

Stephan Eilers

Zur Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetondecken mit integrierten Hohlräumen unter Zugbeanspruchung.

Zur Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetondecken mit  
integrierten Hohlräumen unter Zugbeanspruchung

Vom Fachbereich Bauingenieurwesen  
der Rheinland-Pfälzischen Technischen Universität Kaiserslautern-Landau  
zur Verleihung des akademischen Grades

Doktor-Ingenieur (Dr.-Ing.)

genehmigte

Dissertation

von

Stephan Eilers  
aus Moers

Kaiserslautern 2023

Dekan: Prof. Dr.-Ing. Hamid Sadegh-Azar

1. Berichterstatter: Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. H. Jürgen Schnell
  2. Berichterstatter: Prof. Dr.-Ing. Christian Glock
  3. Berichterstatter: Prof. Dr.-Ing. Andrej Albert
- Datum der Disputation: 12. Dezember 2022

(D 386)

## Vorwort

Die vorliegende Arbeit ist während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter im Fachgebiet Massivbau und Baukonstruktion an der Technischen Universität Kaiserslautern und im Fachgebiet Massivbau an der Hochschule Bochum und auch während meiner Ingenieur­tätigkeit bei der R&P Ruffert Ingenieurgesellschaft mbH in Düsseldorf in den Jahren 2014 bis 2020 entstanden. Die Dissertation behandelt eine praxisbezogene Problemstellung und soll einen Beitrag zur wirtschaftlichen Bemessung und zur Weiterentwicklung von ressourcenschonenden Stahlbetondecken mit integrierten Hohlräumen leisten. Die Forschungsarbeiten wurden mit Mitteln der Forschungsinitiative „Zukunft Bau“ des Bundesministeriums für Bau-, Stadt- und Raumforschung über das Forschungsprojekt (BBSR–SWD–10.08.18.7–13.04) mit dem Titel „ Stahlbetondecken mit integrierten Hohlräumen unter Zugbeanspruchung“ gefördert.

Ich möchte mich bei meinem ersten Berichterstatter Herrn Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. H. Jürgen Schnell, dem ehemaligen Leiter des Fachgebietes Massivbau und Baukonstruktion an der Technischen Universität Kaiserslautern, für alle Möglichkeiten bedanken, die zur Durchführung meiner wissenschaftlichen Tätigkeiten geschaffen wurden. Ich bedanke mich für eine sehr vertrauensvolle und professionelle Zusammenarbeit in allen Arbeitsbereichen mit vielen richtungsweisenden Anregungen und Diskussionen. Darüber hinaus bedanke ich mich für den interessanten Austausch beim Verfassen von Berichten und Veröffentlichungen.

Ich möchte mich bei meinem zweiten Berichterstatter, Herrn Prof. Dr.-Ing. Christian Glock, dem Leiter des Fachgebietes Massivbau und Baukonstruktion an der Technischen Universität Kaiserslautern, für die Unterstützung und die wichtigen Anregungen zur Verbesserung meiner Arbeit bedanken.

Ich möchte mich bei meinem dritten Berichterstatter Herrn Prof. Dr.-Ing. Andrej Albert, dem Leiter des Fachgebietes Massivbau an der Hochschule Bochum, für alle Möglichkeiten bedanken, die zur Durchführung meiner wissenschaftlichen Tätigkeiten geschaffen wurden. Ich bedanke mich für eine sehr vertrauensvolle und professionelle Zusammenarbeit in allen Arbeitsbereichen mit vielen interessanten Diskussionen. Zudem bedanke ich mich für die langjährige Unterstützung unserer Projekte durch Abschlussarbeiten und Kontakte zu Unternehmen.

Ich bedanke mich bei dem Leiter des Fachgebietes Stahlbau, Herrn Prof. Dr.-Ing. Wolfgang Kurz, für die Leitung der Promotionskommission und für die interessanten Gespräche während meiner Versuchsdurchführung im Labor für Konstruktiven Ingenieurbau an der Technischen Universität Kaiserslautern.

Ich möchte mich bei Herrn Dr.-Ing. Karsten Pfeffer für die Bereitstellung von Hohlkörpern für die Bauteilversuche und für aufschlussreiche Diskussionen zum Tragverhalten von Hohlkörperdecken bedanken.

