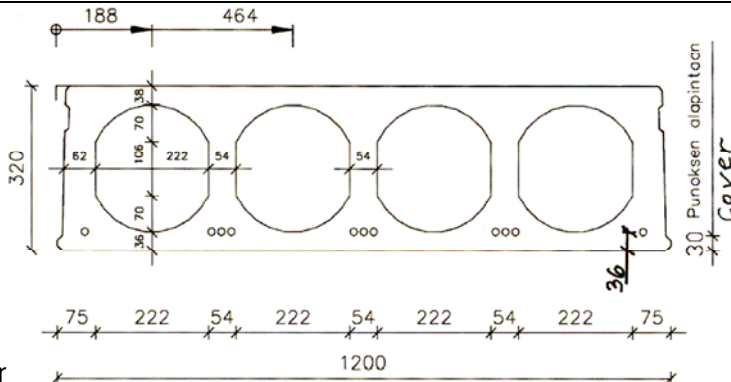
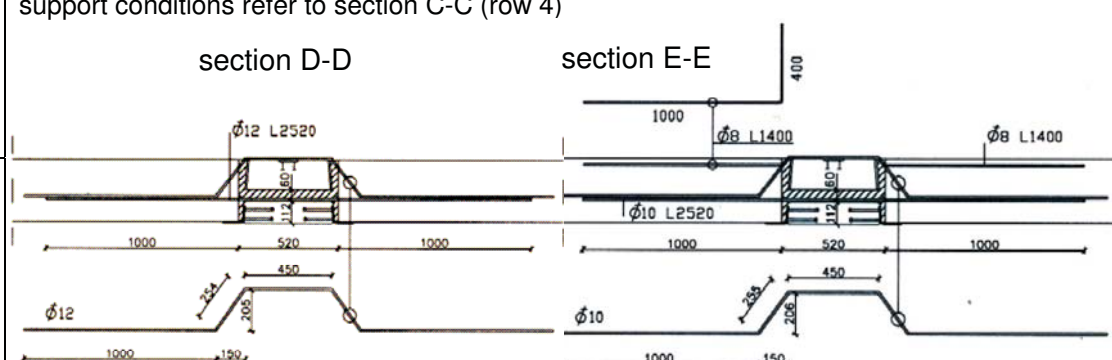
stirrups Ø 10/15 in the middle,

four-leg stirrups 2 Ø10/7,5 at the ends

 $(l_a = 1200 \text{ mm})$

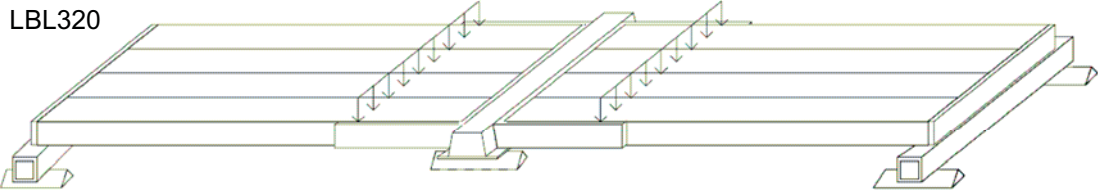
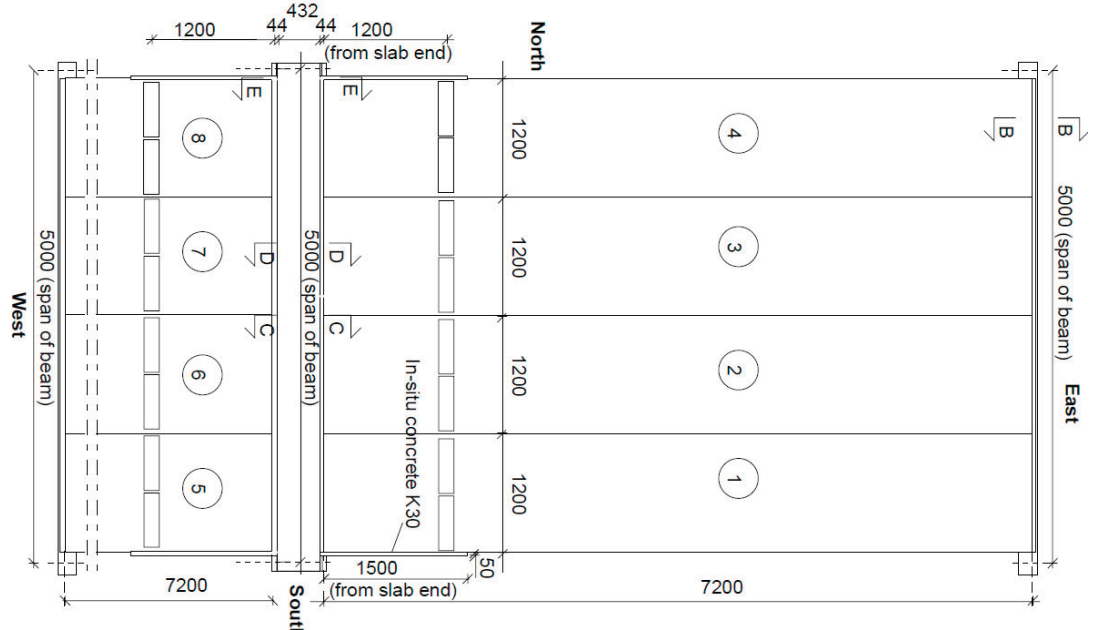
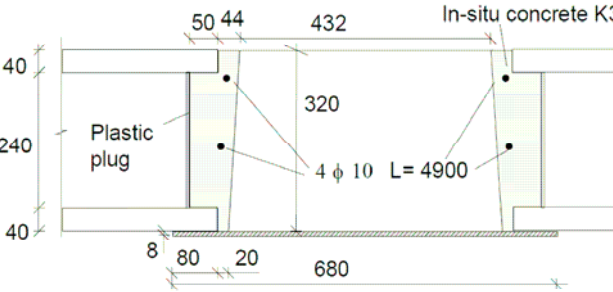
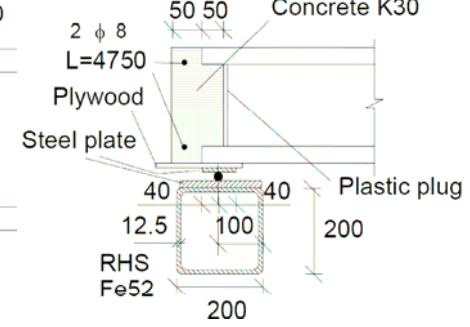
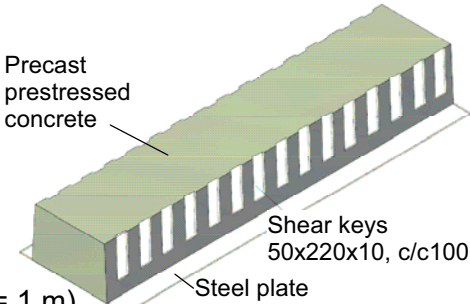
RHS 200x200

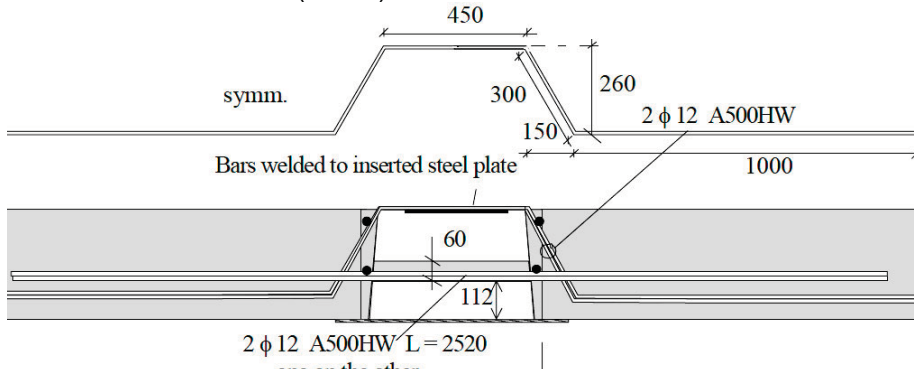
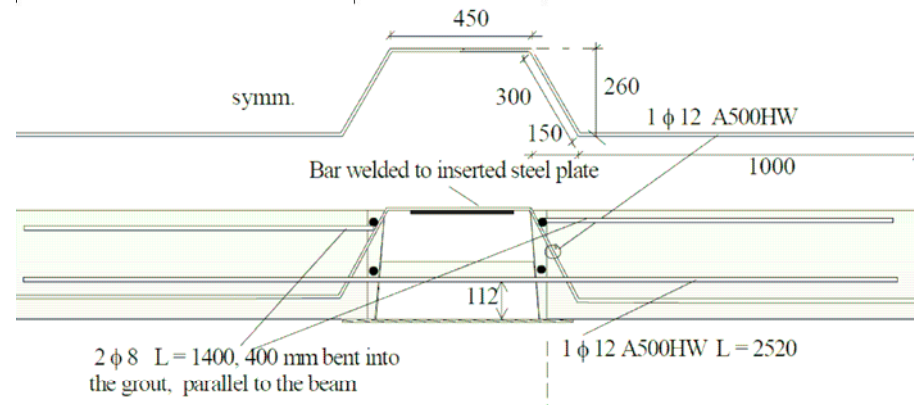
 $L_b = 4.8 \text{ m}$, $h_b = 200 \text{ mm}$ Precast
prestressed
concrete

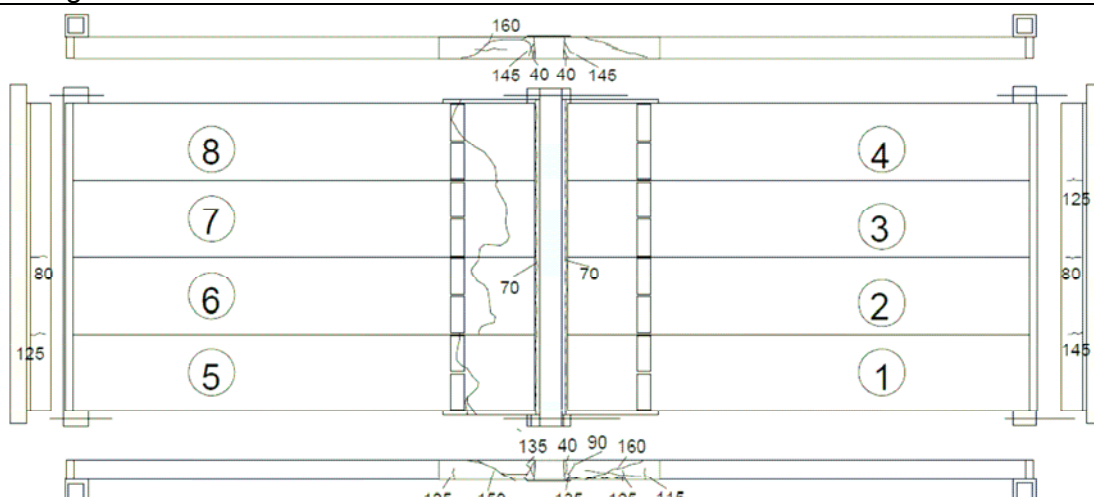
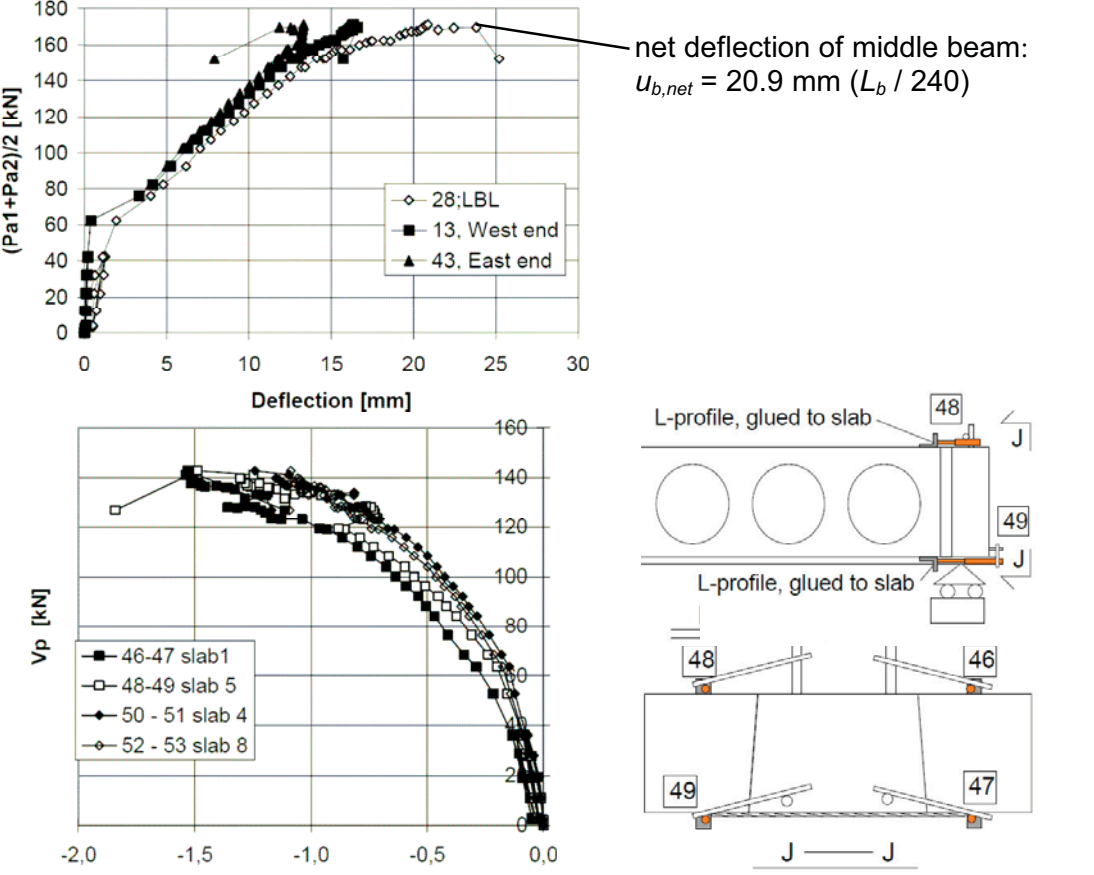
5	Slabs	Parma Oy 320 Nominal geometry $l_{sl} = 7.20$ m, $L_{sl} = 7.12$ m, $h_{sl} = 320$ mm, $A_{sl} = 1900$ cm², $I_{y,sl} = 247400$ cm⁴, $S_{y,sl} = 10060$ cm³, $e_{sl,top} = 161$ mm, $b_{w,sl} = 286$ mm Measured geometry $b_{w,sl} = 312$ mm, $h_{sl,top} = 59$ mm Strands bottom: $n = 11$, 0.5", $A_p = 1023$ mm², $\sigma_{p0} = 1100$ N/mm², $e_p = 281$ mm Concrete strength $f_{cm,cube} = 65.7$ N/mm² (6 drilling cores, $d = 50$ mm, $h/d = 1$) $f_{cm} = 54.1$ N/mm², $f_{ctm} = 3.8$ N/mm², $E_{cm} = 33200$ N/mm² (calculated from $f_{cm,cube}$)
6	Joint concrete	$E_{cm} = 25600$ N/mm ² , $f_{cm,cube} = 36.2$ N/mm ²
7	Reinforcing steel	support conditions refer to section C-C (row 4) 
8	Support conditions	
9	Special parameters	On top of the end beams shims were placed to simulate the camber of the middle beam in such a way that when the hollow core slabs were installed, all corners of the end beams touched the supporting beams. All cast-in-situ concrete (K30, max aggregate size 8 mm) was taken from the same batch. The date of casting was 4.6.2002. The ledges of the LB beam were flame-cut along the outer edges of the outermost hollow core slabs and holes for the tension bars were drilled through the hollow cores.
10	Loading arrangement	line load at distance $a = 1.10$ m from the middle beam, one actuator (P_a) per 2 slabs, with slabs supposed to behave as simply supported beams: $v_g = A_{sl} \cdot 25 \cdot L_{sl} / 2; \quad v_P = 0.5 P_a \cdot (L_{sl} - a) / L_{sl} \cdot 1/1.2; \quad v = v_g + v_P \text{ [kN/m]}$
11	Load cycles	$n_{lc} = 3$, $v_{lc} \approx 59$ kN/m ($P_a = 120$ kN)
12	Important test observations (by Pajari)	Stage I: At $v \approx 43$ kN/m ($P_a = 75$ kN) the joint concrete between the middle beam and the slab units started to crack along the slab ends, and at $v \approx 45$ kN/m ($P_a = 80$ kN) there was a continuous crack in the joint concrete on both sides of the beam along the whole length of the beam. At $v \approx 52$ kN/m ($P_a = 100$ kN) the cast-in-situ concrete cracked along the outer edge of slabs 1 and 5 and along the edge of slab 8. At $v \approx 59$ kN/m ($P_a = 120$ kN) first vertical cracks were observed in the tie beams above the end beams of the test specimens. Stage II: At $v \approx 66$ kN/m ($P_a = 140$ kN) the cast-in-situ concrete cracked along the outer edge of slab 8. At $v \approx 101$ kN/m ($P_a = 240$ kN) the joint concrete cracked along the edges of the middle beam in the mid-span of the beam. At $v \approx 109$ kN/m ($P_a = 260$ kN) a longitudinal crack was observed in slab 4. At $v_{fl} = 124.3$ kN/m ($P_a = 283.4$ kN) a web shear failure took place in slab 8. After failure: LB beam seemed intact after demolishing the slabs.

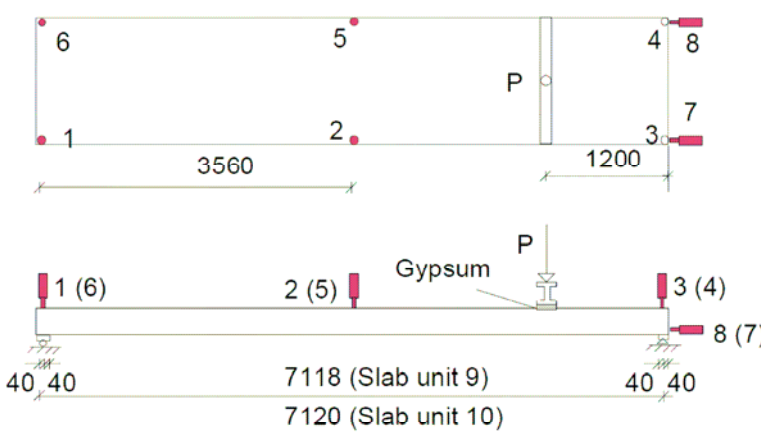
13	Crack patterns after failure	top and edges all values refer to P_a [kN] soffit								
14	Ultimate shear load of slab	<table><tr><td>slab + joint concrete</td><td>16.4 kN/m</td></tr><tr><td>loading equipment</td><td>2.3 kN/m</td></tr><tr><td>actuator forces</td><td>105.6 kN/m</td></tr><tr><td>v_{II}</td><td>124.3 kN/m</td></tr></table>	slab + joint concrete	16.4 kN/m	loading equipment	2.3 kN/m	actuator forces	105.6 kN/m	v_{II}	124.3 kN/m
slab + joint concrete	16.4 kN/m									
loading equipment	2.3 kN/m									
actuator forces	105.6 kN/m									
v_{II}	124.3 kN/m									
15	Measured displacements	Actuator force net deflection of middle beam: $u_{b,net} = 21.3 \text{ mm } (L_b / 225)$ Differential displacement								

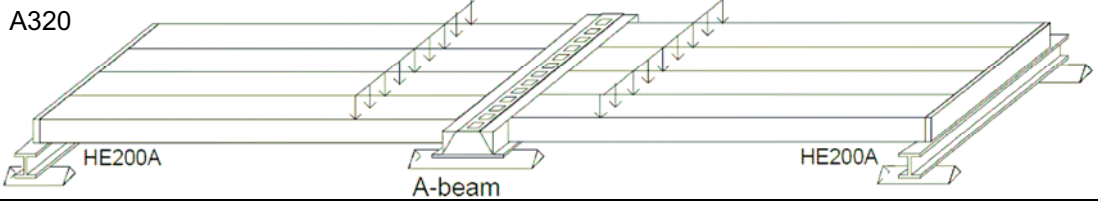
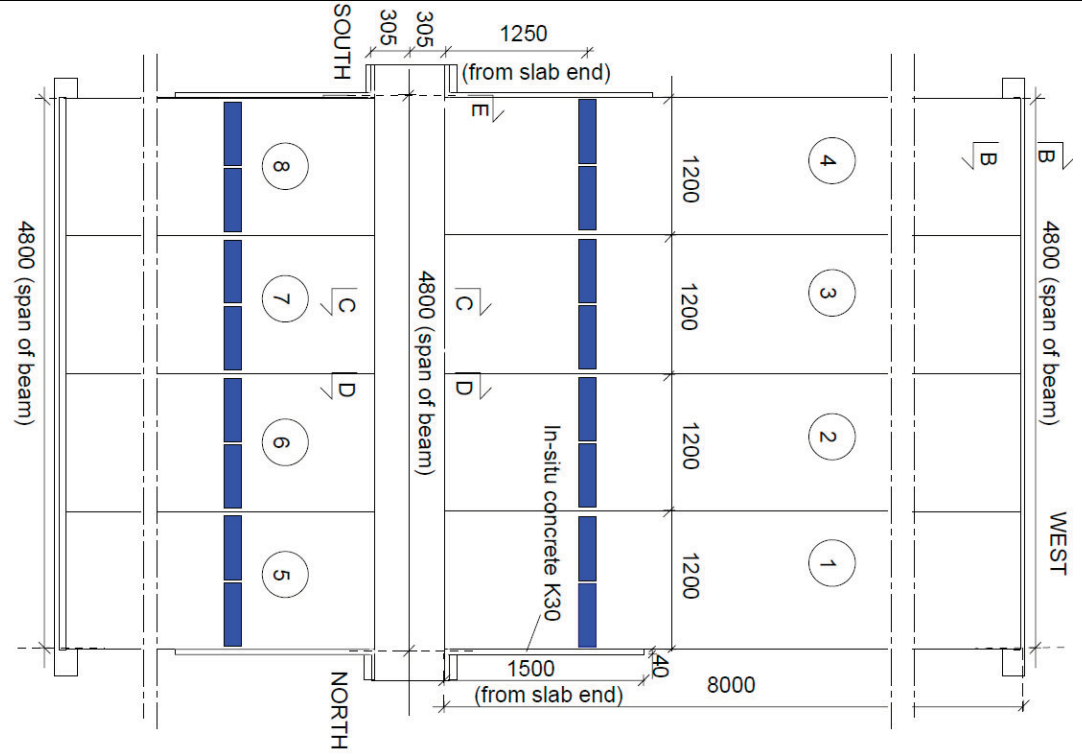
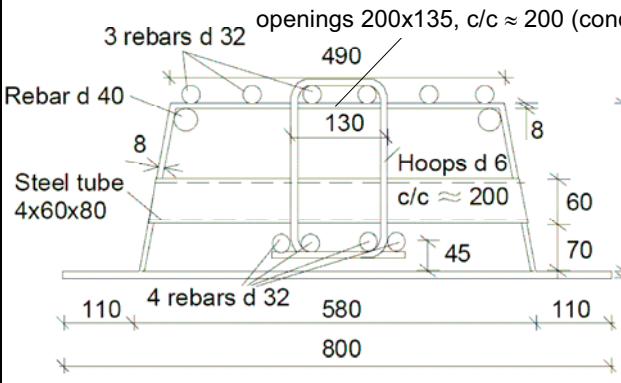
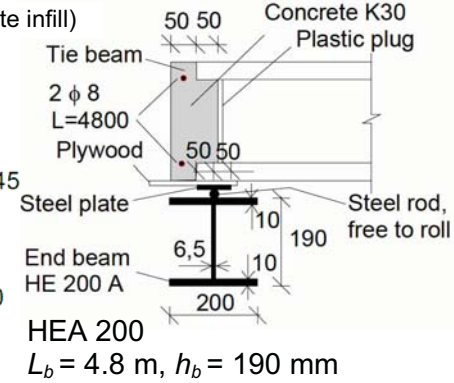
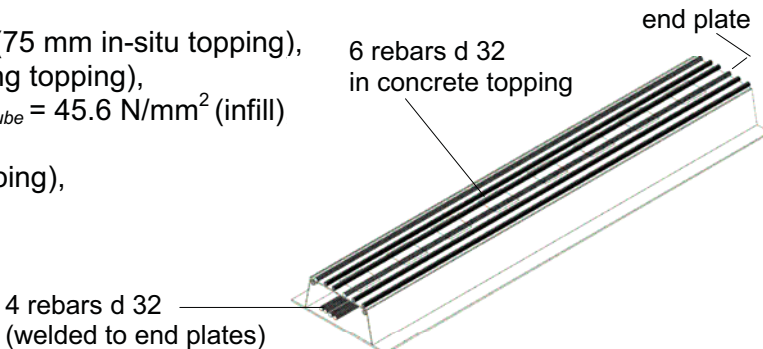
16	Results of reference tests	LEIKKAUSKOE KUORMITUSJÄRJESTELY $L = 7.12 \text{ m}$ Bearing length $\approx 80 \text{ mm}$ Load cycles $n_{lc} = 3, v_{lc} \approx 70 \text{ kN/m}$ <table><tr><td>Ultimate shear load of slab</td><td>slab + joint concrete</td><td>17.4 kN/m</td></tr><tr><td></td><td>loading equipment +</td><td></td></tr><tr><td></td><td>actuator forces</td><td>243.7 kN/m</td></tr><tr><td></td><td>v_r</td><td>261.1 kN/m</td></tr></table>	Ultimate shear load of slab	slab + joint concrete	17.4 kN/m		loading equipment +			actuator forces	243.7 kN/m		v_r	261.1 kN/m
Ultimate shear load of slab	slab + joint concrete	17.4 kN/m												
	loading equipment +													
	actuator forces	243.7 kN/m												
	v_r	261.1 kN/m												
17	v_{fl} / v_r	$v_{fl} / v_r = 124.3/261.1 = 48 \%$												
18	Discussion (by Pajari)	1. The net deflection of the middle beam due to the imposed actuator loads only (deflection minus settlement of supports) was 21.3 mm or $L/225$. 2. The shear resistance measured in the reference test was a bit higher than the mean of the observed values for similar slabs given in <i>Pajari, M. Resistance of prestressed hollow core slab against a web shear failure. VTT Research Notes 2292, Espoo 2005 (/Paj05a/)</i>. This may be attributable to the cast-in-situ concrete at the sheared end in the reference test. 3. The maximum difference in the net mid-point deflection of the beams was of the order of 5 -6 mm. An estimated value is given because the settlement of the supports of the end beams was not measured. Hence, the torsional stresses due to the different deflection of the middle beam and end beams had a negligible effect on the failure of the slabs. 4. The failure mode was web shear failure of edge slabs close to the supports of the middle beam (LB beam). The LB beam seemed to recover completely after the failure.												