Ein großer Dank gilt allen Mitarbeitern des Labors für Konstruktiven Ingenieurbau an der Technischen Universität Kaiserslautern, die durch ihre große Unterstützung bei der Herstellung der Versuchskörper und der Versuchseinrichtung zum Gelingen der Forschungsarbeiten beigetragen haben. Ich bedanke mich besonders bei Michael Wolbring, Frank Müller, Sebastian Oster und Christian Albrecht für die freundliche Aufnahme im Fachgebiet Massivbau und Baukonstruktion und für alle organisatorischen und fachlichen Hilfestellungen. Ich möchte mich auch bei Andreas Dridiger und Denis Busch für die partnerschaftliche Zusammenarbeit im Fachgebiet Massivbau an der Hochschule Bochum bedanken.

Ich danke meinen Eltern für ihre Unterstützung bei meiner persönlichen, schulischen und beruflichen Entwicklung. Zudem danke ich allen Verwandten und Freunden für die wichtige Unterstützung in vielen privaten Bereichen.

Mein ganz besonderer Dank gilt meiner großartigen Ehefrau Christiane und meinen großartigen Kindern Josse und Keke, die mir immer bedingungslos geholfen und mich durch die lange Zeit getragen haben.

## Kurzfassung

Zur Realisierung von schlanken, weit gespannten Deckensystemen im Hochbau werden zunehmend einachsig und zweiachsig gespannte Hohlkörperdecken eingesetzt. Bei dieser Bauweise sind die Deckenquerschnitte im Vergleich zu massiven Stahlbetondecken planmäßig geschwächt. Gleichmaßen gilt dies für Stahlbetondecken, die als Installationsebene für Leitungen der Gebäudetechnik genutzt werden. In beiden Fällen führen die integrierten Hohlräume zu einer Minderung der Querkrafttragfähigkeit von nicht querkraftbewehrten Stahlbetondecken. An der TU Kaiserslautern wurde in den vergangenen Jahren die Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetondecken mit integrierten Leitungen eingehend erforscht. Die entwickelten Bemessungskonzepte stehen der Baupraxis mit den nationalen Erläuterungen in DAFSTB HEFT 600 zu DIN EN 1992-1-1 zur Verfügung. Der Einfluss von Längszug auf die Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetondecken mit integrierten Hohlräumen ist jedoch weitgehend unbekannt.

In dieser Arbeit wird mit experimentellen Untersuchungen und numerischen Simulationen das Querkraftversagen von einachsig gespannten Stahlbetondecken mit integrierten Hohlräumen und Hohlkörpern unter Längszug erforscht. Die Arbeit gibt Aufschluss über das Tragverhalten geschwächter Stahlbetonbauteile unter Längszug infolge einer direkten Einwirkung. Die Versuchsergebnisse zeigen einen erwartungsgemäß ungünstigen Einfluss von Längszug auf die Querkrafttragfähigkeit massiver Stahlbetondecken. Im Gegensatz dazu zeigt sich bei Stahlbetondecken mit integrierten Hohlräumen und bei Stahlbetondecken mit integrierten Hohlkörpern ein deutlich geringerer, ungünstiger Einfluss von Längszug auf die Querkrafttragfähigkeit, der mit zunehmender Querschnittschwächung deutlich zurückgeht. Auf Grundlage der Ergebnisse wird ein Vorschlag zur Erweiterung des bestehenden Bemessungskonzeptes nach DAFSTB HEFT 600 für die Bemessung der Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbauteilen mit integrierten Hohlräumen unter Längszug erarbeitet. Gleichmaßen wird ein Vorschlag zur Erweiterung des Bemessungskonzeptes für die Querkrafttragfähigkeit von Hohlkörperdecken nach den allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen COBIAX ECO-LINE, COBIAX SLIM-LINE und UNIDOME XS unterbreitet.