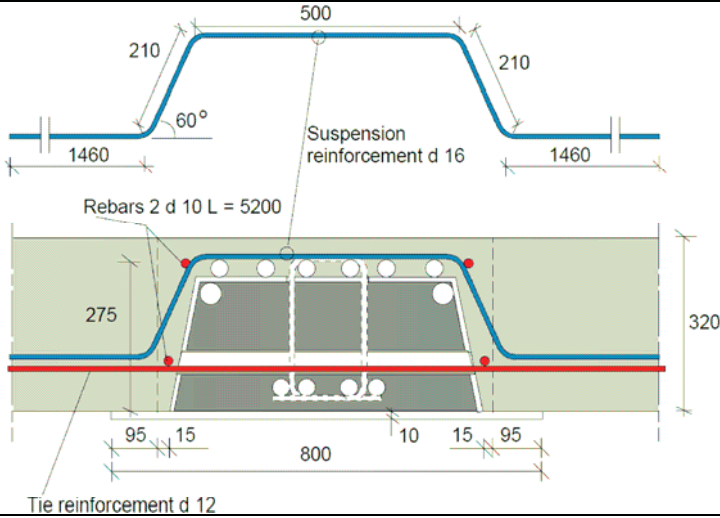
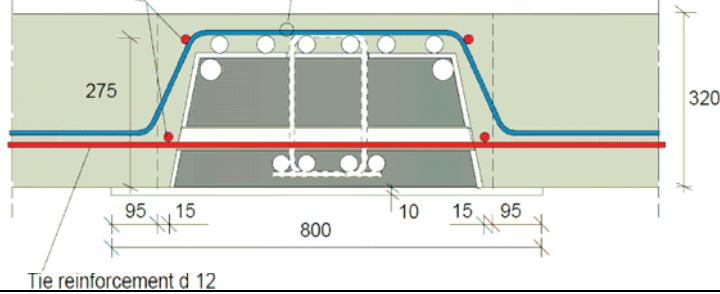
1	Test type	LBL320	
2	Test report	Date of Test 25.03.1998 Author Pajari, M. Name Load test on hollow core slab floor, RTE30146/98, 03.08.1998 Availability Confidential, owner is Lujabetoni Oy	
3	Layout		
4	Beams	Middle beam (section D-D)  LBL beam $L_b = 5.0$ m, $h_b = 328$ mm, $EI_b = 75.9$ MNm², $f_{cm, cube} = 84.8$ N/mm² 4 Ø 25 mm, $f_{yk} = 500$ N/mm² ($z_s = 38$ mm from top fibre), 12 strands Ø 12.9 mm (≈ 0.5"), St 1630/1860, $A_p = 1200$ mm², $\sigma_{p0} = 1350$ N/mm² ($z_p \approx 40$ mm from bottom fibre), 2 lattice girders with Ø12/10 (continuous), 2 additional girders with Ø10/10 at the ends ($l_a = 1$ m) End beam (section B-B)  RHS 200x200 mm, S355 $L_b = 5.0$ m, $h_b = 200$ mm,  Precast prestressed concrete Shear keys 50x220x10, c/c100 Steel plate	

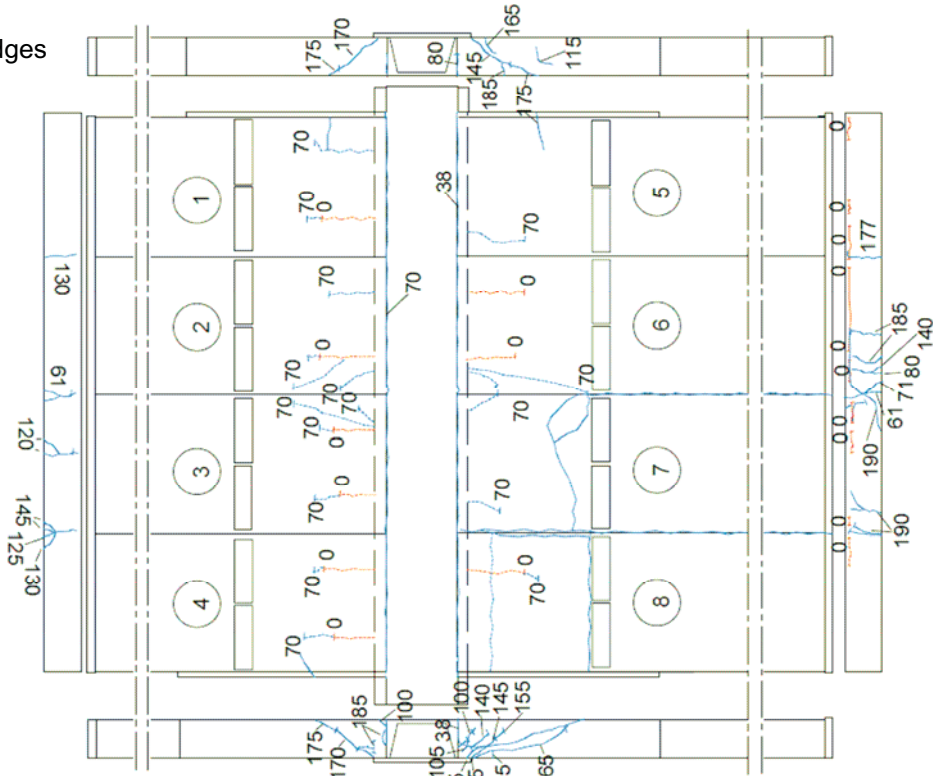
5	Slabs	Parma Oy 320 Nominal geometry $l_{sl} = 7.20$ m, $L_{sl} = 7.12$ m, $h_{sl} = 320$ mm, $A_{sl} = 1870$ cm², $I_{y,sl} = 246300$ cm⁴, $S_{y,sl} = 10000$ cm³, $e_{sl,top} = 161$ mm, $b_{w,sl} = 286$ mm Measured geometry $b_{w,sl} = 307$ mm, $h_{sl,top} = 54$ mm Strands bottom: $n = 13$, $0.5"$, $A_p = 1209$ mm², $\sigma_{p0} = 1100$ N/mm², $e_p = 277$ mm Concrete strength $f_{cm,cube} = 63.8$ N/mm² (6 drilling cores, $d = 50$ mm, $h/d = 1$) $f_{cm} = 52.6$ N/mm², $f_{ctm} = 3.8$ N/mm², $E_{cm} = 32700$ N/mm² (calculated from $f_{cm,cube}$)
6	Joint concrete	$E_{cm} = 21400$ N/mm ² , $f_{cm,cube} = 23.0$ N/mm ²
7	Reinforcing steel	support conditions refer to section D-D (item 5) section C-C 
8	Support conditions	section E-E 
9	Special parameters	-
10	Loading arrangement	line load at distance $a = 1.16$ m from the middle beam, one actuator (P_a) per slab, with slabs supposed to behave as simply supported beams: $v_g = A_{sl} \cdot 25 \cdot L_{sl} / 2$; $v_P = P_a \cdot (L_{sl} - a) / L_{sl} \cdot 1/1.2$; $v = v_g + v_P$ [kN/m]
11	Load cycles	$n_{lc} = 5$, $v_{lc} \approx 47$ kN/m ($P_a = 40$ kN; performed within 75 min)

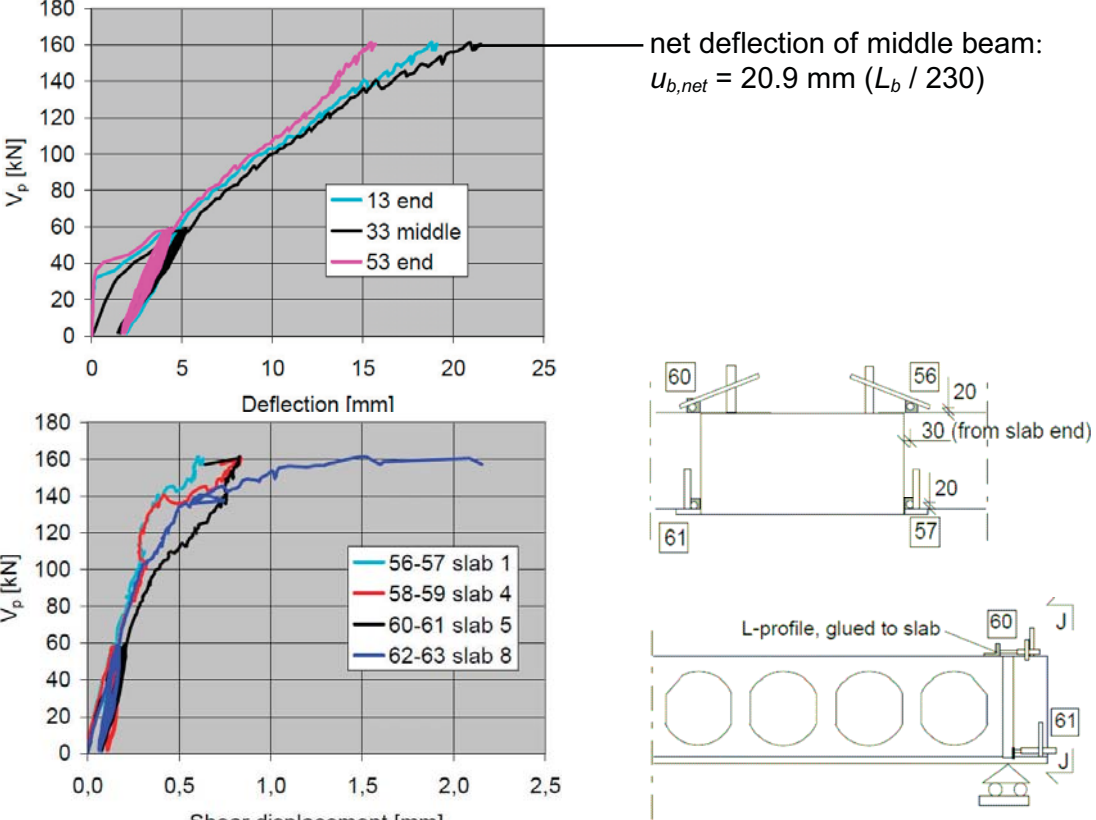
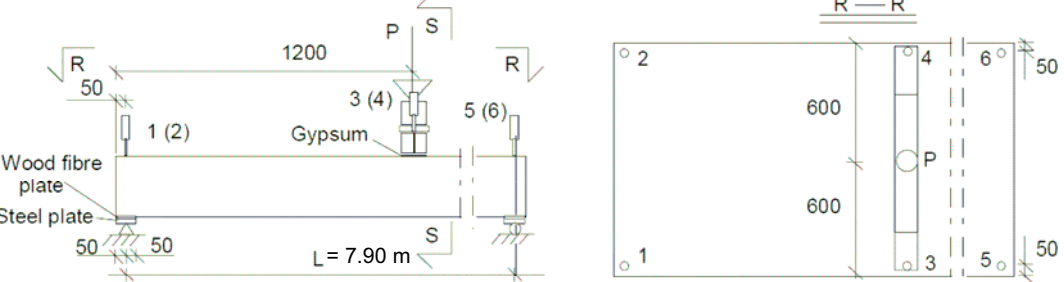
12	Important test observations (by Pajari)	<u>Stage I:</u> The joint concrete between the middle beam and the slab units started to crack along the slab ends. <u>Stage II:</u> At $v \approx 68$ kN/m ($P_a = 70$ kN) the cracks in the joint concrete between the middle beam and the slab units were continuous. At $v \approx 75$ kN/m ($P_a = 80$ kN) the tie beams above the end beams started to crack. At $v \approx 99$ kN/m ($P_a = 115$ kN) flexural cracks were observed in slab unit 1. At $v \approx 124$ kN/m ($P_a = 150$ kN) first shear cracks were observed in slab unit 5 and later in slab units 8, 1 and 4. At $v_{fl} = 134.9$ kN/m ($P_a = 171$ kN) a shear failure took place in slab units 5 – 8. <u>After failure:</u> The concrete infill in the cores of slab units remained virtually uncracked. The cracking took typically place along the surface of the core filling and along the slab ends.								
13	Crack patterns after failure	 top and edges all values refer to P_a [kN] crack pattern of the soffit not available								
14	Ultimate shear load of slab	<table><tr><td>slab + joint concrete</td><td>16.1 kN/m</td></tr><tr><td>loading equipment</td><td>2.3 kN/m</td></tr><tr><td>actuator forces</td><td>116.5 kN/m</td></tr><tr><td>v_{fl}</td><td>134.9 kN/m</td></tr></table>	slab + joint concrete	16.1 kN/m	loading equipment	2.3 kN/m	actuator forces	116.5 kN/m	v_{fl}	134.9 kN/m
slab + joint concrete	16.1 kN/m									
loading equipment	2.3 kN/m									
actuator forces	116.5 kN/m									
v_{fl}	134.9 kN/m									
15	Measured displacements	 net deflection of middle beam: $u_{b,net} = 20.9$ mm ($L_b / 240$)								

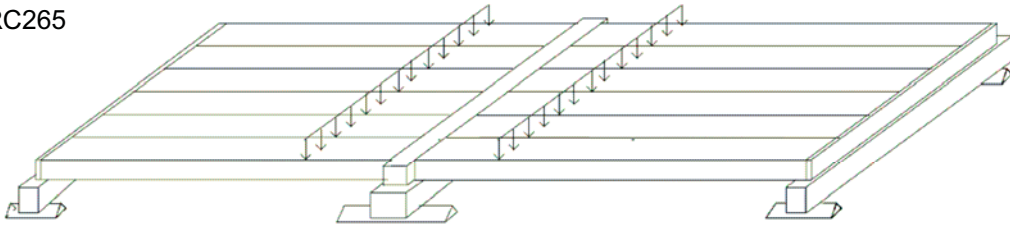
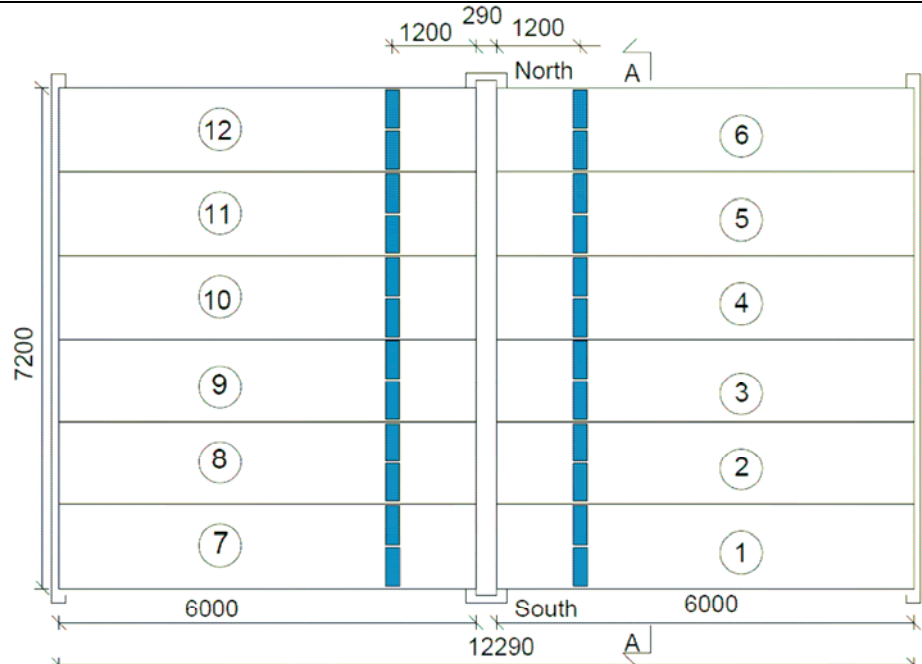
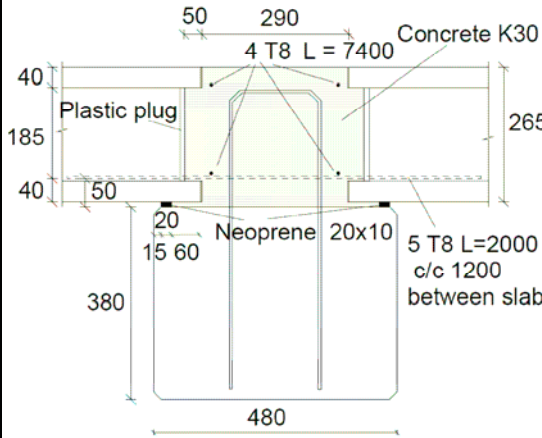
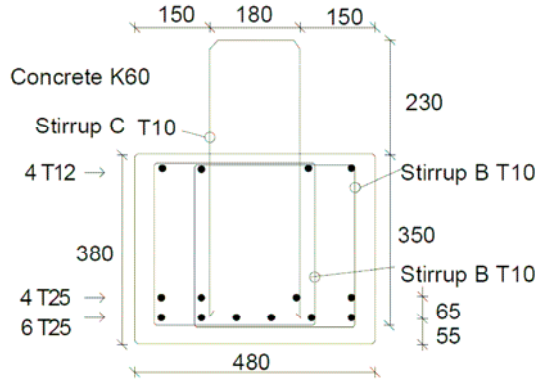
16	Results of reference tests	 Load cycles $n_{lc} = 5, v_{lc} \approx 120 \text{ kN/m}$ Ultimate shear load of slab <table><tr><td>slab + joint concrete</td><td>15.4 kN/m</td></tr><tr><td>loading equipment</td><td></td></tr><tr><td>+ actuator forces</td><td>230.7 kN/m</td></tr><tr><td>v_r</td><td>246.1 kN/m</td></tr></table>	slab + joint concrete	15.4 kN/m	loading equipment		+ actuator forces	230.7 kN/m	v_r	246.1 kN/m
slab + joint concrete	15.4 kN/m									
loading equipment										
+ actuator forces	230.7 kN/m									
v_r	246.1 kN/m									
17	v_{fl} / v_r	$v_{fl} / v_r = 134.9/246.1 = 55 \%$								
18	Discussion (by Pajari)	1. At maximum load, the net deflection of the middle beam due to the imposed actuator loads (deflection minus settlement of supports) was 20.9 mm or $L/240$, i.e. rather small. It was 4.5 – 7.5 mm greater than that of the end beams. Hence, the torsional stresses due to the different deflection of the middle beam and end beams had a minor effect on the failure of the slabs. 2. The shear resistance measured in the reference tests was typical of the similar similar slabs produced in Finland, see <i>Pajari, M. Resistance of prestressed hollow core slab against a web shear failure. VTT Research Notes 2292, Espoo 2005 (/Paj05a/)</i>. 3. The bond between the cast-in-situ concrete and the edges of the hollow cores was weak. The hardened hollow core fillings remained almost intact in most cases. 4. The sliding of the edge slabs along the middle beam was negligible before 85% of the failure load was achieved. At failure the differential displacement between the bottom flange of the beam and the soffit of the edge slabs was of the order of 0.2 ... 0.5 mm. This reduced the negative effects of the transverse actions in the slab and had a positive effect on the shear resistance. 5. The transverse shear deformation of the the edge slabs was considerable. 6. The failure mode was web shear failure of edge slabs. The LBL beam seemed to recover completely after the failure.								