## Inhaltsverzeichnis

<b>Kurzfassung</b>	<b>I</b>
<b>Abbildungsverzeichnis</b>	<b>V</b>
<b>Tabellenverzeichnis</b>	<b>XV</b>
<b>1 Einleitung</b>	<b>1</b>
<b>2 Motivation</b>	<b>5</b>
2.1 Stahlbetondecken mit integrierten Leitungen . . . . .	5
2.1.1 Biegetragfähigkeit . . . . .	5
2.1.2 Querkrafttragfähigkeit . . . . .	7
2.1.3 Durchstanztragfähigkeit . . . . .	11
2.2 Stahlbetondecken mit integrierten Hohlkörpern . . . . .	13
2.2.1 Biegetragfähigkeit . . . . .	13
2.2.2 Querkrafttragfähigkeit . . . . .	14
2.2.3 Durchstanztragfähigkeit . . . . .	14
<b>3 Zielsetzung</b>	<b>16</b>
<b>4 Grundlagen</b>	<b>17</b>
4.1 Querkrafttragfähigkeit . . . . .	17
4.1.1 Querkraftversagen . . . . .	17
4.1.2 Maßstabeffekte . . . . .	21
4.1.3 Bemessungsmodelle . . . . .	29
4.1.4 Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetondecken . . . . .	32
4.1.5 Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetondecken mit integrierten Leitungen . . . . .	35
4.1.6 Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetondecken mit integrierten Hohlkörpern . . . . .	37
<b>5 Versuche</b>	<b>39</b>
5.1 Gegenstand der Untersuchungen . . . . .	39
5.2 Versuchsaufbau . . . . .	40
5.3 Versuchsprogramm . . . . .	42
5.4 Versuchskörper . . . . .	43

5.4.1	Geometrie und Herstellung . . . . .	43
5.4.2	Baustoffe . . . . .	45
5.5	Längszug . . . . .	48
5.6	Querbeanspruchung . . . . .	54
5.6.1	Gebrauchszustand . . . . .	54
5.6.2	Bruchzustand . . . . .	54
5.7	Versuchsdurchführung . . . . .	56
5.7.1	Versuchsablauf . . . . .	56
5.8	Versuchsergebnisse . . . . .	58
5.8.1	Stahlbetondecken ohne integrierte Hohlräume . . . . .	61
5.8.2	Stahlbetondecken mit integrierten Leitungen . . . . .	65
5.8.3	Stahlbetondecken mit integrierten Hohlkörpern . . . . .	71
5.9	Versuchsauswertung . . . . .	75
5.9.1	Stahlbetondecken ohne integrierte Hohlräume . . . . .	78
5.9.2	Stahlbetondecken mit integrierten Leitungen . . . . .	84
5.9.3	Stahlbetondecken mit integrierten Hohlkörpern . . . . .	88
<b>6</b>	<b>Simulationen</b>	<b>93</b>
6.1	Allgemeines . . . . .	93
6.2	Finite Elemente . . . . .	95
6.2.1	Strukturelemente . . . . .	95
6.2.2	Bewehrungselemente . . . . .	97
6.2.3	Schnittstellenelemente . . . . .	98
6.3	Materialmodelle . . . . .	100
6.3.1	Allgemeines . . . . .	100
6.3.2	Rissmodell . . . . .	100
6.3.3	Beton unter Druckbeanspruchung . . . . .	102
6.3.4	Beton unter Zugbeanspruchung . . . . .	107
6.3.5	Beton unter Schubbeanspruchung . . . . .	113
6.3.6	Stahl unter Druck- und Zugbeanspruchung . . . . .	117
6.4	Nachrechnung der Schubdatenbank . . . . .	118
6.4.1	Modellbildung . . . . .	118
6.4.2	Modellvalidierung . . . . .	120
6.5	Nachrechnung der Versuche . . . . .	131
6.5.1	Modellbildung . . . . .	131

6.5.2	Stahlbetondecken ohne integrierte Leitungen . . . . .	133
6.5.3	Stahlbetondecken mit integrierten Leitungen . . . . .	135
6.5.4	Stahlbetondecken mit integrierten Hohlkörpern . . . . .	137
6.6	Numerische Parameterstudie . . . . .	141
6.6.1	Beschreibung der Parameterstudie . . . . .	141
6.6.2	Ergebnisse der Parameterstudie . . . . .	145
6.6.3	Auswertung . . . . .	158
<b>7</b>	<b>Bemessungsvorschlag</b>	<b>165</b>
7.1	Stahlbetondecken ohne integrierte Hohlräume . . . . .	166
7.2	Stahlbetondecken mit integrierten Leitungen . . . . .	169
7.3	Stahlbetondecken mit integrierten Hohlkörpern . . . . .	172
<b>8</b>	<b>Zusammenfassung</b>	<b>174</b>
<b>9</b>	<b>Ausblick</b>	<b>177</b>
	<b>Literatur</b>	<b>178</b>
	<b>Anhang</b>	<b>186</b>
A.1	Versuchsdaten . . . . .	187
A.2	Simulationsdaten . . . . .	199
A.3	Schal- und Bewehrungspläne . . . . .	206
A.4	Versuchseinrichtung . . . . .	227
A.5	Messtechnik . . . . .	229



## Abbildungsverzeichnis

1.1	Hauptverteilungsleitungen einer deckenintegrierten Flächenheizung in einer Stahlbetonflachdecke vor Betonage. . . . .	2
1.2	Hohlkörper in einer Stahlbetonflachdecke während der Betonage. . . . .	3
1.3	Tragstruktur der Universitätsbibliothek Freiburg bestehend aus vielen schräg stehenden Stahlbetonstützen mit unterschiedlicher Neigung aus ALLGEMEINE BAUZEITUNG 2014. . . . .	4
2.1	Exemplarische Darstellung der linearen Dehnungsverteilung über die Querschnittshöhe bei einer Stahlbetondecke mit und ohne integrierte Leitung im Zugbereich ( $M_{Ed} = 37,6$ kNm/m, C30/37, $h = 20$ cm, $d = 17$ cm, $d_o = 7$ cm, $a_{s1} = a_{s2} = 7,54$ cm <sup>2</sup> /m). . . . .	6
2.2	Last-Verformungs-Kurven der physikalisch nichtlinearen Traglastberechnungen mit und ohne integrierte Öffnungen für die Stahlbetondecke mit den in Abb. 2.1 dargestellten Parametern. . . . .	7
2.3	Zusammenhang zwischen der Modellunsicherheit $\gamma_{mod}$ für das Bemessungskonzept nach DIN 1045-1 und der Längsdruckspannung $\sigma_{cp}$ für 217 Querkraftversuche an Spannbetonbauteilen ohne Querkraftbewehrung aus DAFSTB HEFT 597. . . . .	8
2.4	Normalkraft-Dehnungs-Beziehungen für Stahlbetonstäbe unter einer äußeren Zugkraftbeanspruchung und unter Zwangkraftbeanspruchung infolge von Betonschwinden aus DRIDIGER 2019. . . . .	11
4.1	Einfeldträger aus Stahlbeton unter Querbelastung im Bruchzustand nach Erreichen der Querkrafttragfähigkeit. . . . .	17
4.2	„Schubtal nach Kani“ aus KANI 1966. . . . .	18
4.3	Idealisierte Querkrafttraganteile einer Stahlbetondecke ohne Querkraftbewehrung nach MODEL CODE 1990 (links) und Darstellung der Querkrafttraganteile am Versuchskörper (rechts). . . . .	20
4.4	Spannungsverteilung in biegebeanspruchten Betonkörpern unterschiedlicher Höhe unter Bruchlast aus DAFSTB HEFT 444. . . . .	22
4.5	Schematische Darstellung der theoretischen Spannungsverteilung an der Schubrissspitze nach ZINK 1999. . . . .	24
4.6	Prinzipielle Darstellung der Spannungsverteilung im Beton infolge der Verdübelungswirkung durch die Längsbewehrung nach DAFSTB HEFT 210. . . . .	25

---

4.7	Vergleichende Darstellung des Maßstabeffektes beim Biegeversagen von Betonbauteilen nach Gl. (4.1) und des Maßstabeffektes beim Querkraftversagen von nicht querkraftbewehrten Stahlbetonbauteilen nach Gl. (4.5) zur Beschreibung der Beziehung zwischen Biegezugfestigkeit und zentrischer Zugfestigkeit. . . . .	28
4.8	Qualitative, vergleichende Darstellung der Modellunsicherheit für die Berechnung der Querkrafttragfähigkeit mit Stabwerkmodellen und Balkenmodellen aus BENTZ 2006. . . . .	30
4.9	Empirische Ermittlung der Vorfaktoren $C_{R,c}$ für Gl. (4.5) anhand von 282 Querkraftversuchen aus REINECK 1999. . . . .	34
4.10	Übersicht zu den Anwendungsfällen zur Berechnung der Querkrafttragfähigkeit von nicht querkraftbewehrten Stahlbetondecken mit integrierten Leitungen gemäß DAFSTB HEFT 600. . . . .	36
5.1	Prinzipielle Darstellung der Versuchsaufbauten zur Untersuchung der Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetondecken mit integrierten Leitungen in den Versuchsserien S0-S7 (oben), mit integrierten Hohlkörpern Cobiax Eco-Line in den Versuchsserien S8 (mittig) und mit integrierten Hohlkörpern Cobiax Slim-Line in den Versuchsserien S9 (unten). . . . .	41
5.2	Versuchseinrichtung mit eingebautem Probekörper, Querkrafttraverse und Koppelplatten für die Einleitung der Zugkraft. . . . .	42
5.3	Sägequerschnitte durch die Versuchskörper mit integrierten Hohlkörpern der Serie S8 Cobiax Eco-Line E-180 (links) und der Serie S9 Cobiax Slim-Line S-180 (rechts). . . . .	44
5.4	Prinzipielle Spannungs-Dehnungs-Beziehung für einen längsbewehrten Stahlbetonstab unter Längszug aus DAFSTB HEFT 466 (a). Modifizierte Spannungs-Dehnungs-Linie für Betonstahl zur Berücksichtigung der Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen aus DAFSTB HEFT 600 (b). . . . .	49
5.5	Schematische Darstellung der Beanspruchungszustände aus Längszug und Querlast im Versuchsablauf. . . . .	56
5.6	Exemplarische Last-Verformungs-Beziehung für massive Versuchskörper der Serie V-Q-S0 mit 0% (N0), mit 50% (N1) und mit 100% (N2) der maximalen Längszugkraft im Beanspruchungszustand 2. . . . .	61
5.7	Vergleich der experimentellen Querkrafttragfähigkeit mit dem Mittelwert der rechnerischen Querkrafttragfähigkeit für Stahlbetondecken ohne integrierte Hohlräume nach DIN EN 1992-1-1. . . . .	65