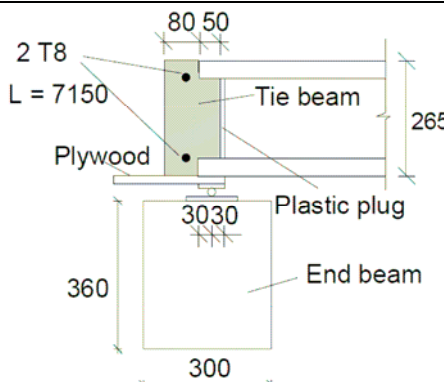
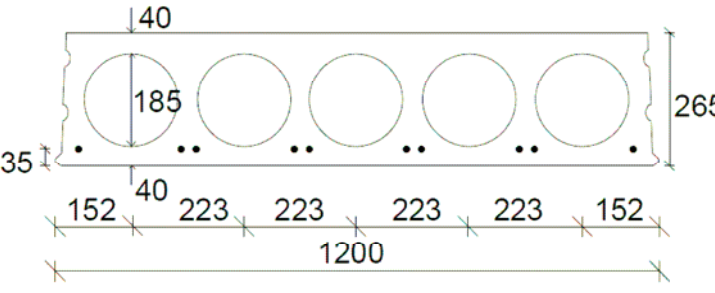
1	Test type	A320	
2	Test report	Date of Test 17.11.2006 Author Pajari, M. Name Load test on hollow core slab floor with A-beam RTE868/07, 15.03.2007 Availability Confidential, owner is Anstar Oy	
3	Layout		
4	Beams	Middle beam (section D-D)  3 rebars d 32 openings 200x135, c/c ≈ 200 (concrete infill) Rebar d 40 Steel tube 4x60x80 Hoops d 6 c/c ≈ 200 4 rebars d 32 800 End beam (section B-B)  50 50 Concrete K30 Plastic plug Tie beam 2 ϕ 8 L=4800 Plywood 50 50 Steel plate Steel rod, free to roll End beam HE 200 A HEA 200 $L_b = 4.8$ m, $h_b = 190$ mm A-beam $L_b = 4.8$ m, $h_b = 330$ mm (75 mm in-situ topping), $EI_b = 87.6$ MNm² (including topping), $E_{cm} = 28200$ N/mm², $f_{cm, cube} = 45.6$ N/mm² (infill) $E_{cm} = 22100$ N/mm², $f_{cm, cube} = 25.0$ N/mm² (topping), $f_{yk, rebar} = 500$ N/mm², $f_{yk, beam} = 355$ N/mm²  6 rebars d 32 in concrete topping end plate 4 rebars d 32 (welded to end plates)	

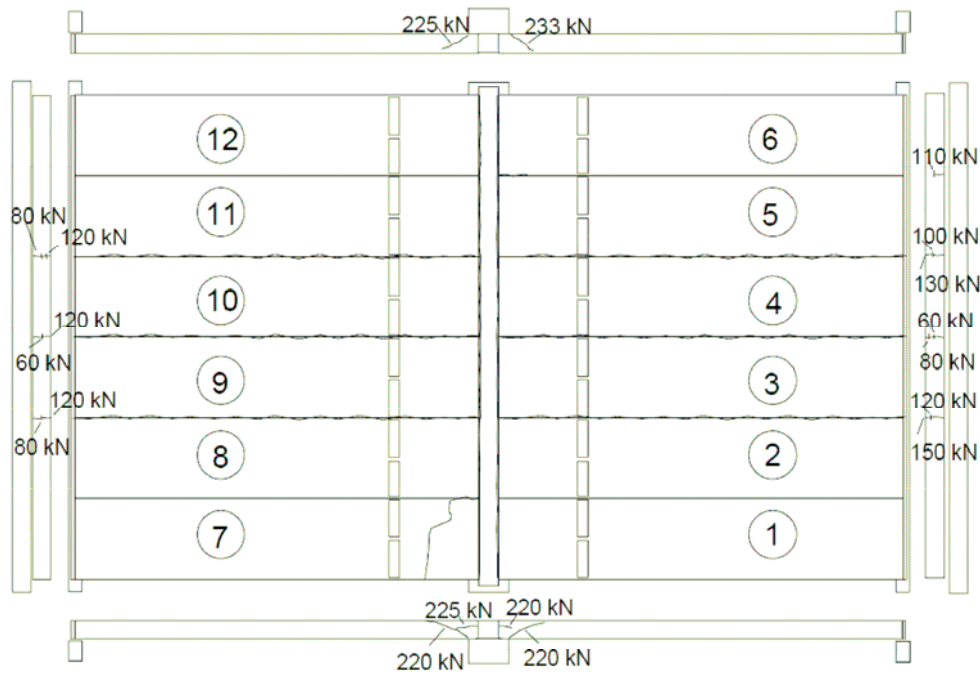
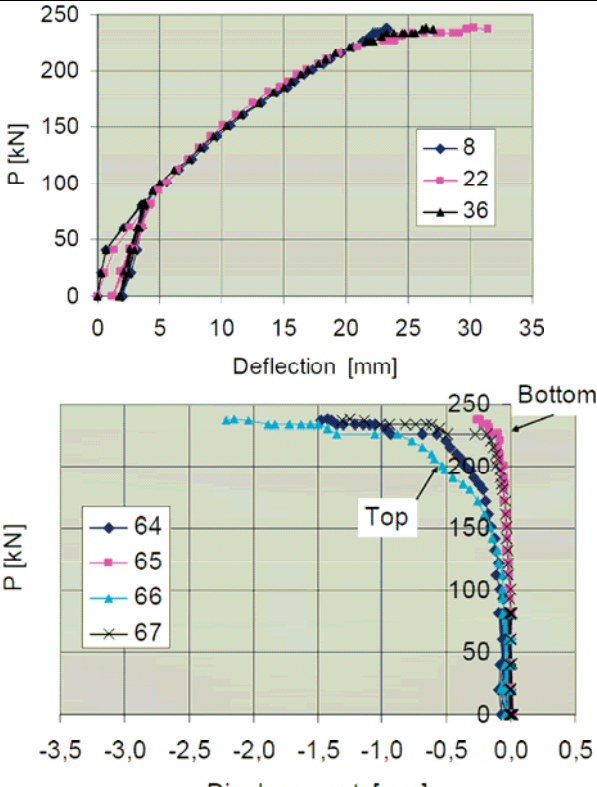
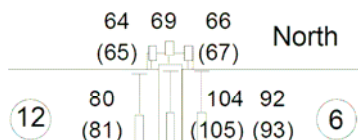
5	Slabs	Parma Oy 320 Nominal geometry $l_{sl} = 8.00$ m, $L_{sl} = 7.90$ m, $h_{sl} = 320$ mm, $A_{sl} = 1880$ cm², $I_{y,sl} = 248000$ cm⁴, $S_{y,sl} = 10030$ cm³, $e_{sl,top} = 158$ mm, $b_{w,sl} = 246$ mm Measured geometry $b_{w,sl} = 256$ mm, $h_{sl,top} = 43$ mm Strands bottom: $n = 13$, 0.5", $A_p = 1209$ mm², $\sigma_{p0} = 1000$ N/mm², $e_p = 274$ mm Concrete strength K60 $f_{cm,cube} = 74.7$ N/mm² (6 drilling cores, $d = 50$ mm, $h/d = 1$) $f_{cm} = 61.6$ N/mm², $f_{ctm} = 4.4$ N/mm², $E_{cm} = 35300$ N/mm² (calculated from $f_{cm,cube}$)
6	Joint concrete	$E_{cm} = 22100$ N/mm ² , $f_{cm,cube} = 25.0$ N/mm ²
7	Reinforcing steel	
8	Support conditions	
9	Special parameters	-
10	Loading arrangement	line load at distance $a = 1.20$ m from the middle beam, one actuator (P_a) per slab, with slabs supposed to behave as simply supported beams: $v_q = A_{sl} \cdot 25 \cdot L_{sl} / 2; \quad v_p = P_a \cdot (L_{sl} - a) / L_{sl} \cdot 1/1.2; \quad v = v_q + v_p \text{ [kN/m]}$
11	Load cycles	$n_{lc} = 5$, $v_{lc} \approx 70$ kN/m ($P_a = 70$ kN; performed within 80 min)
12	Important test observations (by Pajari)	Before test: The soffit of the slabs next to the middle beam was visually inspected and some cracks along the strands were observed. Stage I: The joint concrete at the middle beam gradually cracked along the ends of slabs 5 – 8. The first visible cracks were observed at $v \approx 48$ kN/m ($P_a = 38$ kN). On the opposite (western) side of the middle beam, a similar crack was observed at $v \approx 70$ kN/m ($P_a = 70$ kN). The first flexural cracks in the tie beams above the end beams appeared at $v \approx 64$ kN/m ($P_a = 61$ kN). Their number and length increased with increasing load. Stage II: At $v \approx 70$ kN/m ($P_a = 70$ kN), the soffit of the slabs between the line loads and the middle beam was again inspected visually. Most of them were below the webs with four strands, i.e. below the strands, but none below the midmost or outermost webs where the number of strands was only three or one per web, respectively. With increasing load new inclined cracks gradually appeared in the cast-in-situ concrete at the outermost edges of the slabs next to the ends of the middle beam. Before failure there were such cracks in the corners of slabs 1, 4, 5 and 8. In slab 8 the cracks were particularly wide before failure. The tie beams at the ends of the floor also cracked in flexure. The first flexural

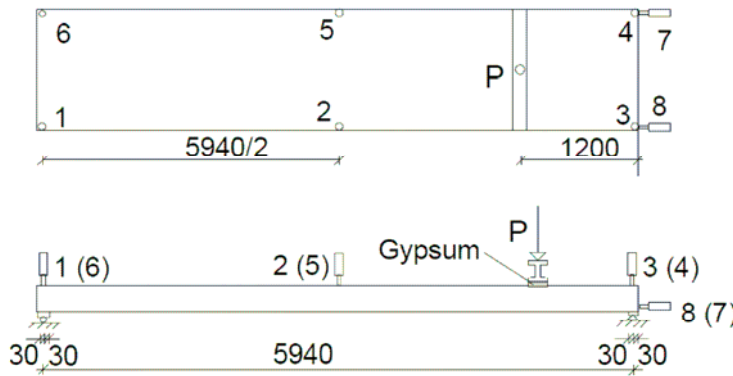
		cracks appeared in the middle of the beams at $v \approx 64 \text{ kN/m}$ ($P_a = 61 \text{ kN}$), i.e. during the cyclic load stage. Thereafter, the eastern tie beam proved to be much stronger against cracking than the western one. The eastern tie beam was uncracked next to the joint between slabs 7 and 8 until failure. No reason for this nonsymmetrical behaviour could be detected. The failure mode was web shear failure in slabs 8 and 7. <u>After failure:</u> When demolishing the test specimen it was observed that the core fillings were perfect. The slabs were placed on the ledge of the middle beam without any intermediate material. Due to the curved soffit of the slabs and uneven top surface of the ledge, small gaps remained somewhere between the soffit of the slab units and the underlying ledge of the middle beam. After demolishing the floor it was observed that cement paste or grout had gone into these gaps thus making the supporting ledge more even and able to distribute the support reaction to all webs. When demolishing the floor it was observed that at the middle beam the cast-in-situ concrete had cracked vertically along the slab ends.								
13	Crack patterns after failure	soffit and edges all values refer to $P_a \text{ [kN]}$  crack pattern of the top not available								
14	Ultimate shear load of slab	<table><tr><td>slab + joint concrete</td><td>16.0 kN/m</td></tr><tr><td>loading equipment</td><td>2.3 kN/m</td></tr><tr><td>actuator forces</td><td>134.5 kN/m</td></tr><tr><td>v_{fl}</td><td>152.8 kN/m</td></tr></table>	slab + joint concrete	16.0 kN/m	loading equipment	2.3 kN/m	actuator forces	134.5 kN/m	v_{fl}	152.8 kN/m
slab + joint concrete	16.0 kN/m									
loading equipment	2.3 kN/m									
actuator forces	134.5 kN/m									
v_{fl}	152.8 kN/m									

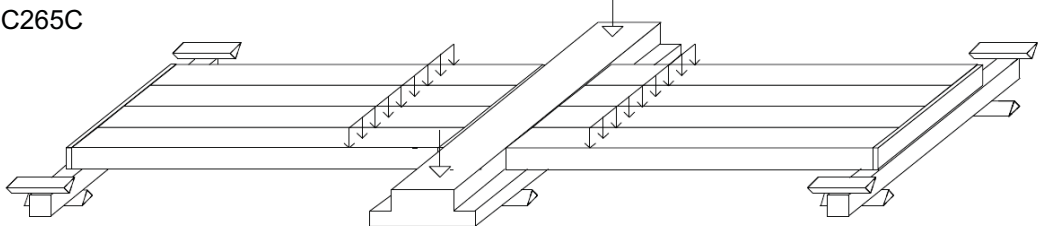
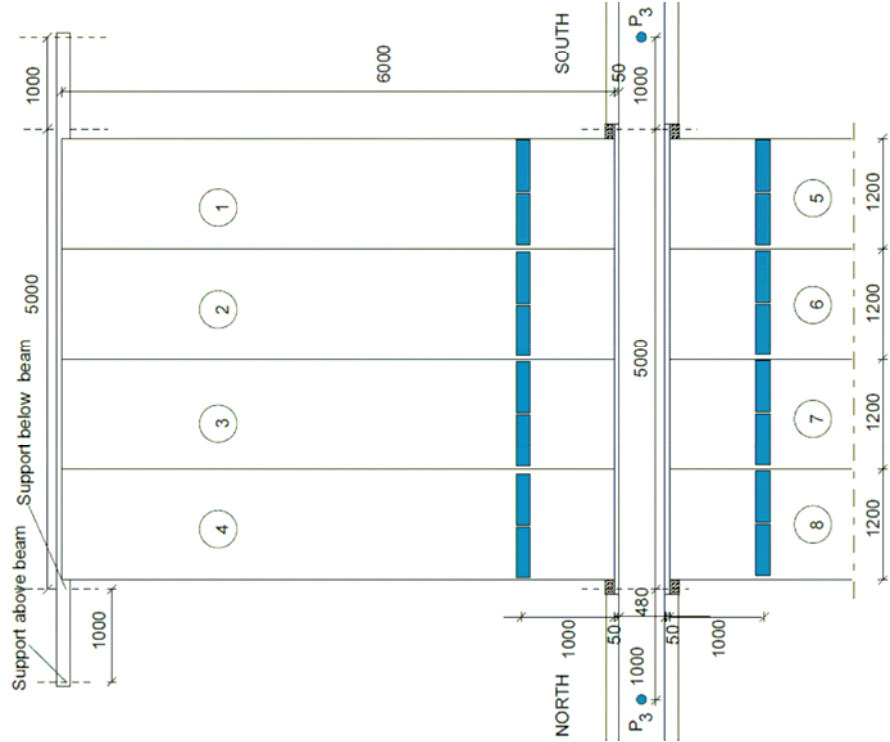
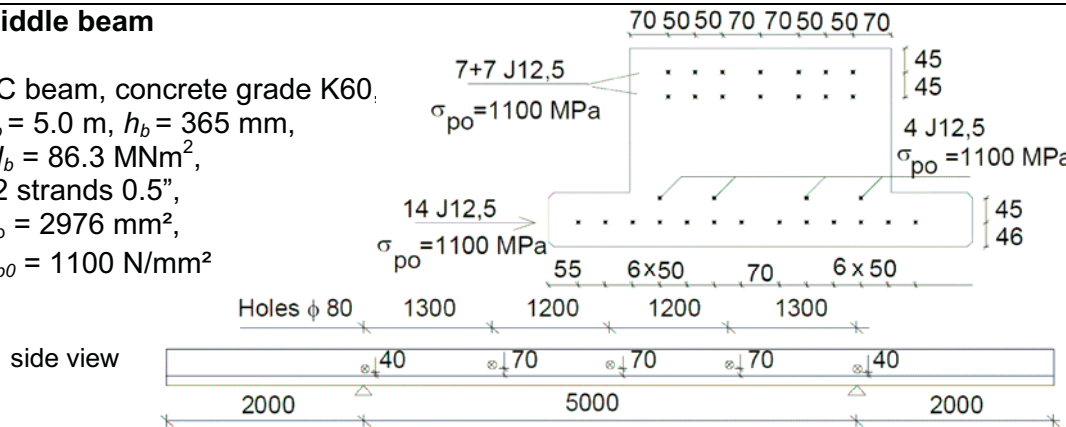
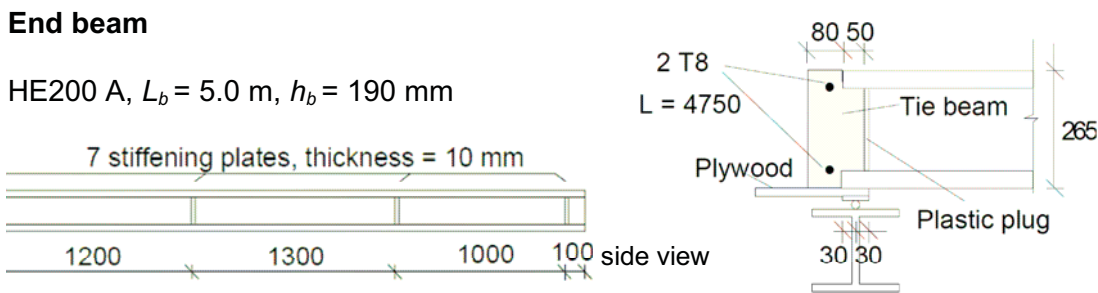
15	Measured displacements	 net deflection of middle beam: $u_{b,net} = 20.9 \text{ mm } (L_b / 230)$												
16	Results of reference tests	 Load cycles $n_{lc} = 5$, $v_{lc} \approx 70 \text{ kN/m}$ <table border="1" data-bbox="845 1321 1404 1467"> <tr> <td>Ultimate shear load of slab</td> <td>slab + joint concrete</td> <td>14.0 kN/m</td> </tr> <tr> <td></td> <td>loading equipment</td> <td></td> </tr> <tr> <td></td> <td>+ actuator forces</td> <td>222.7 kN/m</td> </tr> <tr> <td></td> <td>v_r</td> <td>236.7 kN/m</td> </tr> </table>	Ultimate shear load of slab	slab + joint concrete	14.0 kN/m		loading equipment			+ actuator forces	222.7 kN/m		v_r	236.7 kN/m
Ultimate shear load of slab	slab + joint concrete	14.0 kN/m												
	loading equipment													
	+ actuator forces	222.7 kN/m												
	v_r	236.7 kN/m												
17	v_{fl} / v_r	$v_{fl} / v_r = 152.8/236.7 = 65 \%$												
18	Discussion (by Pajari)	1. The net deflection of the middle beam due to the imposed actuator loads only (deflection minus settlement of supports) was 20.9 mm or $L/230$, i.e. rather small. It was 2.1 – 5.4 mm greater than that of the end beams. Hence, the torsional stresses due to the different deflection of the middle beam and end beams had a negligible effect on the failure of the slabs. 2. The shear resistance measured in the reference tests was of the same order as the mean of the observed values for similar slabs given in <i>Pajari, M. Resistance of prestressed hollow core slab against web shear failure. VTT Research Notes 2292, Espoo 2005 (/Paj05a/)</i>. 3. The edge slabs slid 0.4 ... 0.5 mm along the beam before failure. This reduced the negative effects of the transverse actions in the slab and had a positive effect on the shear resistance. 4. The transverse shear deformation of the the edge slabs was considerable. 5. The failure mode was web shear failure of edge slabs. The A-beam seemed to recover completely after the failure.												

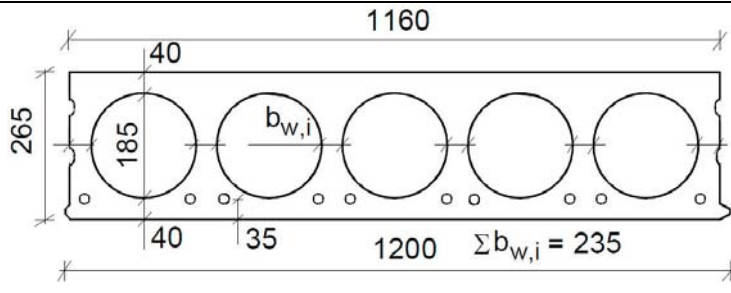
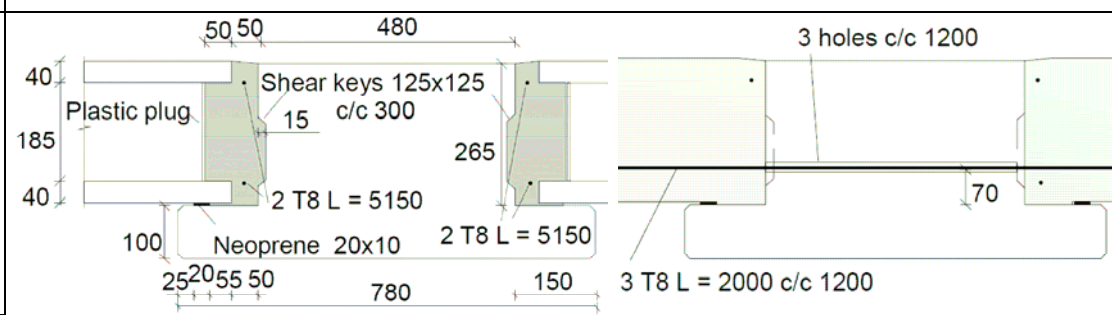
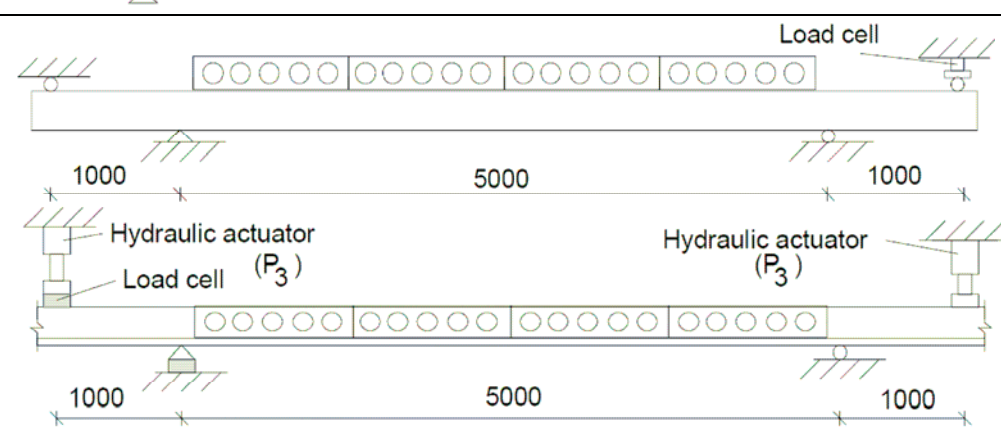
1	Test type	RC265	
2	Test report	Date of Test 11.11.1994 Author Pajari, M. Name Loading test for 265 mm hollow core floor supported on reinforced concrete beams, RTE5-IR-7/1994, 20.12.1994 Availability Public, available on request from VTT Expert Services	
3	Layout		
4	Beams	Middle beam   RC beam, concrete grade K60, $L_b = 7.2$ m, $h_b = 655$ mm, $EI_b = 224.4$ MNm², 4 $\varnothing$ 8 mm (in-situ topping), 4 $\varnothing$ 12 mm and 10 $\varnothing$ 25 mm (prefabricated part), $f_{yk} = 500$ N/mm², 12 stirrups $\varnothing$8/25 and 12 stirrups $\varnothing$10/25 in the middle ($l_a = 3200$ mm), 21 four-leg stirrups 2 $\varnothing$10/10 at the ends ($l_a = 2000$ mm), 21 stirrups $\varnothing$10/10 at the ends ($l_a = 2000$ mm)	

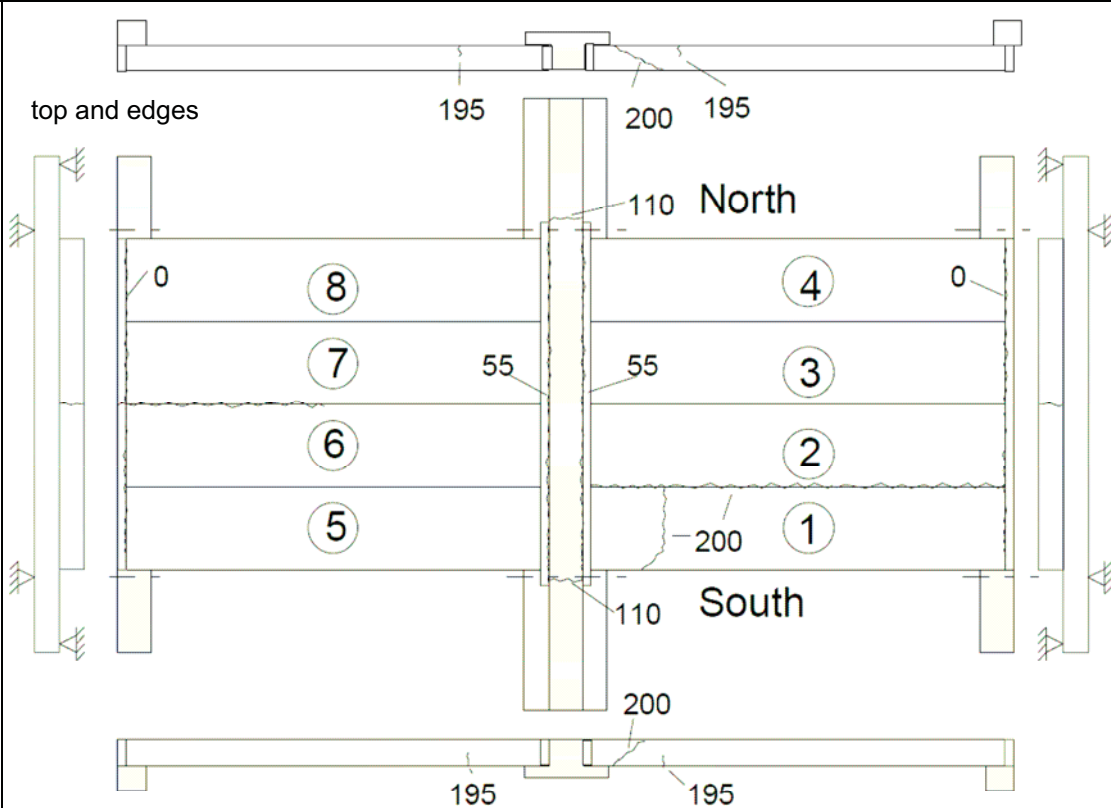
		End beam RC beam, concrete grade K30, $L_b = 7.2$ m, $h_b = 360$ mm 
5	Slabs	Parma Oy 265 Nominal geometry $l_{sl} = 6.00$ m, $L_{sl} = 5.93$ m, $h_{sl} = 265$ mm, $A_{sl} = 1770$ cm², $I_{y,sl} = 154800$ cm⁴, $S_{y,sl} = 7860$ cm³, $e_{sl,top} = 130$ mm, $b_{w,sl} = 234$ mm Measured geometry $b_{w,sl} = 219$ mm, $h_{sl,top} = 46$ mm Strands bottom: $n = 10$, 0.5", $A_p = 930$ mm², $\sigma_{p0} = 950$ N/mm², $e_p = 225$ mm Concrete strength $f_{cm,cube} = 67.2$ N/mm² (6 drilling cores, $d = 50$ mm, $h/d = 1$) $f_{cm} = 55.4$ N/mm², $f_{ctm} = 4.2$ N/mm², $E_{cm} = 33500$ N/mm² (calculated from $f_{cm,cube}$) 
6	Joint concrete	$E_{cm} = 22100$ N/mm ² , $f_{cm,cube} = 25.3$ N/mm ²
7	Reinforcing steel	see row 4
8	Support conditions	
9	Special parameters	-
10	Loading arrangement	line load at distance $a = 1.16$ m from the middle beam, one actuator (P_a) per two slabs, with slabs supposed to behave as simply supported beams: $v_q = A_{sl} \cdot 25 \cdot L_{sl} / 2$; $v_P = 0.5 P_a \cdot (L_{sl} - a) / L_{sl} \cdot 1/1.2$; $v = v_q + v_P$ [kN/m]
11	Load cycles	$n_{lc} = 5$, $v_{lc} \approx 42$ kN/m (the $P_a = 80$ kN; complete test took 155 minutes)
12	Important test observations (by Pajari)	<u>Stage I:</u> The cast-in-situ concrete in the upper part of the middle beam cracked vertically along the slab ends. At $v \approx 35$ kN/m ($P_a = 60$ kN) the tie beams above the end beams started to crack. The maximum crack width in the middle beam was 0.25 mm. <u>Stage II:</u> At $v \approx 89$ kN/m ($P_a = 220$ kN) the first shear cracks were observed at the ends of slabs 1 and 7, at $v \approx 91$ kN/m ($P_a = 225$ kN) in slab unit 12 and at $v \approx 93$ kN/m ($P_a = 233$ kN) also in slab unit 6. At $v_{\eta} = 88.9$ kN/m ($P_a = 238.2$ kN) slab 7 failed. <u>After failure:</u> When removing the loading equipment, slab 8 was knocked with a hammer. The sound revealed that the slab end had cracked. This was confirmed when slab 7 had been removed. A diagonal shear crack was observed at the end of slab 8 close to the middle beam. When the slabs were removed, it came out that the joint concrete had completely filled the space between the slabs and the middle beam, the space under the slab end and the core fillings included. The concrete infill in the cores of slab units cracked along the slab ends on one side of the middle beam while on the other side it remained virtually uncracked.

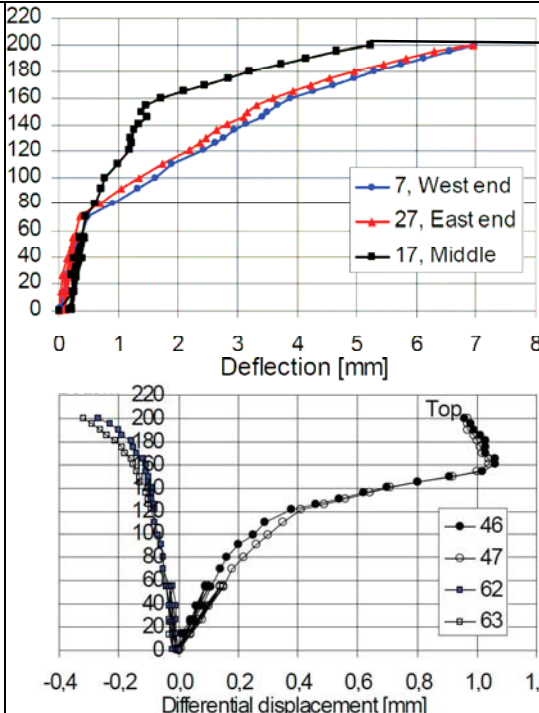
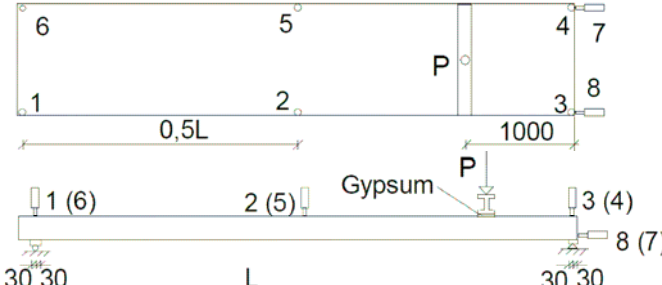
13	Crack patterns after failure	top (values refer to P_a)  crack pattern of the soffit not available								
14	Ultimate shear load of slab	<table><tr><td>slab + joint concrete + topping</td><td>11.1 kN/m</td></tr><tr><td>loading equipment</td><td>2.6 kN/m</td></tr><tr><td><u>actuator forces</u></td><td><u>75.2 kN/m</u></td></tr><tr><td>V_{II}</td><td>88.9 kN/m</td></tr></table>	slab + joint concrete + topping	11.1 kN/m	loading equipment	2.6 kN/m	<u>actuator forces</u>	<u>75.2 kN/m</u>	V_{II}	88.9 kN/m
slab + joint concrete + topping	11.1 kN/m									
loading equipment	2.6 kN/m									
<u>actuator forces</u>	<u>75.2 kN/m</u>									
V_{II}	88.9 kN/m									
15	Measured displacements	 net deflection of middle beam: $u_{b,net} = 30.3 \text{ mm } (L_b / 238)$ 								

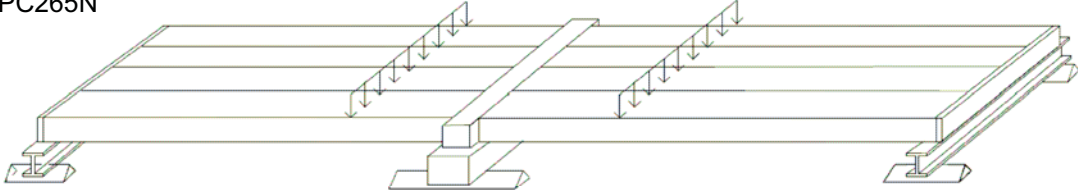
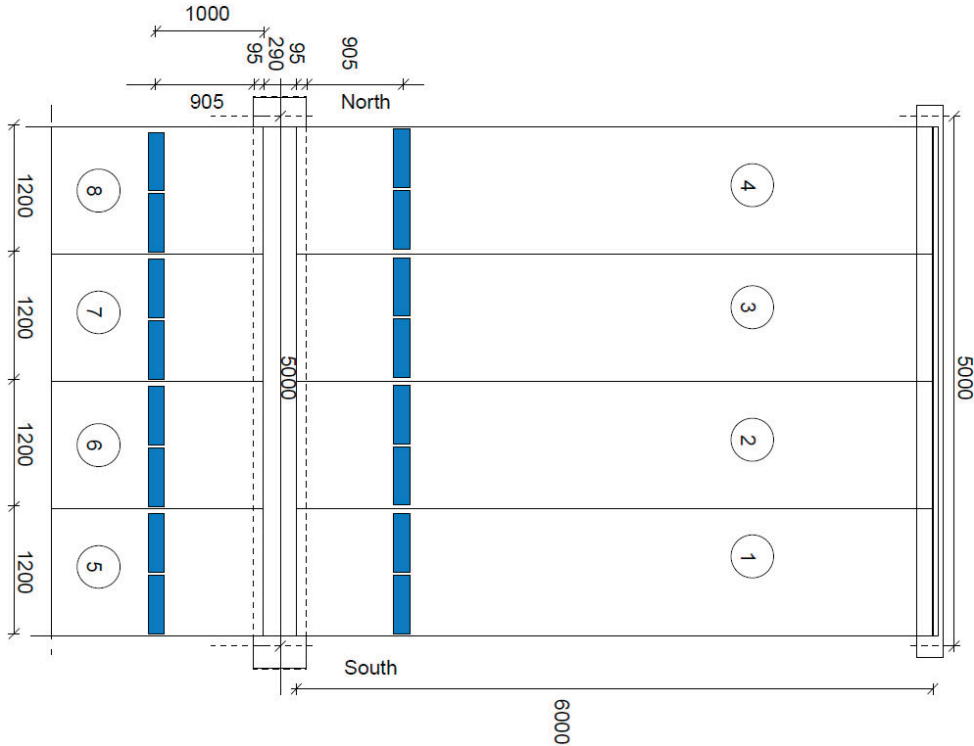
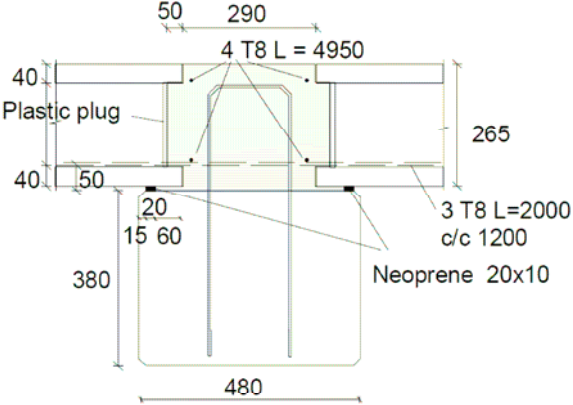
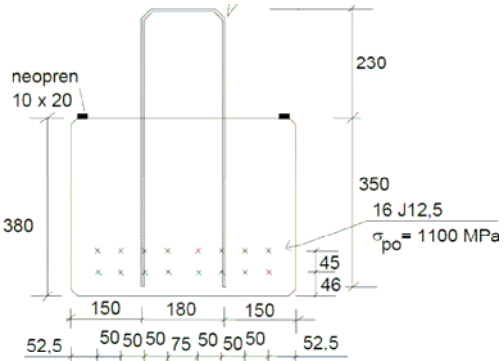
16	Results of reference tests	 Load cycles $n_{lc} = 5, v_{lc} \approx 30 \text{ kN/m}$ Ultimate shear load of slab <table><tr><td>slab + joint concrete</td><td>11.1 kN/m</td></tr><tr><td>incl. loading equipment</td><td></td></tr><tr><td>+actuator forces</td><td>177.4 kN/m</td></tr><tr><td>v_r</td><td>188.5 kN/m</td></tr></table>	slab + joint concrete	11.1 kN/m	incl. loading equipment		+actuator forces	177.4 kN/m	v_r	188.5 kN/m
slab + joint concrete	11.1 kN/m									
incl. loading equipment										
+actuator forces	177.4 kN/m									
v_r	188.5 kN/m									
17	v_{fl} / v_r	$v_{fl} / v_r = 88.9/188.5 = 47 \%$								
18	Discussion (by Pajari)	1. The net deflection of the middle beam due to the imposed actuator loads only (deflection minus settlement of supports) was 30.3 mm or $L/238$ at the highest load level. 2. The failure mode was a web shear failure of slab at the edge of the tested floor next to the middle beam. Before failure there were diagonal cracks in all four slab edges next to the supports of the middle beam. 3. The shear resistance measured in the reference tests was of the same order as the mean of the observed values for similar slabs given in <i>Pajari, M. Resistance of prestressed hollow core slab against web shear failure. VTT Research Notes 2292, Espoo 2005 (/Paj05a/)</i>. 4. Before failure, the net deflection of the end beams was 3.8 - 7 mm higher than the net deflection of the end beams. It is possible that the twist of the outermost slabs has affected the shear resistance. On the other hand, when the first diagonal cracks were observed at load $v \approx 89 \text{ kN/m}$ ($P_a = 220 \text{ kN}$) (92% of the failure load), the net deflection of the end beams was less than 1.0 mm smaller than that of the middle beam. 5. The failure behaviour of the slabs was similar to that in the other Finnish floor tests in which the slabs were supported close to the soffit of the middle beam.								

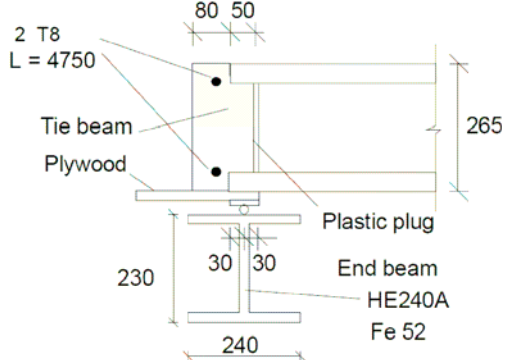
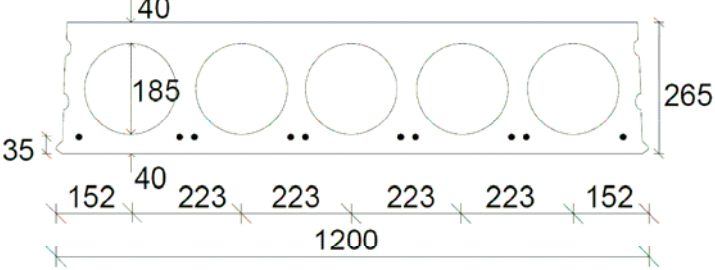
1	Test type	PC265C	
2	Test report	Date of Test 03.03.1994 Author Pajari, M. Name Loading test on 265 mm hollow core floor supported on continuous beams (original in Finnish), RTE5-IR-4/1994, 29.04.1994 Availability Public, available on request from VTT Expert Services	
3	Layout		
4	Beams	Middle beam PC beam, concrete grade K60, $L_b = 5.0$ m, $h_b = 365$ mm, $EI_b = 86.3$ MNm², 32 strands 0.5", $A_p = 2976$ mm², $\sigma_{po} = 1100$ N/mm²  End beam HE200 A, $L_b = 5.0$ m, $h_b = 190$ mm 7 stiffening plates, thickness = 10 mm 	

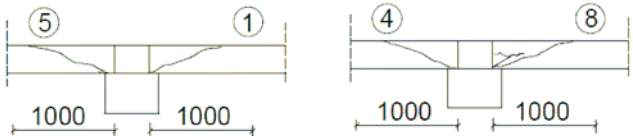
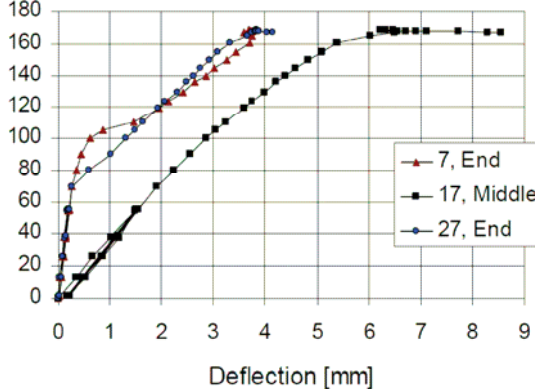
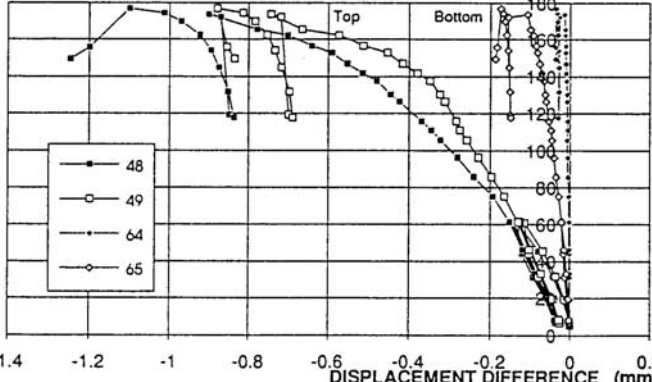
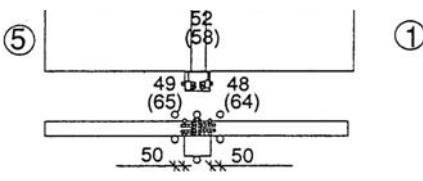
5	Slabs	Parma Oy 265 Nominal geometry $l_{sl} = 6.00$ m, $L_{sl} = 5.93$ m, $h_{sl} = 265$ mm, $A_{sl} = 1770$ cm², $I_{y,sl} = 154800$ cm⁴, $S_{y,sl} = 7860$ cm³, $e_{sl,top} = 130$ mm, $b_{w,sl} = 234$ mm Measured geometry $b_{w,sl} = 216$ mm, $h_{sl,top} = 44$ mm Strands bottom: $n = 10$, 0.5", $A_p = 930$ mm², $\sigma_{p0} = 950$ N/mm², $e_p = 230$ mm Concrete strength $f_{cm,cube} = 73.4$ N/mm² (6 drilling cores, $d = 50$ mm, $h/d = 1$) $f_{cm} = 60.5$ N/mm², $f_{ctm} = 4.4$ N/mm², $E_{cm} = 35000$ N/mm² (calculated from $f_{cm,cube}$) 
6	Joint concrete	$E_{cm} = 22100$ N/mm ² , $f_{cm,cube} = 25.2$ N/mm ²
7	Reinforcing steel	
8	Support conditions	Filling length 100 mm in outermost voids, 50 mm in other voids 
9	Special parameters	 the aim of loads P_3 was to make the middle beam behave as one with clamped ends (no rotation at support) as far as possible; P_3 was set to generate a hogging moment at the beam supports corresponding to twice the sagging moment at midspan; after a shear load of the slabs of $v \approx 124$ kN/m ($P_a = 155$ kN) was readed, P_3 was kept constant
10	Loading	line load at distance $a = 0.96$ m from the middle beam, one actuator (P_a) per slab,

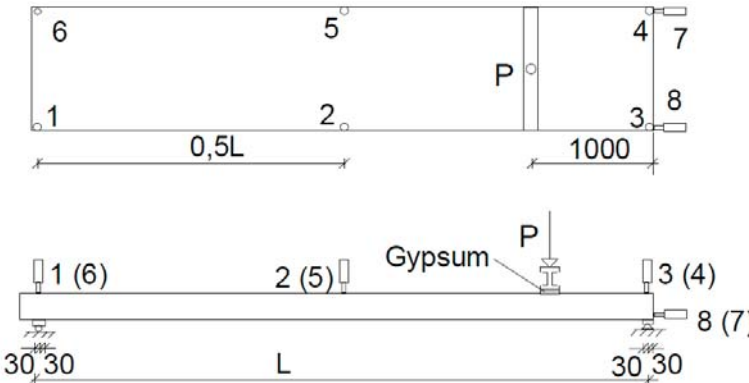
	arrangement	with slabs supposed to behave as simply supported beams: $v_q = A_{sl} \cdot 25 \cdot L_{sl} / 2$; $v_P = P_a \cdot (L_{sl} - a) / L_{sl} \cdot 1 / 1.2$; $v = v_q + v_P$ [kN/m]
11	Load cycles	$n_{lc} = 5$, $v_{lc} \approx 54$ kN/m ($P_a = 55$ kN) (the whole test took 140 minutes)
12	Important test observations (by Pajari)	<u>Stage I</u> : The vertical joints between the slab ends and the middle beam cracked, and at $v \approx 54$ kN/m ($P_a = 55$ kN) these cracks had grown through the whole length of the joint. <u>Stage II</u> : At $v \approx 92$ kN/m ($P_a = 110$ kN), the middle beam cracked in flexure at supports. <u>Stage III</u> : At $v \approx 152$ kN/m ($P_a = 195$ kN) it was observed that the outermost hollow core slabs 1, 4, 5 and 8 were cracked in flexure below the line loads. At $v_{fl} = 159,5$ kN/m ($P_a = 200$ kN) slabs 1 - 4 suddenly and simultaneously failed in shear. It was impossible to say where the first shear crack appeared. <u>After failure</u> : When the slabs were removed, it came out that the joint concrete had completely filled the space between the slab and the middle beam, the space under the slab end included.
13	Crack patterns after failure	 top and edges 195 200 195 110 North 0 8 7 6 5 55 200 195 110 South 200 195 195 values refer to P_a soffit North 200 4 3 2 1 South
14	Ultimate shear load of slab	slab + joint concrete 10.3 kN/m loading equipment 2.5 kN/m actuator forces 146.7 kN/m v_{fl} 159.5 kN/m