---

5.8	Last-Verformungs-Kurve der Plattenstreifen mit integrierten Leitungen aus der Versuchsserie V-Q-S4-H mit Darstellung der Tragsystemgrenze zwischen Balkentragwerk und Sprengwerk. . . . .	66
5.9	Versuchskörper V-Q-S4-H-N2-6 im Bruchzustand. . . . .	67
5.10	Schubrissneigungswinkel im Bruchzustand an Plattenstreifen der Versuchsserie V-Q-S1-H mit integrierten Leitungen $d_o = 90 \text{ mm}$ am unteren Bauteilrand unter Längszug (a). Schubrissneigungswinkel im Bruchzustand an Plattenstreifen der Versuchsserie V-Q-S2-H mit integrierten Leitungen $d_o = 90 \text{ mm}$ in Bauteilmitte unter Längszug (b). . . . .	68
5.11	Vergleich der experimentellen Querkrafttragfähigkeiten mit den Mittelwerten der rechnerischen Querkrafttragfähigkeit für Stahlbetondecken mit integrierten Hohlräumen nach DIN EN 1992-1-1 und DAFSTB HEFT 600. . . . .	71
5.12	Versuchskörper V-Q-S8-H-N2-6 mit integrierten Hohlkörpern vom Typ Cobiax Eco-Line im Bruchzustand. . . . .	72
5.13	Versuchskörper V-Q-S8-H-N2-6 mit integrierten Hohlkörpern vom Typ Cobiax Slim-Line im Bruchzustand. . . . .	72
5.14	Vergleich der experimentellen Querkrafttragfähigkeiten mit den Mittelwerten der rechnerischen Querkrafttragfähigkeit für Stahlbetondecken mit integrierten Hohlkörpern vom Typ COBIAX ECO-LINE und COBIAX SLIM-LINE. . . . .	74
5.15	Grafische Darstellung der Modellunsicherheit für die Querkrafttragfähigkeit von massiven Plattenstreifen mit und ohne Längszugbeanspruchung für rechnerische Mittelwerte der Querkrafttragfähigkeit (links) und für charakteristische Werte der Querkrafttragfähigkeit (rechts). . . . .	80
5.16	Grafische Darstellung der Modellunsicherheit für die Querkrafttragfähigkeit von massiven Plattenstreifen mit und ohne Längszugbeanspruchung für rechnerische Mittelwerte der normierten Querkrafttragfähigkeit (links) und für charakteristische Werte der normierten Querkrafttragfähigkeit (rechts). . . . .	80
5.17	Beziehung zwischen experimenteller Bruchschubspannungsdifferenz $\Delta\nu_{Rm,c,nom}$ und der Längszugspannung $\sigma_{cp}$ für die Versuche an massiven Plattenstreifen mit und ohne Längszug. . . . .	83