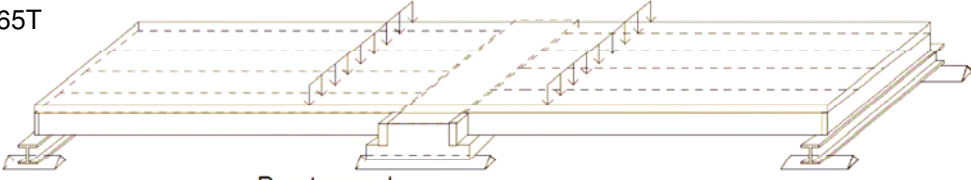
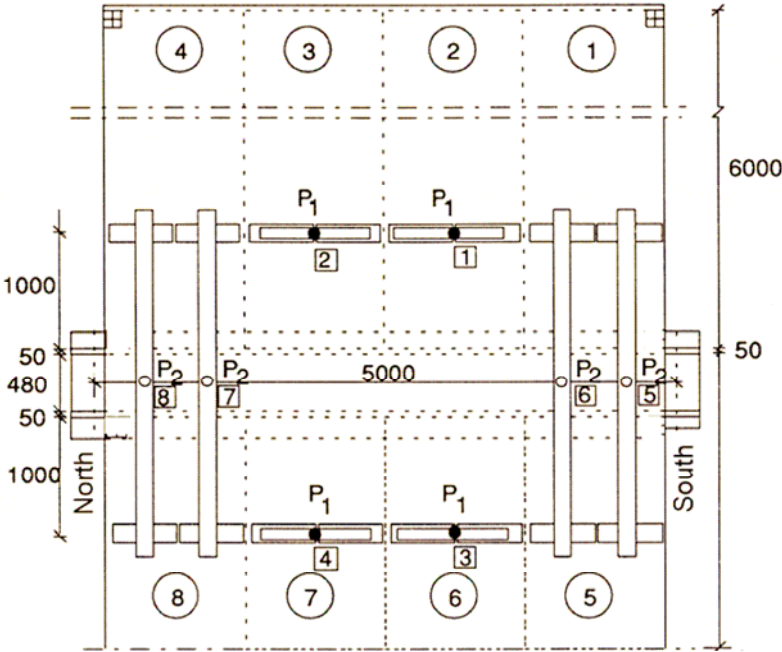
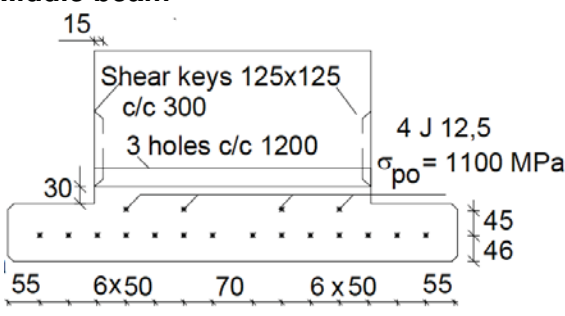
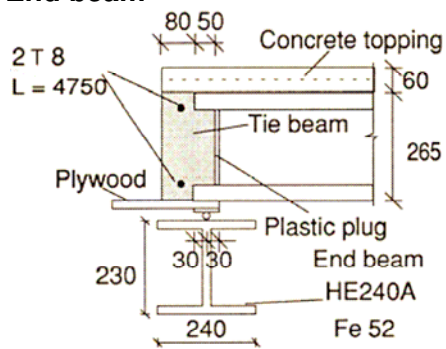
15	Measured displacements	 net deflection of middle beam: $u_{b,net} = 5.2 \text{ mm } (L_b / 962)$												
16	Results of reference tests	 Load cycles $n_{lc} = 5, v_{lc} \approx 40 \text{ kN/m}$ <table><tr><td>Ultimate shear load of slab</td><td>slab + joint concrete</td><td>10.3 kN/m</td></tr><tr><td></td><td>loading equipment</td><td></td></tr><tr><td></td><td>+ actuator forces</td><td>151.9 kN/m</td></tr><tr><td></td><td>v_r</td><td>162.2 kN/m</td></tr></table>	Ultimate shear load of slab	slab + joint concrete	10.3 kN/m		loading equipment			+ actuator forces	151.9 kN/m		v_r	162.2 kN/m
Ultimate shear load of slab	slab + joint concrete	10.3 kN/m												
	loading equipment													
	+ actuator forces	151.9 kN/m												
	v_r	162.2 kN/m												
17	v_{fl} / v_r	$v_{fl} / v_r = 159.5/162.2 = 98 \%$												
18	Discussion (by Pajari)	1. The net deflection of the middle beam due to the imposed actuator loads only (deflection minus settlement of supports) was 5.2 mm or $L/962$. 2. The shear resistance measured in the reference tests was of the same order as the mean of the observed values for similar slabs given in <i>Pajari, M. Resistance of prestressed hollow core slab against web shear failure. VTT Research Notes 2292, Espoo 2005 (/Paj05a/)</i>. 3. Before failure, the net deflection of the end beams was 1.7 – 1.8 mm greater than that of the middle beam. This is a too small difference to cause considerable torsional stresses in the slabs. 4. The failure mode was an abrupt web shear failure of slabs on one side of the middle beam. No shear cracks were observed before the failure. This is typical of the shear tests carried out on non-flexible supports and different from the behaviour of other 19 Finnish floor tests carried out before 2010. 5. Within the accuracy of the measurements, the shear resistance observed in the floor test was equal to the mean of the resistances observed in the reference tests. This is also different from the behaviour of other 19 Finnish floor tests carried out before 2010.												

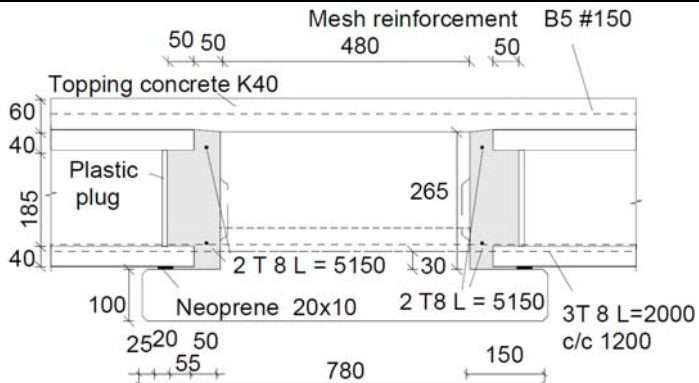
1	Test type	PC265N 
2	Test report	Date of Test 14.12.1993 Author Koukkari, H., Pajari, M. Name Loading test on 265 mm hollow core floor supported on prestressed concrete beam, RAT-IR-20/1993, 15.02.1994 Availability Public, available on request from VTT Expert Services
3	Layout	
4	Beams	Middle beam   PC beam, concrete grade K40, $L_b = 5.0$ m, $h_b = 655$ mm, $EI_b = 253.5$ MNm², 4 Ø 8 mm (in-situ topping), $f_{yk} = 500$ N/mm², 16 strands 0.5", $A_p = 1488$ mm², $\sigma_{p0} = 1100$ N/mm² (prefabricated lower part) 5 stirrups Ø8/20 in the middle ($l_a = 1200$ mm), 22 stirrups 2 Ø8/10 at the ends ($l_a = 2100$ mm)

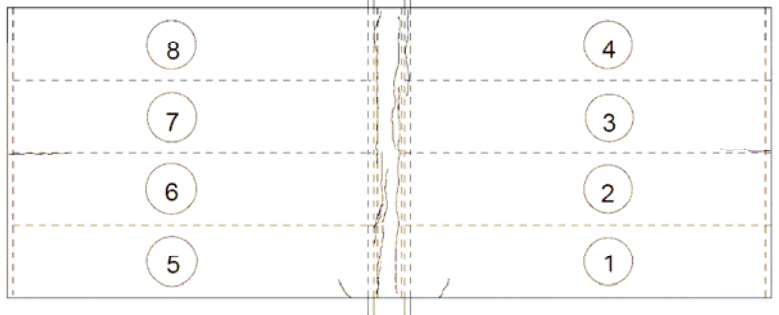
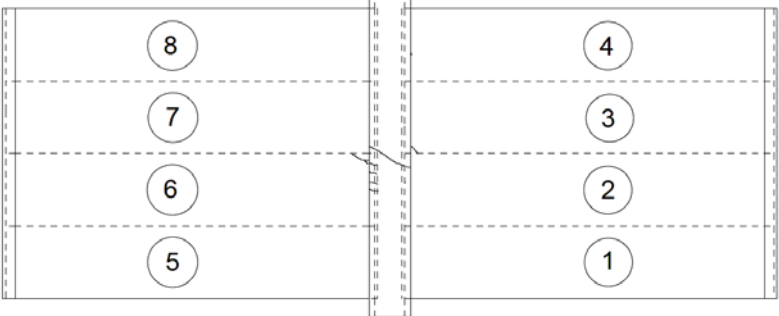
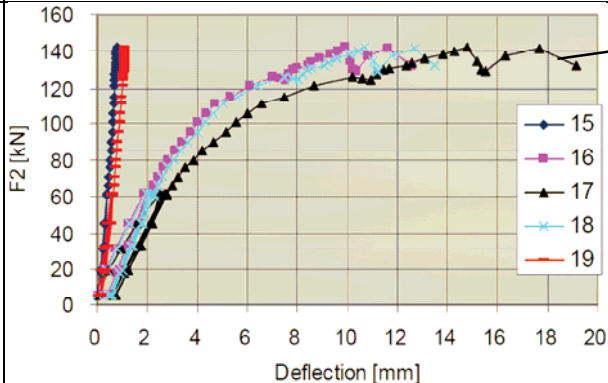
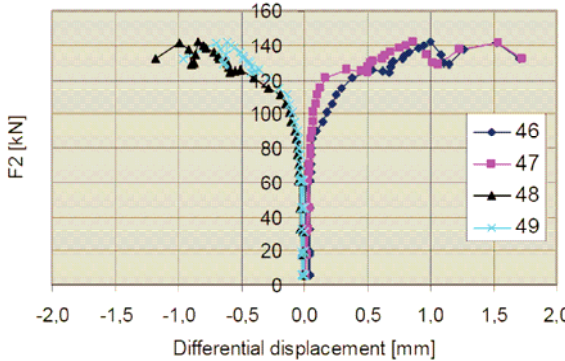
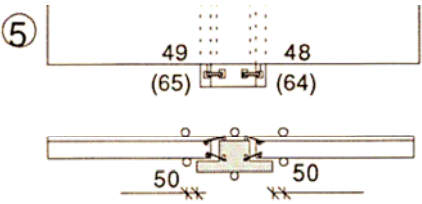
		End beam HE 240A $L_b = 5.0 \text{ m}$, $h_b = 230 \text{ mm}$ 
5	Slabs	Parma Oy 265 Nominal geometry $l_{sl} = 6.00 \text{ m}$, $L_{sl} = 5.93 \text{ m}$, $h_{sl} = 265 \text{ mm}$, $A_{sl} = 1770 \text{ cm}^2$, $I_{y,sl} = 154800 \text{ cm}^4$, $S_{y,sl} = 7860 \text{ cm}^3$, $e_{sl,top} = 130 \text{ mm}$, $b_{w,sl} = 234 \text{ mm}$ Measured geometry $b_{w,sl} = 218 \text{ mm}$, $h_{sl,top} = 41 \text{ mm}$ Strands bottom: $n = 10$, $0.5''$, $A_p = 930 \text{ mm}^2$, $\sigma_{p0} = 950 \text{ N/mm}^2$, $e_p = 229 \text{ mm}$ Concrete strength $f_{cm,cube} = 70.8 \text{ N/mm}^2$ (6 drilling cores, $d = 50 \text{ mm}$, $h/d = 1$) $f_{cm} = 58.4 \text{ N/mm}^2$, $f_{ctm} = 4.3 \text{ N/mm}^2$, $E_{cm} = 34400 \text{ N/mm}^2$ (calculated from $f_{cm,cube}$) 
6	Joint concrete	$E_{cm} = 25300 \text{ N/mm}^2$, $f_{cm,cube} = 35.2 \text{ N/mm}^2$
7	Reinforcing steel	see row 4
8	Support conditions	
9	Special parameters	slabs supported on top of the beam
10	Loading arrangement	line load at distance $a = 0.96 \text{ m}$ from the middle beam, one actuator (P_a) per slab, with slabs supposed to behave as simply supported beams: $v_q = A_{sl} \cdot 25 \cdot L_{sl} / 2$; $v_P = P_a \cdot (L_{sl} - a) / L_{sl} \cdot 1/1.2$; $v = v_q + v_P \text{ [kN/m]}$
11	Load cycles	$n_{lc} = 5$, $v_{lc} \approx 54 \text{ kN/m}$ ($P_a = 55 \text{ kN}$; the whole test took 210 minutes)
12	Important test observations (by Pajari)	<u>Stage I:</u> The cast-in-situ concrete cracked vertically along ends of slabs 5, 7 and 8 at $v \approx 54 \text{ kN/m}$ ($P_a = 55 \text{ kN}$). <u>Stage II:</u> At $v \approx 64 \text{ kN/m}$ ($P_a = 70 \text{ kN}$) the cast-in-situ concrete cracked vertically along ends of slabs 1 and 4. At $v \approx 71 \text{ kN/m}$ ($P_a = 80 \text{ kN}$) these cracks had grown together. At $v \approx 78 \text{ kN/m}$ ($P_a = 90 \text{ kN}$) similar cracks on the opposite side of the middle beam had also grown together. At $v \approx 133 \text{ kN/m}$ ($P_a = 168 \text{ kN}$) inclined shear cracks appeared in the outermost webs of slabs 1, 5 and 8 close to the ends of the middle beam. This was followed by a sudden drop of P_a. P_a could still be increased to the previous value and beyond it. At $v \approx 134 \text{ kN/m}$ ($P_a = 168 \text{ kN}$) an inclined shear crack appeared in the outermost web of slab 4 close to the North end of the middle beam. At $v_{fl} = 136.5 \text{ kN/m}$ ($P_a = 169 \text{ kN}$) slabs 5 - 8 failed in shear. <u>After failure:</u> The cast-in-situ concrete cracked vertically along ends of slabs 5, 7 and 8 at $v \approx 54 \text{ kN/m}$ ($P_a = 55 \text{ kN}$).

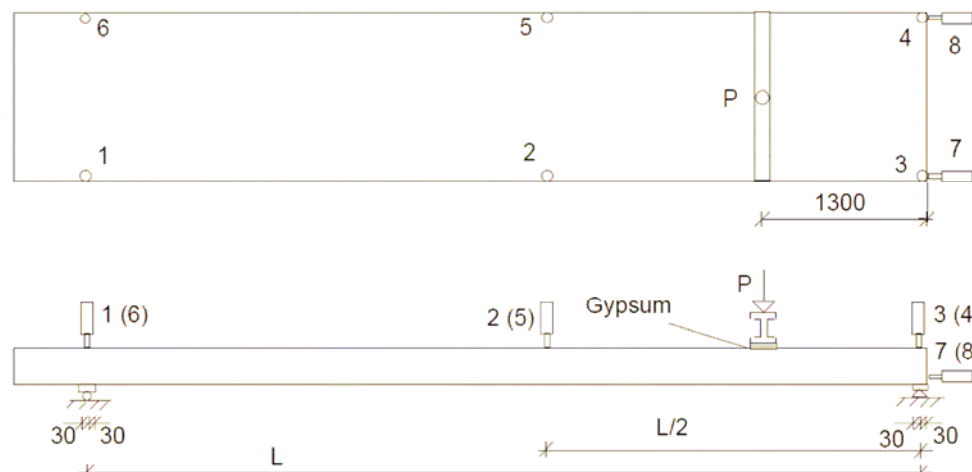
13	Crack patterns after failure	top  soffit  edges 
14	Ultimate shear load of slab	slab + joint concrete + topping 10.3 kN/m loading equipment 2.2 kN/m actuator forces 124.0 kN/m V_{fl} 136.5 kN/m
15	Measured displacements	 Deflection [mm] net deflection of middle beam: $u_{b,net} = 7.7 \text{ mm} * (L_b / 649)$ * at highest load level  DISPLACEMENT DIFFERENCE (mm) 

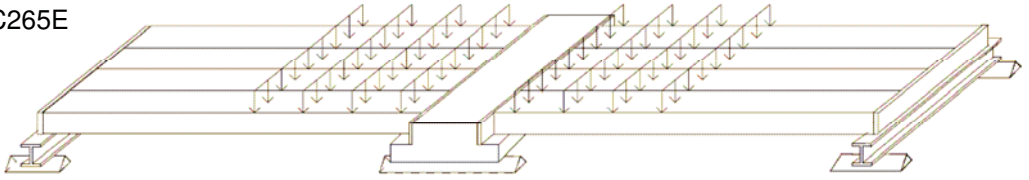
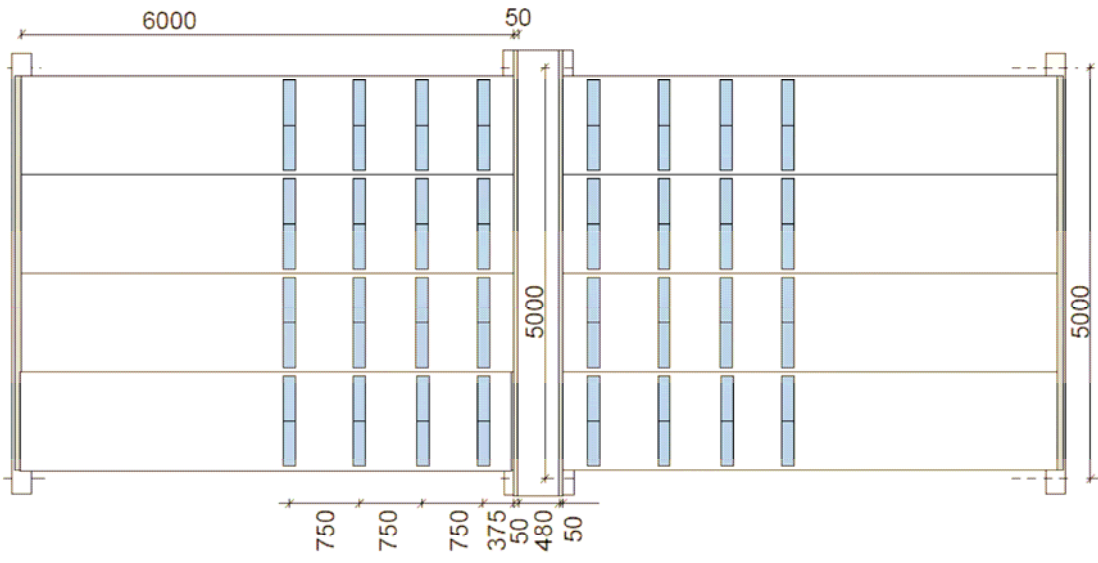
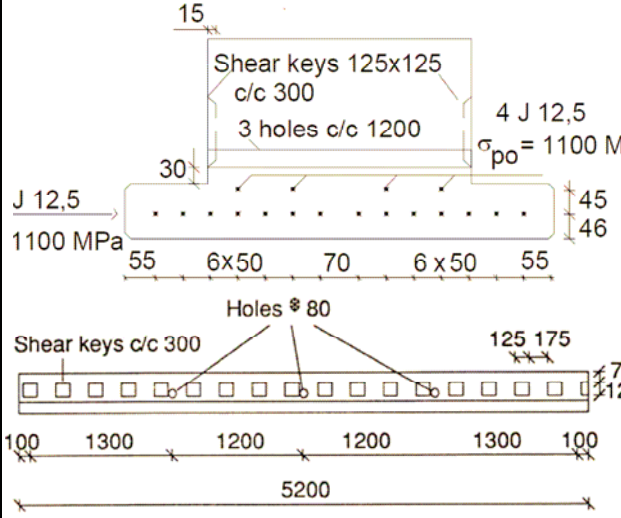
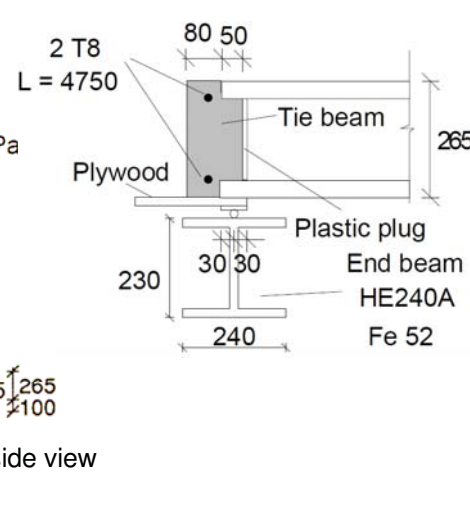
16	Results of reference tests	 Load cycles $n_{lc} = 5, v_{lc} \approx 40 \text{ kN/m}$ Ultimate shear load of slab <table><tr><td>slab + joint concrete</td><td>10.3 kN/m</td></tr><tr><td>loading equipment</td><td></td></tr><tr><td>+ actuator forces</td><td>165.5 kN/m</td></tr><tr><td>v_r</td><td>175.8 kN/m</td></tr></table>	slab + joint concrete	10.3 kN/m	loading equipment		+ actuator forces	165.5 kN/m	v_r	175.8 kN/m
slab + joint concrete	10.3 kN/m									
loading equipment										
+ actuator forces	165.5 kN/m									
v_r	175.8 kN/m									
17	v_f / v_r	$v_f / v_r = 136.5/175.8 = 78 \%$								
18	Discussion (by Pajari)	1. The net deflection of the middle beam due to the imposed actuator loads only (deflection minus settlement of supports) was 7.7 mm or $L/649$ at the highest load level. 2. The shear resistance measured in the reference tests was of the same order as the mean of the observed values for similar slabs given in <i>Pajari, M. Resistance of prestressed hollow core slab against web shear failure. VTT Research Notes 2292, Espoo 2005 (IPaj05a)</i>. 3. Before failure, the net deflection of the end beams was 3.8 - 4 mm lower than that of the middle beam. This is a too small difference to cause considerable torsional stresses in the slabs. 4. The failure mode was a web shear failure of slabs on one side of the middle beam. Before failure there were diagonal cracks in all for slab edges next to the supports of the middle beam. 5. The failure behaviour of the slabs was similar to that in the other Finnish floor tests in which the slabs were supported close to the soffit of the middle beam.								