5.18	Modellunsicherheit für die Querkrafttragfähigkeit von Plattenstreifen mit integrierten Leitungen mit und ohne Längszugbeanspruchung für rechnerische Mittelwerte der Querkrafttragfähigkeit (a) und für charakteristische Werte der Querkrafttragfähigkeit (b). . . . .	86
5.19	Modellunsicherheit für die Querkrafttragfähigkeit von Plattenstreifen mit integrierten Leitungen mit und ohne Längszugbeanspruchung für rechnerische Mittelwerte der normierten Querkrafttragfähigkeit (a) und für charakteristische Werte der normierten Querkrafttragfähigkeit (b). . . . .	86
5.20	Beziehung zwischen der Modellunsicherheit der Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetondecken mit integrierten Leitungen und dem Abminderungsfaktor $k_o$ mit und ohne Längszug. . . . .	87
5.21	Beziehung zwischen experimenteller Differenz der Bruchschubspannung $\Delta\nu_{Rm,c,nom}$ und dem Mittelwert der Längszugspannung $\sigma_{cp}$ für die Versuche an Plattenstreifen mit integrierten Leitungen unter Längszug. . . . .	88
5.22	Modellunsicherheit für die Querkrafttragfähigkeit von Plattenstreifen mit integrierten Hohlkörpern mit und ohne Längszugbeanspruchung für rechnerische Mittelwerte der Querkrafttragfähigkeit (a) und für charakteristische Werte der Querkrafttragfähigkeit (b). . . . .	91
5.23	Modellunsicherheit für die Querkrafttragfähigkeit von Plattenstreifen mit integrierten Hohlkörpern mit und ohne Längszugbeanspruchung für rechnerische Mittelwerte der normierten Querkrafttragfähigkeit (a) und für charakteristische Werte der normierten Querkrafttragfähigkeit (b). . . . .	91
5.24	Beziehung zwischen experimenteller Differenz der Bruchschubspannung $\Delta\nu_{Rm,c,nom}$ und dem Mittelwert der Längszugspannung $\sigma_{cp}$ für die Versuche an Plattenstreifen mit integrierten Hohlkörpern unter Längszug. . . . .	92
6.1	Scheibenelement allgemein (links oben), Volumenelement allgemein (rechts oben), 8-Knoten-Scheibenelement CQ16M (links unten) und 20-Knoten-Volumenelement (rechts unten) aus DIANA 2014. . . . .	96
6.2	Topologie eines sektionalen, eingebetteten Bewehrungsstabes in einem Scheibenelement (links) und in einem Volumenelement (rechts) aus DIANA 2014. . . . .	98
6.3	Topologie der Schnittstellenelemente. Ebenes Interface-Element CL12I (links) und räumliches Interface-Element CQ48I (rechts) aus DIANA 2014. . . . .	99

---

6.4	Relative Größendarstellung der Bruchprozesszonen in Keilspaltversuchen für den Werkstoff Stahl (links) und den Baustoff Beton (rechts) aus BAZANT U. OH 1983. . . . .	101
6.5	Spannungs-Dehnungs-Beziehungen für einaxial druckbeanspruchte Würfel- und Zylinder aus Normalbeton C25/30 nach THORENFELDT U. A. 1987 und DIN EN 1992-1-1. . . . .	103
6.6	Funktion zur Steigerung der Druckfestigkeit in Abhängigkeit der äußeren Festhaltung aus DIANA 2014. . . . .	105
6.7	Funktion zur Abminderung der Druckfestigkeit gerissener Betonquerschnitte unter gleichzeitiger Beanspruchung aus Druck und Zug aus VECCHIO U. COLLINS 1993. . . . .	106
6.8	Qualitative Darstellung der Dehnungen $\epsilon$ und der Rissbandbreite $h$ (links) sowie der Spannungs-Rissöffnungs-Beziehung für eine zentrisch belastete Zugprobe aus Beton (rechts) aus DAFSTB HEFT 419. . . . .	108
6.9	Nichtlineare Spannungs-Dehnungs-Beziehung für die zentrische Zugbeanspruchung eines unbewehrten Betonquerschnitts nach dem Modell von HORDIJK 1991 aus DIANA 2014. . . . .	108
6.10	Auswertung der Modellunsicherheiten von rechnerischen Verfahren zur Bestimmung der Bruchenergie von unbewehrten Betonbauteilen für die Modelle nach MODEL CODE 1990, MODEL CODE 2010 und DAFSTB HEFT 444. . . . .	110
6.11	Darstellung der Spannungs-Rissöffnungs-Beziehung für den Zugversuch K4 aus DAFSTB HEFT 444 und für die numerische Berechnung mit dem nichtlinearen Modell nach HORDIJK 1991 und dem bilinearen Entfestigungsmodell nach MODEL CODE 2010. . . . .	111
6.12	Idealisiertes Modell zur Beschreibung der Schub- und Zugnormalspannungen zwischen den Rissufern in Abhängigkeit der Rissöffnung und der Rissgleitung für Normalbetone mit einem Größtkorndurchmesser $d_G = 16 \text{ mm}$ nach WALRAVEN 1980. . . . .	114
6.13	Modell der konstanten Abminderung des Schubmoduls von Beton aus DIANA 2014 zur Beschreibung des Zusammenhangs von Schubspannung und Gleitung nach Rissbildung. . . . .	116
6.14	Exemplarische Darstellung des Zusammenhangs zwischen dem schädigungsbasierten Restschubfaktor $\beta$ und der Rissdehnung in normaler Richtung analog zur Entfestigungsfunktion nach HORDIJK 1991. . . . .	116