1	Test type	PC265T	
			Prestressed concrete beam
2	Test report	Date of Test 11.10.1993 Author Koukkari, H. Name Loading test on 265 mm hollow core floor with topping supported on prestressed concrete beam (original in Finnish), RAT-IR-19/1993, 15.12.1993 Availability Public, available on request from VTT Expert Services	
3	Layout		
4	Beams	Middle beam  PC beam, concrete grade K60, $L_b = 5.0$ m, $h_b = 365$ mm, $EI_b = 85.6$ MNm², 18 strands 0.5", $A_p = 1674$ mm², $\sigma_{p0} = 1100$ N/mm² End beam  HE240 A $L_b = 5.0$ m, $h_b = 230$ mm	

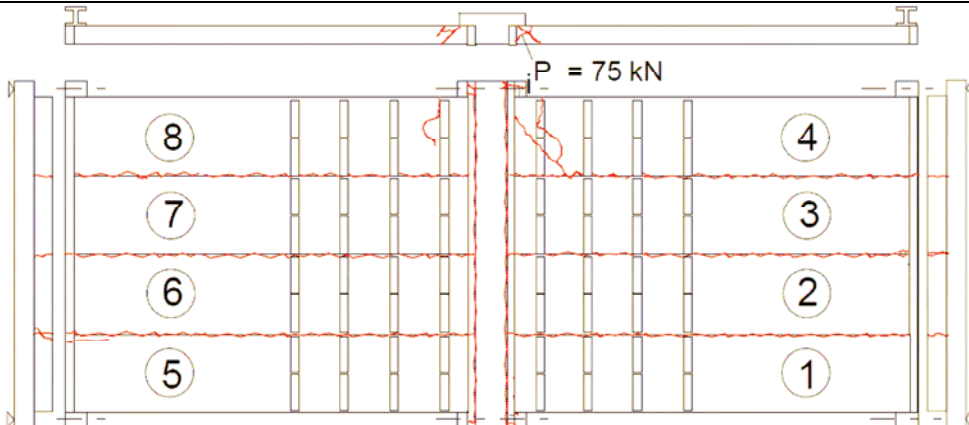
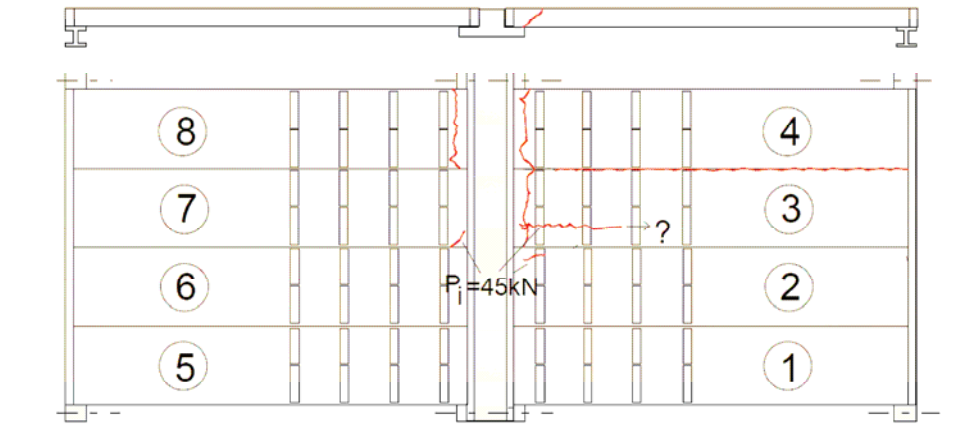
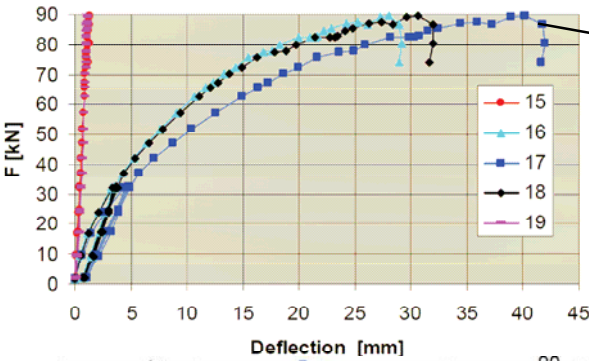
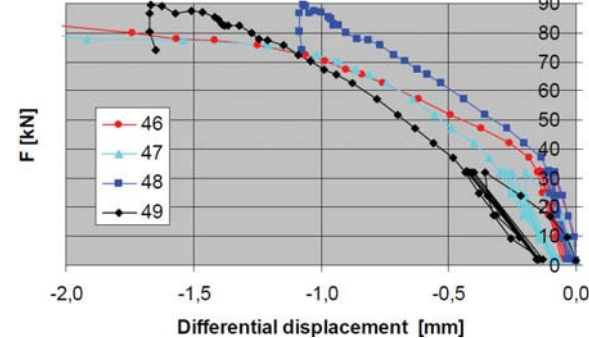
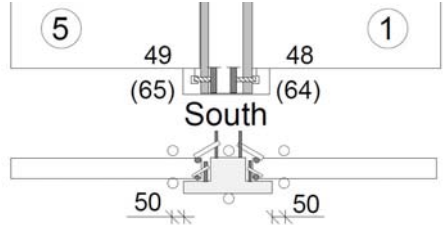
5	Slabs	Parma Oy 265 Nominal geometry $l_{sl} = 6.00$ m, $L_{sl} = 5.93$ m, $h_{sl} = 265$ mm, $A_{sl} = 1770$ cm², $I_{y,sl} = 154800$ cm⁴, $S_{y,sl} = 7860$ cm³, $e_{sl,top} = 130$ mm, $b_{w,sl} = 234$ mm Measured geometry $b_{w,sl} = 222$ mm, $h_{sl,top} = 44$ mm Strands bottom: $n = 10$, 0.5", $A_p = 930$ mm², $\sigma_{p0} = 950$ N/mm², $e_p = 231$ mm Concrete strength $f_{cm,cube} = 78.2$ N/mm² (6 drilling cores, $d = 50$ mm, $h/d = 1$) $f_{cm} = 64.5$ N/mm², $f_{ctm} = 4.3$ N/mm², $E_{cm} = 36100$ N/mm² (calculated from $f_{cm,cube}$)
6	Joint concrete	$E_{cm} = 24900$ N/mm ² , $f_{cm,cube} = 33.8$ N/mm ²
7	Reinforcing steel	
8	Support conditions	
9	Special parameters	60 mm thick topping concrete K40 with mesh reinforcement B5 #150
10	Loading arrangement	line load at distance $a = 0.96$ m from the middle beam, one actuator (P_a) per slab, with slabs supposed to behave as simply supported beams: $v_q = A_{sl} \cdot 25 \cdot L_{sl} / 2$; $v_p = P_a \cdot (L_{sl} - a) / L_{sl} \cdot 1/1.2$; $v = v_q + v_p$ [kN/m]
11	Load cycles	$n_{lc} = 5$, $v_{lc} \approx 57$ kN/m ($P_a = 60$ kN; the whole test took roughly two hours)
12	Important test observations (by Pajari)	$P_a = 55$ (1) Vertical cracks in the flange of the middle beam (under slab 6), ($v \approx 54$) Vertical cracks in the longitudinal edges of the topping, above the middle beam ends, one vertical crack in the tie beam, above the end beam $P_a = 55$ (3) Several vertical cracks in the middle beam ends $P_a = 55$ (5) A vertical crack in the longitudinal edge of the topping $P_a = 60$ Cracking in the middle beam flange grew down to the bottom of the middle beam ($v \approx 57$) $P_a = 80$ Cracks formed on the surface of the topping along the joint between the middle beam and slabs 1-4, ($v \approx 71$) A transverse crack in the soffit of the middle beam $P_a = 90$ The cracks in the end tie beams reached the surface of the topping, ($v \approx 78$) A vertical crack formed in the longitudinal edge of the topping starting from the corner of the middle beam $P_a = 100$ A vertical crack developed in the concrete tie beam, between slabs 5 and 6, ($v \approx 85$) A vertical crack formed in the joint between slab 1 and the middle beam, next to the beam, $P_a = 110$ A vertical crack developed in the joint between the slab 5 and the middle beam, next to the beam ($v \approx 92$) $P_a = 115$ A vertical crack developed in the longitudinal edge of the topping

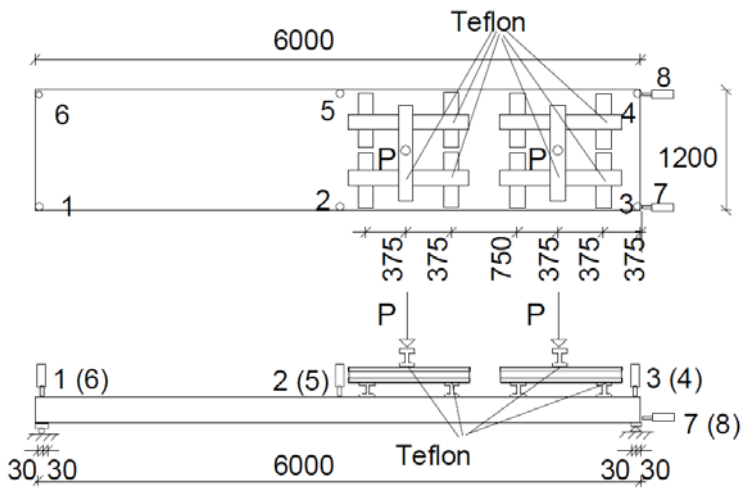
		starting from the corner of the middle beam, The concrete topping became loose above the middle beam, between slabs 1 and 5 $P_a = 120$ ($v \approx 99$) Diagonal cracks developed in edges of slabs 1 and 4 near the middle beam and a vertical crack along the ends of slabs 5 - 8 appeared in the topping. After a while diagonal cracks developed in edges of slabs 5 and 8 near the middle beam. $P_a = 135$ A shear failure took place in slabs 4 and 8.
13	Crack patterns after failure	top  edges  soffit 
14	Ultimate shear load of slab	slab + joint concrete + topping 14.5 kN/m loading equipment 2.5 kN/m actuator forces 99.9 kN/m V_{II} 116.9 kN/m
15	Measured displacements	 net deflection of middle beam: $U_{b,net} = 13.8 \text{ mm } (L_b / 362)$  

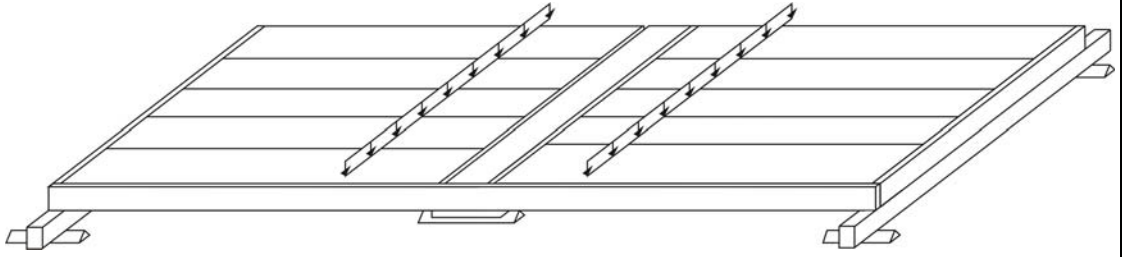
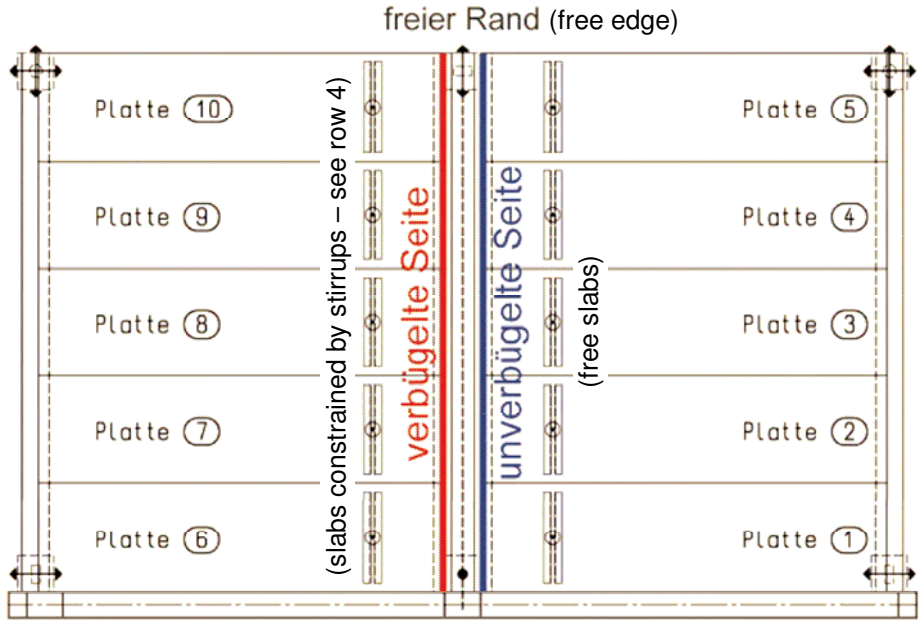
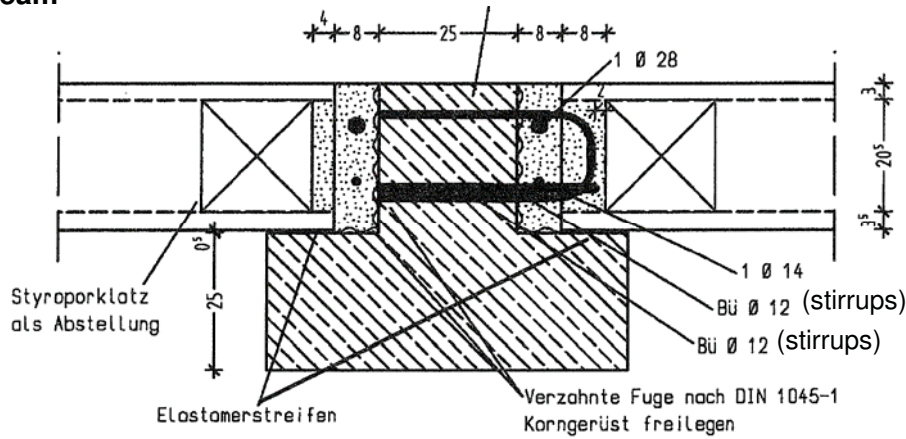
16	Results of reference tests	 Load cycles $n_{lc} = 5$, $v_{lc} \approx 40$ kN/m Ultimate shear load of slab <table><tr><td>slab + joint concrete</td><td>9.3 kN/m</td></tr><tr><td>loading equipment</td><td></td></tr><tr><td>+actuator forces</td><td>152.0 kN/m</td></tr><tr><td>v_r</td><td>161.3 kN/m</td></tr></table>	slab + joint concrete	9.3 kN/m	loading equipment		+actuator forces	152.0 kN/m	v_r	161.3 kN/m
slab + joint concrete	9.3 kN/m									
loading equipment										
+actuator forces	152.0 kN/m									
v_r	161.3 kN/m									
17	v_{fl} / v_r	$v_{fl} / v_r = 116.9/161.3 = 72 \%$								
18	Discussion (by Pajari)	1. The failure mode was web shear failure of edge slabs. The prestressed concrete beam seemed to recover completely after the failure. 2. The net deflection of the middle beam due to the imposed actuator loads (deflection minus settlement of supports) was 13.8 mm or $L/360$, i.e. rather small. It was 4.3 – 4.8 mm greater than that of the end beams. Hence, the torsional stresses due to the different deflection of the middle beam and end beams had a minor or negligible effect on the failure of the slabs. 3. The mean of shear resistances measured in the reference tests was roughly 10% lower than the mean of the observed values for similar slabs given in <i>Pajari, M. Resistance of prestressed hollow core slab against a web shear failure. VTT Research Notes 2292, Espoo 2005 (/Paj05a/)</i>. 4. The topping concrete above the middle beam became loose at one end of the middle beam when the imposed load was 85% of the failure load. 5. Comparing the deflection of the middle beam in the present test with that in test VTT.PC.InvT-Unif.265.1993 suggests that the middle beam was still far from yielding when the failure took place.								

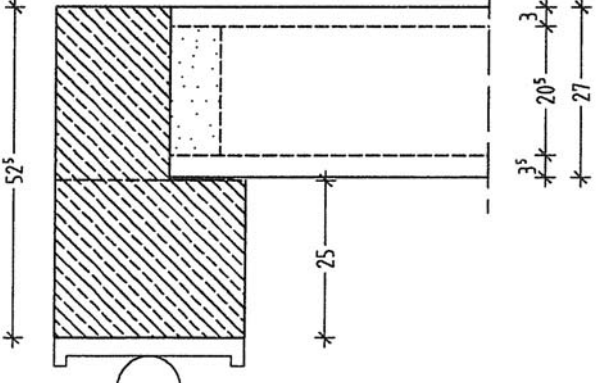
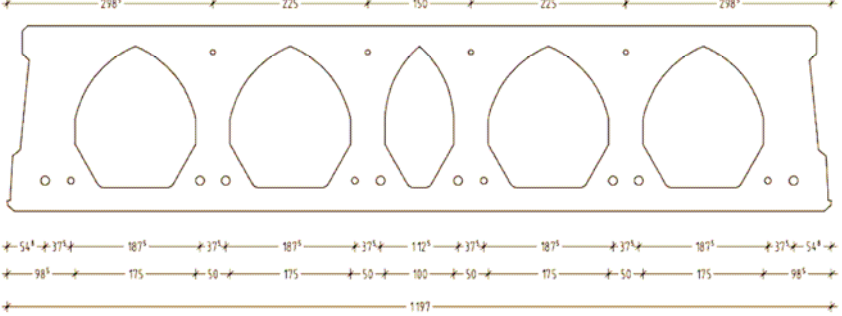
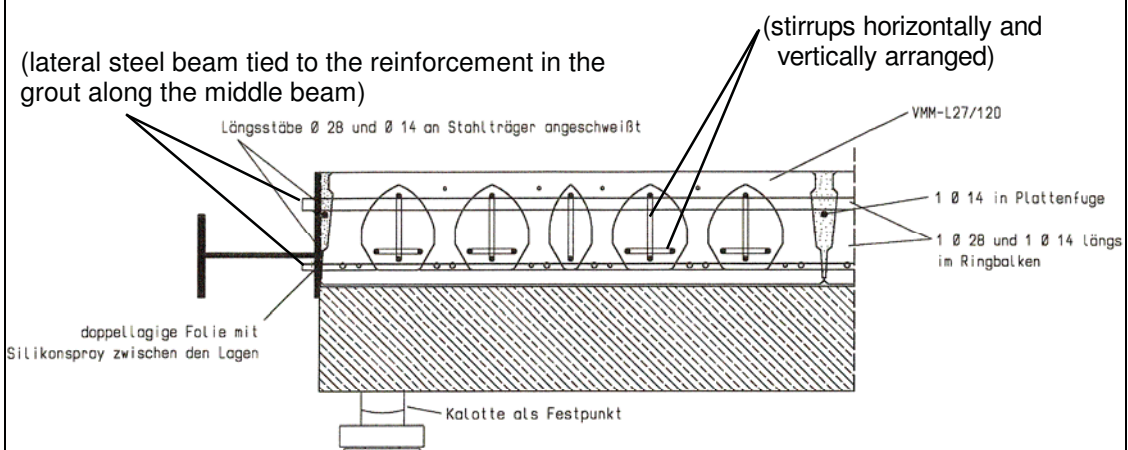
1	Test type	PC265E	
			Prestressed concrete beam
2	Test report	Date of Test 18.01.1993 Author Pajari, M. Name Loading test on 265 mm hollow core floor supported on prestressed concrete beam under evenly distributed load (original in Finnish), RAT-IR-5/1993, 07.03.1993 Availability Public, available on request from VTT Expert Services	
3	Layout		
4	Beams	Middle beam  PC beam, concrete grade K60, $L_b = 5.0$ m, $h_b = 365$ mm, $E I_b = 88.7$ MNm², 18 strands 0.5", $A_p = 1674$ mm², $\sigma_{p0} = 1100$ N/mm² End beam  HE240 A $L_b = 5.0$ m, $h_b = 230$ mm	

5	Slabs	Parma Oy 265 Nominal geometry $l_{sl} = 6.00$ m, $L_{sl} = 5.93$ m, $h_{sl} = 265$ mm, $A_{sl} = 1770$ cm², $I_{y,sl} = 154800$ cm⁴, $S_{y,sl} = 7860$ cm³, $e_{sl,top} = 130$ mm, $b_{w,sl} = 234$ mm Measured geometry $b_{w,sl} = 222$ mm, $h_{sl,top} = 44$ mm Strands bottom: $n = 10$, 0.5", $A_p = 930$ mm², $\sigma_{p0} = 1100$ N/mm², $e_p = 224$ mm Concrete strength $f_{cm,cube} = 72.9$ N/mm² (6 drilling cores, $d = 50$ mm, $h/d = 1$) $f_{cm} = 60.1$ N/mm², $f_{ctm} = 4.3$ N/mm², $E_{cm} = 34800$ N/mm² (calculated from $f_{cm,cube}$)
6	Joint concrete	$E_{cm} = 24100$ N/mm ² , $f_{cm,cube} = 31.3$ N/mm ²
7	Reinforcing steel	
8	Support conditions	
9	Special parameters	filling of hollow cores with in-situ concrete to a depth of 1850 mm; the concrete filling in the hollow cores was cast via the end of the slab; neither slots nor holes in the slab elements were needed
10	Loading arrangement	line load at distance $a = 1.45$ m from the middle beam, two actuators ($2 P_a$) per slab, with slabs supposed to behave as simply supported beams: $v_q = A_{sl} \cdot 25 \cdot L_{sl} / 2$; $v_P = 2 P_a \cdot (L_{sl} - a) / L_{sl} \cdot 1/1.2$; $v = v_q + v_P$ [kN/m]
11	Load cycles	$n_{lc} = 5$, $v_{lc} \approx 53$ kN/m ($P_a = 30$ kN) (the whole load test took 125 minutes)
12	Important test observations (by Pajari)	<u>Stage I</u>: - <u>Stage II</u>: At $v \approx 66$ kN/m ($P_a = 40$ kN) soffit of the middle beam cracked. At $v \approx 72$ kN/m ($P_a = 45$ kN) cracks in the corners of slabs 2 and 7 as well as a longitudinal crack along a hollow core in the soffit of slab 3 were observed. At $v \approx 110$ kN/m ($P_a = 75$ kN) one corner of slab 4 cracked. When increasing the loads, diagonal shear cracks appeared in the webs of slab units; first in slab 4, then in slab 8 and finally also in slab 1. At $v_{ff} = 123$ kN/m ($P_a = 88$ kN) a web shear failure took place in slab 4 close to the middle beam. <u>After failure</u>: When demolishing the test specimen it was observed that all core fillings were perfect.