---

6.15	Schematische Darstellung des Finite-Elemente-Modells für die Berechnung der Querkrafttragfähigkeit von massiven, nicht querkraftbewehrten Plattenstreifen aus Stahlbeton. . . . .	119
6.16	Beziehung zwischen Modellunsicherheit und Längsbewehrungsgrad für die rechnerische Querkrafttragfähigkeit nach FEM und nach DIN EN 1992-1-1 von 506 Querkraftversuchen aus DAFSTB HEFT 597. . . . .	123
6.17	Beziehung zwischen Modellunsicherheit und Längsbewehrungsgrad für die rechnerische Querkrafttragfähigkeit nach FEM und nach DIN EN 1992-1-1 von 64 Querkraftversuchen aus DAFSTB HEFT 597. . . . .	124
6.18	Lastanordnung und Querschnitte für die vier Versuchsreihen zur Ermittlung des Einflusses der statischen Höhe auf die Querkrafttragfähigkeit aus KANI 1968. . . . .	126
6.19	Experimentelle Hauptbruchspannungen $\tau_{Br}$ in Abhängigkeit der Schubschlankheit $a/d$ für vier Versuchsreihen aus KANI 1968. . . . .	127
6.20	Beziehung zwischen Verbundspannung $t_t$ und Schlupf $d_t$ in der Verbund-Schlupf-Beziehung nach Noakowski aus DIANA 2014. . . . .	128
6.21	Experimentell und rechnerisch bestimmte Hauptbruchspannungen $\sigma_u$ mit dem Finite-Elemente-Modell mit eingebetteter Bewehrung in Abhängigkeit der Schubschlankheit $a/d$ für vier Versuchsreihen aus KANI 1968 (Bild a). Gegenüberstellung der experimentellen und numerisch bestimmten Querkrafttragfähigkeit mit dem Finite-Elemente-Modell mit eingebetteter Bewehrung für vier Versuchsreihen aus KANI 1968 (Bild b). . .	129
6.22	Experimentell und rechnerisch bestimmte Hauptbruchspannungen $\sigma_u$ mit dem Finite-Elemente-Modell mit diskreter Bewehrung in Abhängigkeit der Schubschlankheit $a/d$ für vier Versuchsreihen aus KANI 1968 (Bild a). Gegenüberstellung der experimentellen und numerisch bestimmten Querkrafttragfähigkeit mit dem Finite-Elemente-Modell mit diskreter Bewehrung für vier Versuchsreihen aus KANI 1968 (Bild b). . . . .	129
6.23	Schematische Darstellung des Finite-Elemente-Modells für die Nachrechnung der Bauteilversuche an massiven Plattenstreifen ohne integrierte Leitungen unter kombinierter Quer- und Längszugbeanspruchung (Versuchsserien S0-S9). . . . .	132