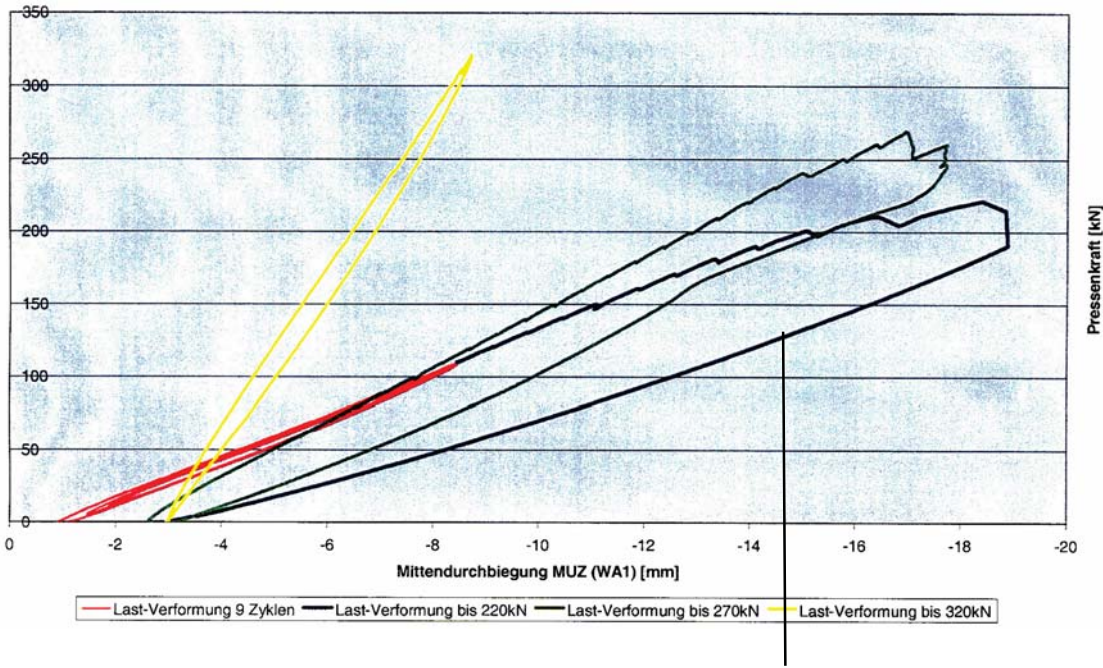
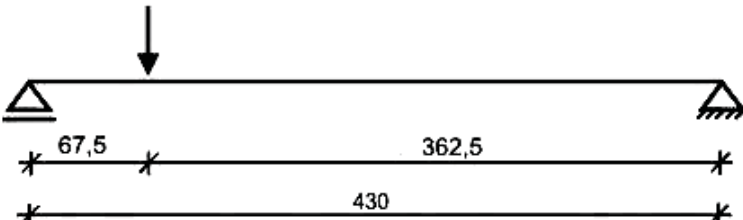
13	Crack patterns after failure	top and edges  soffit  values refer to P_a [kN]								
14	Ultimate shear load of slab	<table><tr><td>slab + joint concrete</td><td>10.4 kN/m</td></tr><tr><td>loading equipment</td><td>2.0 kN/m</td></tr><tr><td>actuator forces</td><td>110.6 kN/m</td></tr><tr><td>v_{fl}</td><td>123.0 kN/m</td></tr></table>	slab + joint concrete	10.4 kN/m	loading equipment	2.0 kN/m	actuator forces	110.6 kN/m	v_{fl}	123.0 kN/m
slab + joint concrete	10.4 kN/m									
loading equipment	2.0 kN/m									
actuator forces	110.6 kN/m									
v_{fl}	123.0 kN/m									
15	Measured displacements	 net deflection of middle beam: $U_{b,net} = 39 \text{ mm } (L_b / 128)$  								

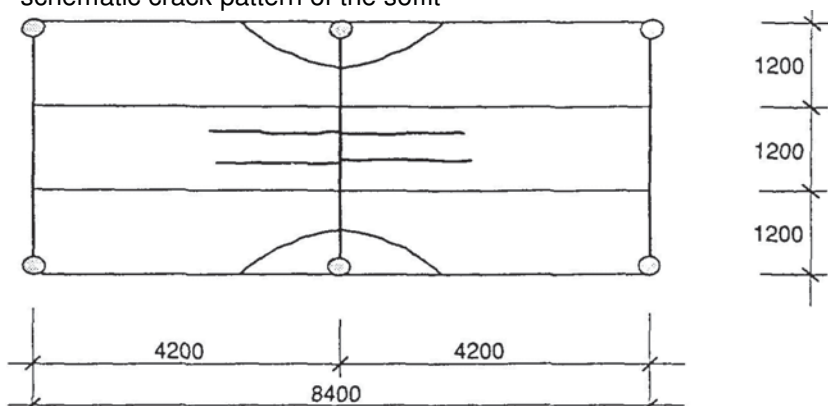
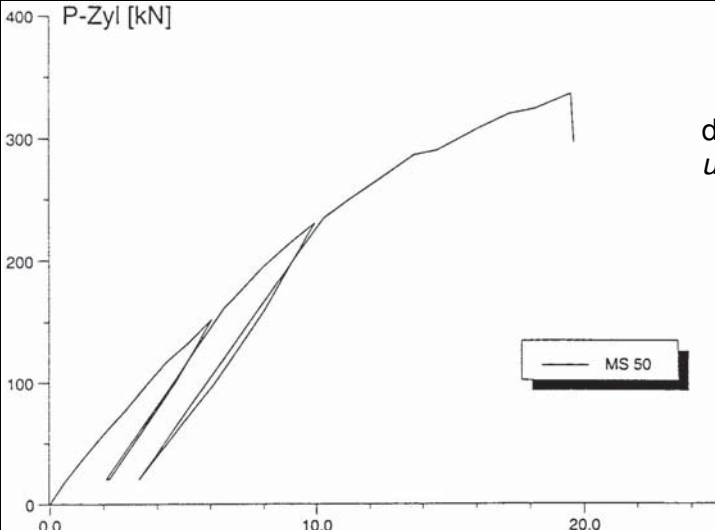
16	Results of reference tests	 Load cycles $n_{lc} = 5$, $v_{lc} \approx 40$ kN/m Ultimate shear load of slab <table><tr><td>slab + joint concrete</td><td>10.4 kN/m</td></tr><tr><td>loading equipment</td><td></td></tr><tr><td>+actuator forces</td><td>199.4 kN/m</td></tr><tr><td>v_r</td><td>209.8 kN/m</td></tr></table>	slab + joint concrete	10.4 kN/m	loading equipment		+actuator forces	199.4 kN/m	v_r	209.8 kN/m
slab + joint concrete	10.4 kN/m									
loading equipment										
+actuator forces	199.4 kN/m									
v_r	209.8 kN/m									
17	v_{fl} / v_r	$v_{fl} / v_r = 123.0/209.8 = 59 \%$								
18	Discussion (by Pajari)	1. The failure mode was web shear failure of edge slabs. The prestressed concrete beam seemed to recover completely after the failure. 2. The obtained shear resistance was 43% higher than that observed in test VTT.PC.InvT.265.1990. The filled hollow cores and the uniformly distributed load over half floor made the difference in the present test. It is difficult to say, to which extent the enhanced resistance was attributable to each of these differences. 3. The net deflection of the middle beam due to the imposed actuator loads (deflection minus settlement of supports) was 39 mm or $L/128$. It was 17 – 19 mm greater than the deflection of the end beams. Hence, the torsion due to the different deflection of the middle beam and end beams has to be taken into account when analyzing the test result. 4. The measured strains on the top and at the bottom of the middle beam suggest that the middle beam was not yielding when the failure took place.								

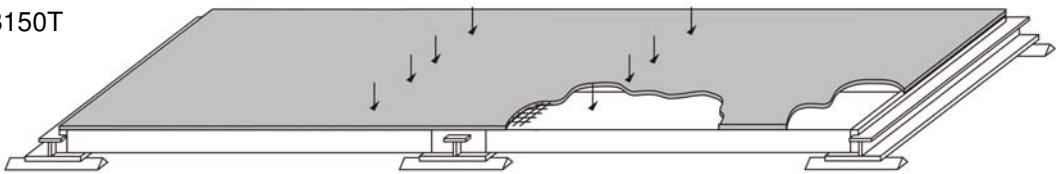
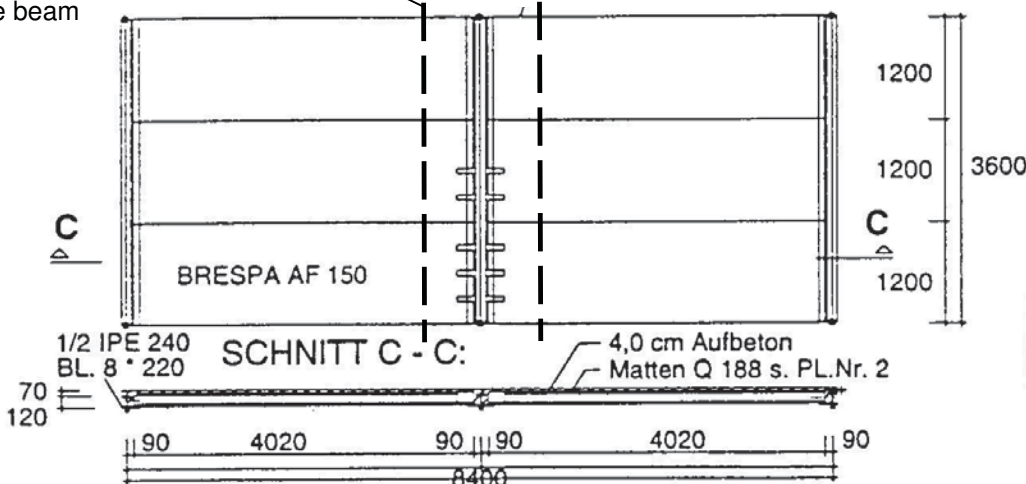
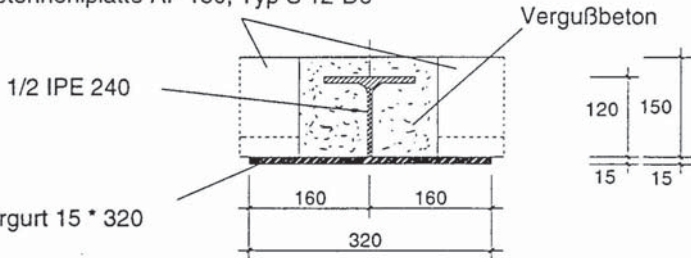
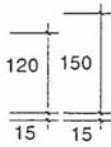
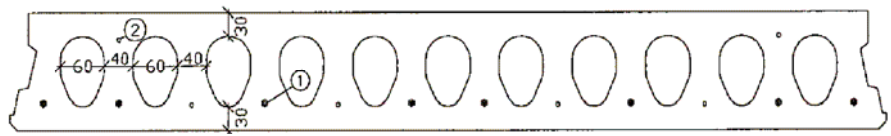
1	Test type	PC270BI	
2	Test report	Date of Test 26.01.2006 Author Schnell, J., Ackermann, F.P. Name Load test on hollow core slab floor with PC beam (original in German), 06024Ack/527, 03.07.2006 Availability Public, test performed at the Technical University of Kaiserslautern, Fachgebiet Massivbau und Baukonstruktion, available on request by the Bundesverband Spannbeton-Fertigdecken	
3	Layout	 freier Rand (free edge) Platte 10 Platte 9 Platte 8 Platte 7 Platte 6 (slabs constrained by stirrups – see row 4) verbügelte Seite unverbügelte Seite (free slabs) Platte 5 Platte 4 Platte 3 Platte 2 Platte 1 horizontal gehaltener Rand (edge constrained by lateral steel beam – see row 9) line load at distance $a = 675$ mm from the support line of the slabs at the middle beam	
4	Beams	Middle beam  Styroporklatz als Abstellung Elastomerstreifen Verzahnte Fuge nach DIN 1045-1 Korngerüst freilegen 1 Ø 28 1 Ø 14 Bü Ø 12 (stirrups) Bü Ø 12 (stirrups) PC beam $L_b = 6.0$ m, $h_b = 525$ mm $EI_b = 192.4$ MNm², $f_{cm, cube} = 97.8$ N/mm² (information on reinforcement not available)	

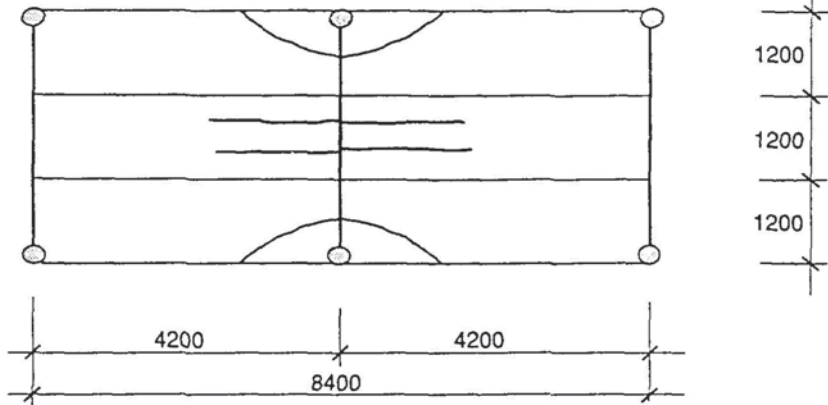
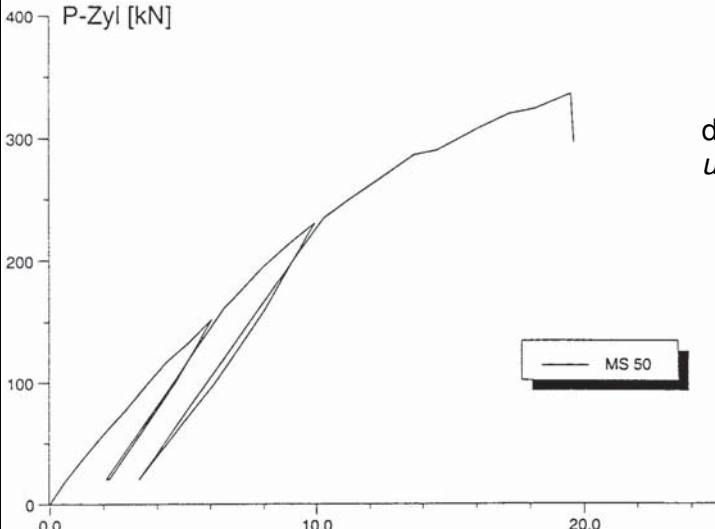
		End beam PC beam $L_b = 6.0$ m, $h_b = 525$ mm, $E_{Ib} = 97.8$ MNm² 
5	Slabs	Echo VMM EPD 27 Nominal geometry $l_{sl} = 4.50$ m, $L_{sl} = 4.38$ m, $h_{sl} = 270$ mm, $A_{sl} = 1930$ cm², $I_{y,sl} = 163100$ cm⁴, $S_{y,sl} = 8250$ cm³, $e_{sl,top} = 134$ mm, $b_{w,sl} = 358$ mm  Measured geometry $b_{w,sl} = 398$ mm, $h_{sl,top} = 43$ mm Strands (bottom) $n = 12$, 0.5", $A_p = 1116$ mm², $\sigma_{p0} = 1080$ N/mm², $e_{p,bottom} = 223$ mm Wires (top) 4 Ø 5, $A_p = 77$ mm², $\sigma_{p0} = 250$ N/mm², $e_{p,top} = 26$ mm Concrete strength C60/75 $f_{cm,cube} = 90.0$ N/mm², $f_{cm} = 74.2$ N/mm² (1 drilling core, $d = 40$ mm), $f_{ctm} = 3.2$ N/mm² (5 drilling cores, $d = 40$ mm), $E_{cm} = 38700$ N/mm²
6	Joint concrete	$E_{cm} = 26700$ N/mm ² , $f_{cm,cube} = 55.8$ N/mm ²
7	Reinforcing steel	see row 4; 1 Ø 14 mm in each longitudinal joint
8	Support conditions	
9	Special parameters	slabs 6 - 10 were tied to the middle beam by stirrups reaching into the hollow cores; slabs 1 and 6 were constrained by a lateral steel beam, which was tied to the middle beam and to the end beams (lateral steel beam tied to the reinforcement in the grout along the middle beam) 
10	Loading arrangement	line load at distance $a = 0.68$ m from the middle beam (one actuator (P_a) per slab)

11	Load cycles	$n_{lc} = 9$, $v_{lc} = 86 \text{ kN/m}$ (first load cycle stopped at $v_{fl} = 128.3 \text{ kN/m}$ after shear cracking of slab 5)
12	Important test observations (by the editor)	Slab 5 cracked in the first load cycle at a shear load of $v_{fl} = 128.3 \text{ kN/m}$. After unloading the slabs and reloading them in 9 cycles up to $v_{lc} = 86 \text{ kN/m}$, the load was increased up to a sudden shear tension failure of slab 10 at $v_{fl} = 163.3 \text{ kN/m}$. Slab 5 could carry loads beyond $v_{fl} = 128.3 \text{ kN/m}$ and did not initiate the failure in the second test run. Afterwards, the loading equipment was removed from the damaged slabs (4, 5, 9, 10). Further tests until failure of the remaining slabs were performed. Respective results are not given due to ambiguous load bearing behaviour with several cracked slabs and substitute loading arrangements.
13	Crack pattern after failure	soffit Platte 10 values refer to P_a [kN] Platte 5 top and edges Platte 6 Platte 1

14	Ultimate shear load of slab	slab + joint concrete 9.3 kN/m loading equipment 0.6 kN/m actuator forces 153.4 kN/m v_{fl} 163.3 kN/m
15	Measured displacements	 deflection of middle beam: $u_b = 17.9 \text{ mm } (L_b / 335)$
16	Results of reference tests	Echo VMM-L-EPD ($h = 27 \text{ cm}$)  Load cycles $n_{lc} = 9, v_{lc} = 160 \text{ kN/m}$ Ultimate shear load of slab slab + joint concrete 9.3 kN/m loading equipment 0.6 kN/m actuator forces 240.8 kN/m v_r 250.7 kN/m
17	v_{fl} / v_r	$v_{fl} / v_r = 163.3 / 250.7 = 65 \%$
18	Discussion (by the editor)	A sudden increase in deflection of slab 5 in the first load cycle at 128.3 kN/m was probably caused by flexural shear cracking. A deflection of appr. 2 mm as observed in the test /Sch07a/ due to shear tension cracking would certainly lead to an abrupt failure of the slab. It is assumed that part of the load on slab 5 was transferred over the longitudinal joint to slab 4 in the following load cycles and until failure of slab 10. The failure load of slab 10 (163.3 kN/m) was regarded as the final value for the test. As mentioned in row 12, failure loads of following test runs were not considered.

6	Joint concrete	$E_{cm} = 25700 \text{ N/mm}^2$, $f_{cm,cube} = 36.8 \text{ N/mm}^2$	
7	Reinforcing steel	- see row 9 - support length at middle beam 70 mm (see row 4)	
8	Support conditions		
9	Special parameters	filling of hollow cores with in-situ concrete to a depth of 100 mm to the left hand and 50 mm to the right hand side of the middle beam; hook rebars 2 Ø 12 mm per slab reaching over the middle beam (arranged in the hollow cores with upper slab flange removed, see row 3); rebars Ø 16 mm with $l = 600 \text{ mm}$ in the longitudinal joints to absorb torsional stresses of the end beams	
10	Loading arrangement	line load at distance $a = 0.63 \text{ m}$ from the middle beam (1.33 actuators per slab); at each load introduction point there was a spreader beam with a length of 400 mm	
11	Load cycles	$n_{lc} = 20$, $v_{lc} = 30.3 \text{ kN/m}$	
12	Important test observations	not available	
13	Crack pattern after failure	schematic crack pattern of the soffit 	
14	Ultimate shear load of slab	slab + joint concrete loading equipment + actuator forces v_{fl}	5.6 kN/m 47.5 kN/m 53.1 kN/m
15	Measured displacements	 deflection of middle beam: $u_b = 22.0 \text{ mm } (L_b / 157)$	
16	Results of reference tests	not available	
17	v_{fl} / v_r	-	
18	Discussion	not available	

1	Test type	IFB150T	
2	Test report	Date of Test 1996 Author Bode, H., Stengel, J. Name Load test on hollow core slab floor with IFB section (original in German), Endbericht P261, Sept. 1996 Availability Public, owner is the Technical University of Kaiserslautern and RWTH Aachen University (collaborative research project by the structural steel departments)	
3	Layout	approximated line load at distance $a = 530$ mm from the support line of the slabs at the middle beam 	
4	Beams	Middle beam Spannbetonhohlplatte AF 150, Typ S 12-D6  IFB section $L_b = 3.6$ m, $h_b = 165$ mm, $EI_b = 5.8$ MNm²	End beam  IFB section as at the middle beam but with a lower flange of 220 x 8 mm $L_b = 3.6$ m, $h_b = 158$ mm
5	Slabs	Brespa AF/150  Nominal geometry (according to supplier's information from 2009) $l_{sl} = 4.00$ m, $L_{sl} = 4.13$ m, $h_{sl} = 150$ mm, $A_{sl} = 1260$ cm², $I_{y,sl} = 30400$ cm⁴ $S_{y,sl} = 2820$ cm³, $e_{sl,top} = 77$ mm, $b_{w,sl} = 480$ mm Measured geometry not available Strands (maximum prestress according to supplier's information from 2009) top: $A_p = 118$ mm², $\sigma_{p0} = 900$ N/mm², $e_{p,top} = 38$ mm bottom: $A_p = 619$ mm², $\sigma_{p0} = 900$ N/mm², $e_{p,bottom} = 110$ mm Concrete strength C35/45, $f_{cm,cube} = 53.3$ N/mm², $f_{cm} = 43.9$ N/mm², $f_{ctm} = 3.5$ N/mm², $E_{cm} = 30200$ N/mm² (calculated from $f_{cm,cube}$)	

6	Joint concrete	$E_{cm} = 25500 \text{ N/mm}^2$, $f_{cm,cube} = 36.1 \text{ N/mm}^2$
7	Reinforcing steel	- see row 9 - support length at middle beam 70 mm (see row 4)
8	Support conditions	
9	Special parameters	topping concrete with a thickness of 40 mm and reinforcing steel 1.88 cm ² /m (mesh Q188); filling of hollow cores with in-situ concrete to a depth of 100 mm to the left hand and 50 mm to the right hand side of the middle beam; hook rebars 2 Ø 12 mm per slab reaching over the middle beam (arranged in the hollow cores with upper slab flange removed, see row 3); rebars Ø 16 mm with $l = 600 \text{ mm}$ in the longitudinal joints to absorb torsional stresses of the end beams
10	Loading arrangement	line load at distance $a = 0.53 \text{ m}$ from the middle beam (1.33 actuators per slab); at each load introduction point there was a spreader beam with a length of 400 mm
11	Load cycles	$n_{lc} = 20$, $v_{lc} = 34.5 \text{ kN/m}$
12	Important test observations	not available
13	Crack pattern after failure	schematic crack pattern of the soffit 
14	Ultimate shear load of slab	slab + joint concrete 5.6 kN/m loading equipment + actuator forces 85.0 kN/m v_{fl} 90.6 kN/m
15	Measured displacements	 deflection of middle beam: $u_b = 20.0 \text{ mm } (L_b / 180)$
16	Results of reference tests	not available
17	v_{fl} / v_r	-
18	Discussion	not available

A 4 Bemessungsansatz

Im Rahmen des entwickelten Bemessungsansatzes zur Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit von Spannbeton-Fertigdecken bei biegeweicher Lagerung wurden die Plattenquerschnitte als Stabtragwerke (Vierendeelträger) idealisiert (Bild 5.6 der Arbeit). Die Schnittgrößen im äußersten Randsteg infolge der maßgebenden Einwirkungen (horizontale Schubkraft c und Vertikalkraft v) wurden nach einem Verfahren aus /Hir82/ analytisch bestimmt. Die Vorgehensweise und einzelne Berechnungsergebnisse werden nachfolgend beschrieben.

Die verwendeten geometrischen Größen in Bild 5.6 der Arbeit dargestellt, die zugehörigen Bezeichnungen fasst Tabelle A 4.1 zusammen. Zur Begrenzung des Rechenaufwands wurden folgende Festlegungen getroffen:

- alle Stegbreiten $b_{w,j}$ sind gleich groß: $b_{w,j} = b_w/m$
- die Breite aller Hohlkammern ist gleich groß
- die Plattenspiegeldicken werden gemittelt: $h_{sl,fl} = (h_{sl,top} + h_{sl,bot})/2$
- als Plattendicke wird der Abstand $h_{sl,eff}$ zwischen den Mittelachsen der Spiegel und als Plattenbreite der Nominalwert b_{sl} ($b_{sl} = 1200$ mm) verwendet

Tabelle A 4.1: Verwendete Bezeichnungen

Parameter		Parameter	
Stegbreite	$b_{w,j}$	Plattenbreite	b_{sl}
Plattenspiegeldicke	$h_{sl,fl}$	Anzahl der Stege	m
Plattendicke	$h_{sl,eff}$	Anzahl der Hohlkammern	n

Zur analytischen Schnittgrößenermittlung am Randsteg werden nach /Hir82/ am idealisierten Stabtragwerk Momentengelenke als statisch Unbestimmte eingeführt. Anstelle von Einzelmomenten werden am Ersatzsystem je Steg die drei Lastgruppen X_a , X_b und X_c angesetzt (Bild A 4.1).

Jede Lastgruppe ruft symmetrische Momentenflächen hervor, die sich nur auf die Nachbarfelder des betrachteten Steges erstrecken. Werden die Normalkraft- und die Querkraftterme vernachlässigt, vereinfacht sich dadurch die Berechnung der Formänderungsbeiwerte δ_{ik} erheblich. Die Momentenflächen infolge der drei Lastgruppen sind in Bild A 4.2 dargestellt.

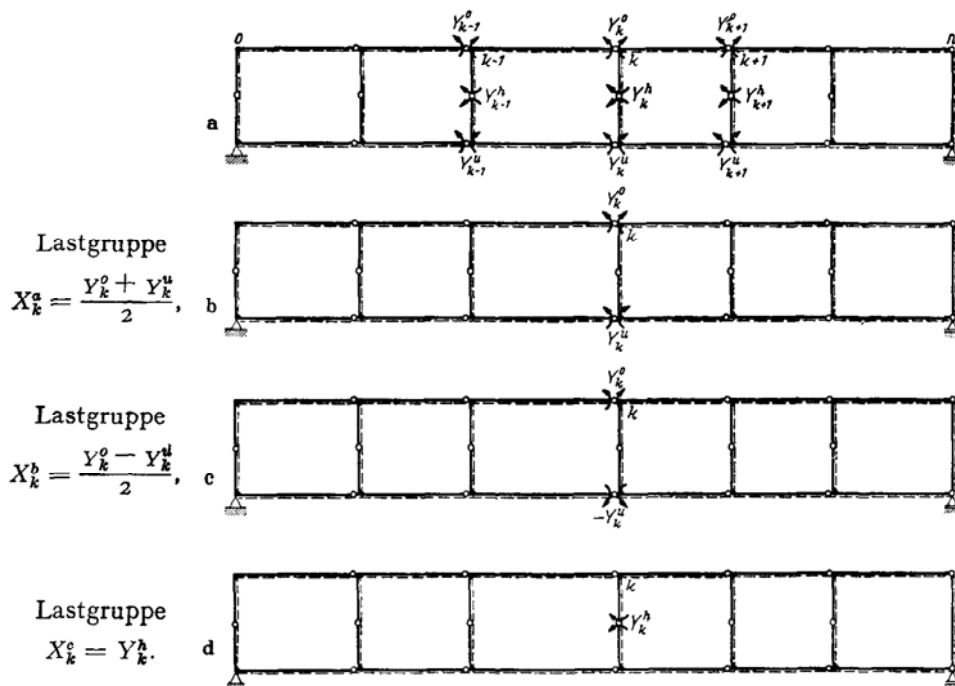


Bild A 4.1: Statisch bestimmtes Ersatzsystem und Lastgruppen zur Schnittgrößenermittlung eines Vierendeelträgers /Hir82/

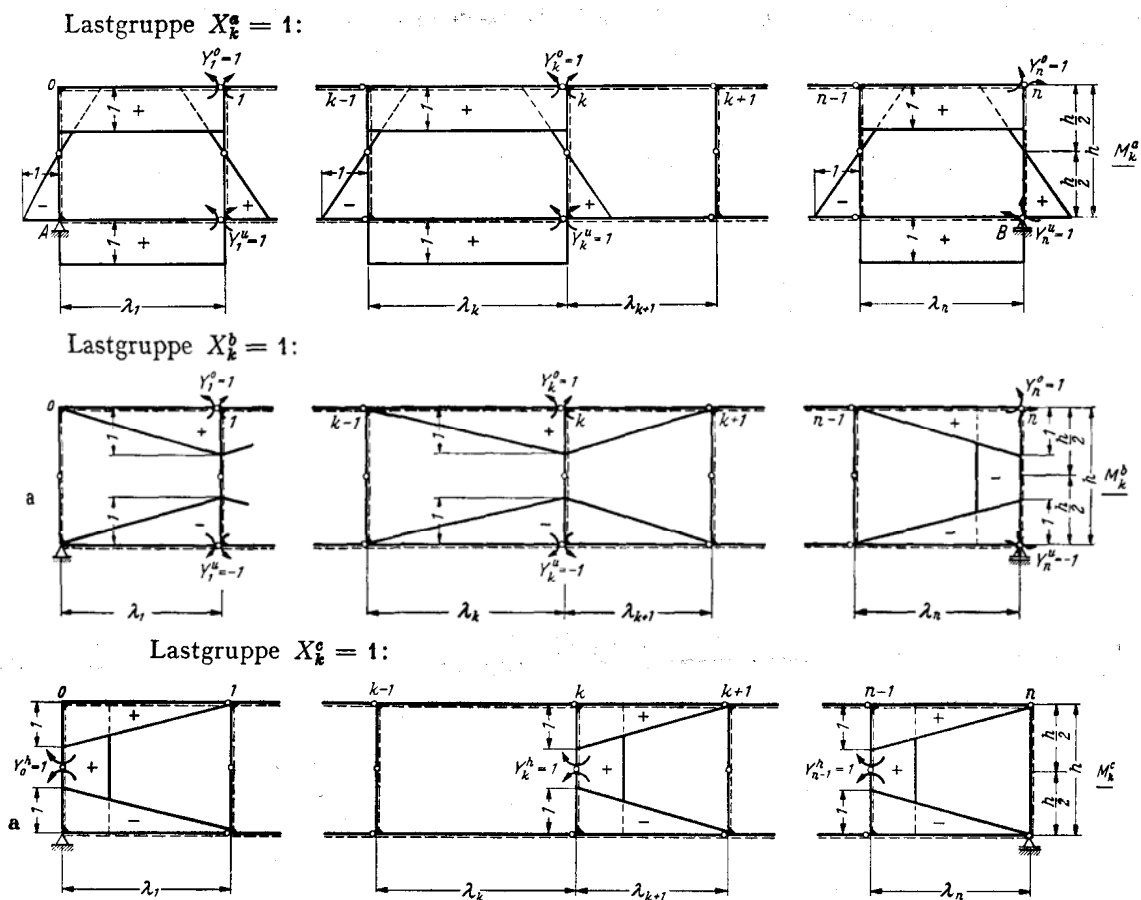


Bild A 4.2: Momentenflächen infolge der Lastgruppen zur Schnittgrößenermittlung eines Vierendeelträgers /Hir82/

Zur Bestimmung der Schnittkräfte des Randstegs sind nur die Momentenflächen der Lastgruppen an den äußeren drei Stegen zu überlagern, da weitere statisch Unbestimmte keinen Einfluss mehr haben. Somit ergeben sich für alle Plattenquerschnitte mit mehr als drei Hohlkammern identische Formeln. Es werden die Lastgruppen an den äußeren drei Stegen $n-2$, $n-1$ und n (Bild A 4.1) betrachtet. Aus der Überlagerung resultieren für die Lastgruppe A eine 2x2-, für die Lastgruppe B eine 3x3- und für die Lastgruppe C eine 2x2-Matrix, so dass insgesamt eine symmetrische 7x7 Matrix der folgenden Form entsteht:

	X^a_{n-1}	X^a_n	X^b_{n-2}	X^b_{n-1}	X^b_n	X^c_{n-2}	X^c_{n-1}
$\overline{\delta}_{k,l}^{i,j} =$	$\delta^{a,a}_{n-1,n-1}$	$\delta^{a,a}_{n-1,n}$	$\delta^{a,b}_{n-1,n-2}$	$\delta^{a,b}_{n-1,n-1}$	$\delta^{a,b}_{n-1,n}$	$\delta^{a,c}_{n-1,n-2}$	$\delta^{a,c}_{n-1,n-1}$
		$\delta^{a,a}_{n,n}$	$\delta^{a,b}_{n,n-2}$	$\delta^{a,b}_{n,n-1}$	$\delta^{a,b}_{n,n}$	$\delta^{a,c}_{n,n-2}$	$\delta^{a,c}_{n,n-1}$
			$\delta^{b,b}_{n-2,n-2}$	$\delta^{b,b}_{n-2,n-1}$	$\delta^{b,b}_{n-2,n}$	$\delta^{b,c}_{n-2,n-2}$	$\delta^{b,c}_{n-2,n-1}$
				$\delta^{b,b}_{n-1,n-1}$	$\delta^{b,b}_{n-1,n}$	$\delta^{b,c}_{n-1,n-2}$	$\delta^{b,c}_{n-1,n-1}$
					$\delta^{b,b}_{n,n}$	$\delta^{b,c}_{n,n-2}$	$\delta^{b,c}_{n,n-1}$
						$\delta^{c,c}_{n-2,n-2}$	$\delta^{c,c}_{n-2,n-1}$
							$\delta^{c,c}_{n-1,n-1}$

Aufgrund der Symmetrie der Querschnitte bzw. Stabtragwerke in Vertikalrichtung heben sich mehrere der ebenfalls symmetrischen Momentenflächen bei der Überlagerung gegenseitig auf:

$$\begin{aligned} \delta^{b,b}_{n-2,n} &= \delta^{b,c}_{n-2,n-1} = \delta^{b,c}_{n,n-2} = \delta^{c,c}_{n-2,n-1} = \delta^{a,b}_{n-1,n-2} = \delta^{a,b}_{n-1,n-1} = \delta^{a,b}_{n-1,n} = \delta^{a,b}_{n,n-1} = \delta^{a,c}_{n-1,n-2} \\ &= \delta^{a,c}_{n-1,n-1} = \delta^{a,b}_{n,n-2} = \delta^{c,a}_{n-2,n} = \delta^{a,b}_{n,n} = \delta^{c,a}_{n-1,n} = 0 \end{aligned}$$

Für die übrigen Formänderungsbeiwerte gilt:

$$\delta^{a,a}_{n-1,n-1} = \delta^{a,a}_{n,n} = 2 \frac{b_{w,j}^3 b_{sl}}{h_{sl,fl}^3 n} + \frac{2}{3} h_{sl,eff} + \frac{2}{3} \frac{b_{w,j}^3 b_{sl}}{h_{sl,eff}^2 h_{sl,fl} n} \quad (A 4.1)$$

$$\delta^{a,a}_{n-1,n} = -\frac{1}{3} h_{sl,eff} \quad (A 4.2)$$

$$\delta^{b,b}_{n-2,n-2} = \delta^{b,b}_{n-1,n-1} = \frac{4}{3} \frac{b_{w,j}^3 b_{sl}}{h_{sl,fl}^3 n} \quad (A 4.3)$$

$$\delta^{b,c}_{n-2,n-2} = \delta^{b,c}_{n-1,n-1} = \frac{2}{3} \frac{b_{w,j}^3 b_{sl}}{h_{sl,fl}^3 n} \quad (A 4.4)$$

$$\delta_{n-2,n-1}^{b,b} = \delta_{n-1,n}^{b,b} = \delta_{n-1,n-2}^{b,c} = \delta_{n,n-1}^{b,c} = \frac{1}{3} \frac{b_{w,j}^3 b_{sl}}{h_{sl,fl}^3 n} \quad (\text{A 4.5})$$

$$\delta_{n,n}^{b,b} = \delta_{n-2,n-2}^{c,c} = \delta_{n-1,n-1}^{c,c} = \frac{2}{3} \frac{b_{w,j}^3 b_{sl}}{h_{sl,fl}^3 n} + h_{sl,eff} \quad (\text{A 4.6})$$

Für die äußeren Belastungen durch eine horizontale Schubkraft c und eine Vertikalkraft v (Kapitel 5.4.1 der Arbeit) ergeben sich am statisch bestimmten Ersatzsystem die Momentenflächen gemäß Bild A 4.3. Anstelle der Streckenlast v werden äquivalente resultierende Einzellasten betrachtet, die an den Stegen angreifen.

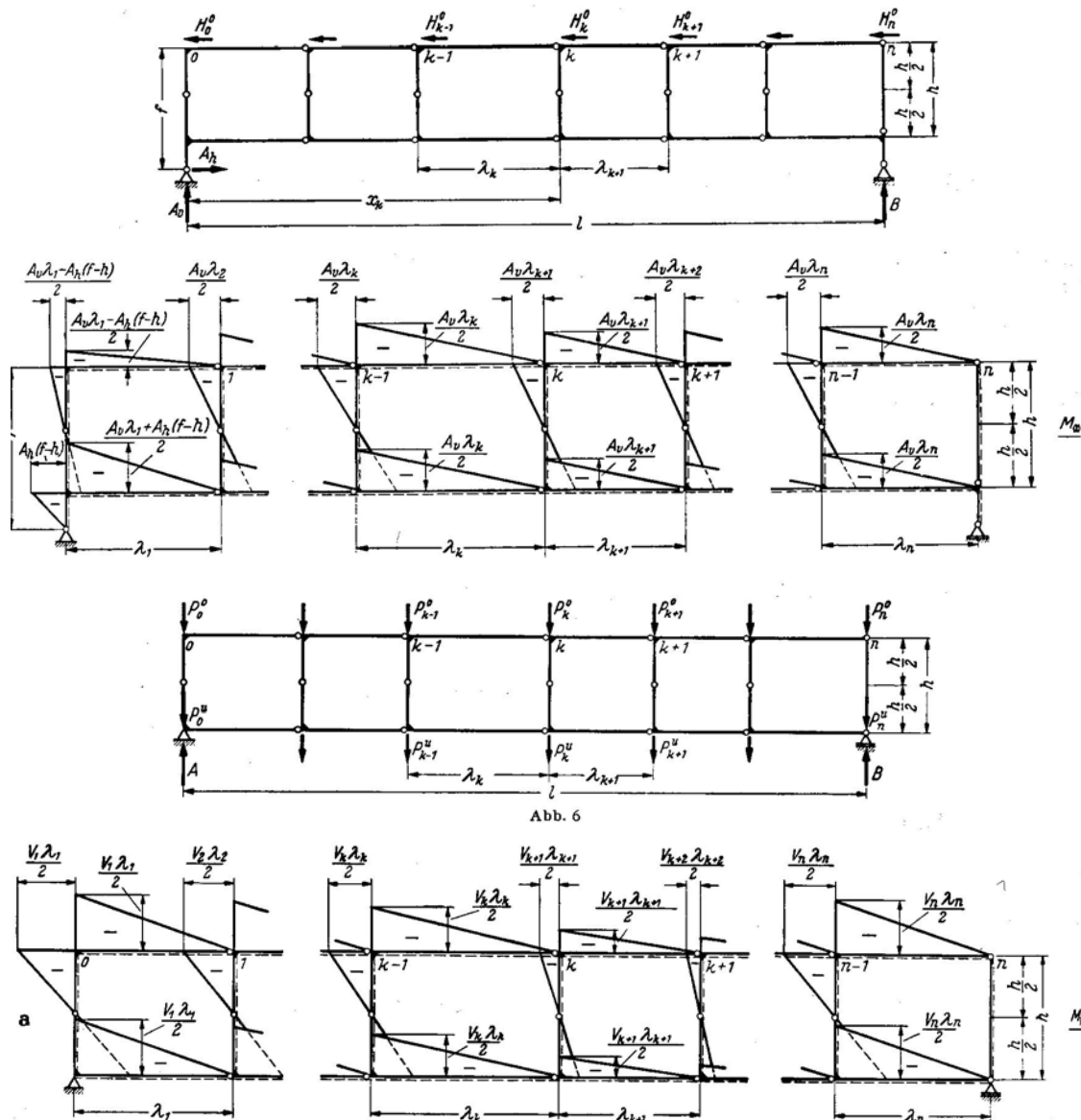


Bild A 4.3: Äußere Belastung durch Horizontalkräfte am Obergurt entsprechend der horizontalen Schubkraft c (oben) und Vertikalkräfte an den Stegen entsprechend den Resultierenden einer linienförmigen Vertikalkraft v (unten) mit zugehörigen Momentenflächen /Hir82/

Die Formänderungsvektoren $\bar{\delta}_{k,c}^i$ und $\bar{\delta}_{k,v}^i$ infolge der äußeren Lasten lauten:

$$\bar{\delta}_{k,c}^i = \begin{vmatrix} \delta_{n-1,c}^a \\ \delta_{n,c}^a \\ \delta_{n-2,c}^b \\ \delta_{n-1,c}^b \\ \delta_{n,c}^b \\ \delta_{n-2,c}^c \\ \delta_{n-1,c}^c \end{vmatrix} \quad \bar{\delta}_{k,v}^i = \begin{vmatrix} \delta_{n-1,v}^a \\ \delta_{n,v}^a \\ \delta_{n-2,v}^b \\ \delta_{n-1,v}^b \\ \delta_{n,v}^b \\ \delta_{n-2,v}^c \\ \delta_{n-1,v}^c \end{vmatrix}$$

Die Formänderungswerte infolge einer am oberen Knotenpunkt des Randstegs angreifende Schubkraft $c = „1“$ lauten:

$$\delta_{n,c}^a = \frac{1}{2} \frac{h_{sl,eff} b_{sl} b_{w,j}^3}{n^2 h_{sl,fl}^3} + \frac{1}{6} \frac{h_{sl,eff}^2}{n} \quad (A 4.7)$$

$$\delta_{n-1,c}^a = \frac{1}{2} \frac{h_{sl,eff} b_{sl} b_{w,j}^3}{n^2 h_{sl,fl}^3} - \frac{1}{3} \frac{b_{w,j}^3 b_{sl}}{h_{sl,eff} n^2 h_{sl,fl}} \quad (A 4.8)$$

$$\delta_{n-2,c}^b = \delta_{n-2,c}^c = \delta_{n-1,c}^b = \delta_{n-1,c}^c = \delta_{n,c}^b = 0$$

Für die Formänderungswerte infolge der Einzellasten auf den Stegen (entsprechend den Resultierenden einer auf dem Obergurt angreifenden Streckenlast $v = „1“$) gilt:

$$\delta_{n-1,v}^a = \frac{1}{4} \frac{b_{sl}^3 b_{w,j}^3}{n^2 h_{sl,fl}^3} - \frac{2}{3} \frac{b_{sl}^3 b_{w,j}^3}{n^3 h_{sl,fl}^3} - \frac{1}{6} \frac{b_{sl}^2 h_{sl,eff}}{n^2} - \frac{1}{6} \frac{b_{w,j}^3 b_{sl}^3}{h_{sl,eff}^2 h_{sl,fl} n^2} + \frac{1}{6} \frac{b_{w,j}^3 b_{sl}^3}{h_{sl,eff}^2 h_{sl,fl} n^3} \quad (A 4.9)$$

$$\delta_{n,v}^a = -\frac{1}{6} \frac{b_{sl}^3 b_{w,j}^3}{n^3 h_{sl,fl}^3} + \frac{1}{4} \frac{b_{sl}^3 b_{w,j}^3}{n^2 h_{sl,fl}^3} + \frac{1}{12} \frac{b_{sl}^2 h_{sl,eff}}{n} - \frac{1}{12} \frac{b_{sl}^2 h_{sl,eff}}{n^2} \quad (A 4.10)$$

$$\delta_{n-2,v}^b = \delta_{n-1,v}^b = \frac{1}{12} \frac{b_{sl}^3 b_{w,j}^3}{n^3 h_{sl,fl}^3} \quad (A 4.11)$$

$$\delta_{n,v}^b = \delta_{n-2,v}^c = \delta_{n-2,v}^c = \frac{1}{24} \frac{b_{sl}^3 b_{w,j}^3}{n^3 h_{sl,fl}^3} \quad (A 4.12)$$

Nach Aufstellen der Matrix $\bar{\delta}_{k,l}^{i,j}$ und der Vektoren $\bar{\delta}_{k,c}^i$ bzw. $\bar{\delta}_{k,v}^i$ lassen sich die Lastgruppen $\bar{X}_{k,c}^j$ und $\bar{X}_{k,v}^j$ infolge der Belastungen c und v ermitteln:

$$\bar{\delta}_{k,c}^i \bar{\delta}_{k,l}^{i,j-1} = \bar{X}_{k,c}^j \quad (\text{A 4.13})$$

$$\bar{\delta}_{k,v}^i \bar{\delta}_{k,l}^{i,j-1} = \bar{X}_{k,v}^j \quad (\text{A 4.14})$$

Mit den Lastgruppen sind wiederum die Schnittgrößen im Randsteg zu berechnen. Die Gleichungen zur Bestimmung der gesuchten Schnittgrößen V_z und V_y infolge c und v entsprechend Bild 5.5 der Arbeit lauten:

$$V_{z,c} = \frac{1}{2} \frac{h_{sl,eff}}{b_{sl}} c \quad (\text{A 4.15})$$

$$V_{y,c} = \frac{1}{3} \frac{3 b_{sl} b_{w,j}^3 + 2 n h_{sl,eff} h_{sl,fl}^3}{n(2 b_{sl} b_{w,j}^3 + n h_{sl,eff} h_{sl,fl}^3)} c \quad (\text{A 4.16})$$

$$V_{z,v} = \frac{b_{sl}}{4} \frac{2 b_{sl}^2 b_{w,j}^6 (n+1) + b_{sl} b_{w,j}^3 h_{sl,eff} h_{sl,fl}^3 (13 n^2 + 12 n) + h_{sl,eff}^2 h_{sl,fl}^6 (15 n^3 + 12 n^2)}{n(2 b_{sl} b_{w,j}^3 + 3 n h_{sl,eff} h_{sl,fl}^3) (b_{sl} b_{w,j}^3 + 5 n h_{sl,eff} h_{sl,fl}^3)} v \quad (\text{A 4.17})$$

$$V_{y,v} = \frac{b_{sl}^2}{6} \frac{b_{sl} b_{w,j}^3 h_{sl,eff} h_{sl,fl}^3 (15 n^2 - 18 n) + h_{sl,eff}^2 h_{sl,fl}^6 (2 n^3 - 4 n^2) + b_{sl}^2 b_{w,j}^6 (18 n - 12)}{h_{sl,eff} n^2 (2 b_{sl} b_{w,j}^3 + n h_{sl,eff} h_{sl,fl}^3) (6 b_{sl} b_{w,j}^3 + n h_{sl,eff} h_{sl,fl}^3)} v \quad (\text{A 4.18})$$

Die Gleichungen A 4.15 bis A 4.18 wurden mit dem Programm Maple /Map09/ soweit wie möglich vereinfacht. Dabei wurde zur Verkürzung der Gleichungen A 4.16 sowie A 4.18 bereits berücksichtigt, dass $h_{sl,fl}^2 \ll h_{sl,eff}^2$ und demzufolge $h_{sl,fl}^2 + h_{sl,eff}^2 \approx h_{sl,eff}^2$ gilt.