---

6.24	Schematische Darstellung des Finite-Elemente-Modells für die Nachrechnung der Bauteilversuche an Plattenstreifen mit integrierten Leitungen unter kombinierter Quer- und Längszugbeanspruchung (Versuchsserien S0-S7). . . . .	132
6.25	Schematische Darstellung des Finite-Elemente-Modells für die Nachrechnung der Bauteilversuche an Plattenstreifen mit integrierten Hohlkörpern unter kombinierter Quer- und Längszugbeanspruchung mit Hohlkörpern Cobiax Eco-Line (Versuchsserie S8). . . . .	133
6.26	Schematische Darstellung des Finite-Elemente-Modells für die Nachrechnung der Bauteilversuche an Plattenstreifen mit integrierten Hohlkörpern unter kombinierter Quer- und Längszugbeanspruchung mit Hohlkörpern Cobiax Slim-Line (Versuchsserien S9). . . . .	133
6.27	Gegenüberstellung der experimentellen Querkrafttragfähigkeit und der numerisch bestimmten Querkrafttragfähigkeit von massiven Plattenstreifen mit und ohne Längszug (Bild a). Beziehung zwischen der Differenz der Bruchschubspannung $\nu_{Rm,c,nom,FEM}$ und der Längszugspannung $\sigma_{cp}$ für die numerischen Berechnungen an massiven Plattenstreifen mit Längszug (Bild b). . . . .	134
6.28	Exemplarische Gegenüberstellung der Rissbilder von massiven Plattenstreifen im Bruchzustand ohne Längszug (oben), mit einer Längszugspannung in Höhe von $\sigma_{cp} = 0,25 \cdot f_{ctm}$ (Mitte) und mit einer Längszugspannung in Höhe von $\sigma_{cp} = 0,5 \cdot f_{ctm}$ (unten). . . . .	135
6.29	Gegenüberstellung der experimentellen Querkrafttragfähigkeit und der numerisch bestimmten Querkrafttragfähigkeit von Plattenstreifen mit integrierten Leitungen mit und ohne Längszug (Bild a). Beziehung zwischen der Differenz der Bruchschubspannung $\nu_{Rm,c,nom,FEM}$ und der Längszugspannung $\sigma_{cp}$ für die numerischen Berechnungen an Plattenstreifen mit integrierten Leitungen mit Längszug (Bild b). . . . .	136
6.30	Exemplarische Gegenüberstellung der Rissbilder von Plattenstreifen mit integrierten Leitungen im Bruchzustand ohne Längszug (oben), mit einer Längszugspannung in Höhe von $\sigma_{cp} = 0,25 \cdot f_{ctm}$ (Mitte) und mit einer Längszugspannung in Höhe von $\sigma_{cp} = 0,5 \cdot f_{ctm}$ (unten). . . . .	137

6.31	Gegenüberstellung der experimentellen Querkrafttragfähigkeit und der numerisch bestimmten Querkrafttragfähigkeit von Plattenstreifen mit integrierten Hohlkörpern mit und ohne Längszug (Bild a). Beziehung zwischen der Differenz der Bruchschubspannung $\nu_{Rm,c,nom,FEM}$ und der Längszugspannung $\sigma_{cp}$ für die numerischen Berechnungen an Plattenstreifen mit integrierten Hohlkörpern mit Längszug (Bild b). . . . .	138
6.32	Exemplarische Gegenüberstellung der Rissbilder von Plattenstreifen mit integrierten Hohlkörpern Cobiax Eco-Line im Bruchzustand ohne Längszug (oben), mit einer Längszugspannung in Höhe von $\sigma_{cp} = 0,25 \cdot f_{ctm}$ (Mitte) und mit einer Längszugspannung in Höhe von $\sigma_{cp} = 0,5 \cdot f_{ctm}$ (unten). . . . .	139
6.33	Exemplarische Gegenüberstellung der Rissbilder von Plattenstreifen mit integrierten Hohlkörpern Cobiax Slim-Line im Bruchzustand ohne Längszug (oben), mit einer Längszugspannung in Höhe von $\sigma_{cp} = 0,25 \cdot f_{ctm}$ (Mitte) und mit einer Längszugspannung in Höhe von $\sigma_{cp} = 0,5 \cdot f_{ctm}$ (unten). . . . .	140
6.34	Mögliche Tragmechanismen zur Aufnahme der Querkraft in gerissenen Stahlbetonbauteilen ohne Querkraftbewehrung nach MUTTONI 2003. . .	143
6.35	Gegenüberstellung der numerisch bestimmten Querkrafttragfähigkeit und des Mittelwertes der rechnerisch bestimmten Querkrafttragfähigkeit von massiven Plattenstreifen mit und ohne Längszug nach DIN EN 1992-1-1 für die Referenz-Serie FE-Q-S0 (Bild a). Bruchschubspannungsdifferenz $\Delta\nu_{Rm,c,ref}$ in Abhängigkeit der Längszugspannung $\sigma_{cp}$ für die FE-Berechnungen an massiven Plattenstreifen mit Längszug der Serie FE-Q-S0. (Bild b). . . . .	146
6.36	Gegenüberstellung der numerisch bestimmten Querkrafttragfähigkeit und des Mittelwertes der rechnerisch bestimmten Querkrafttragfähigkeit von Plattenstreifen mit integrierten Leitungen mit und ohne Längszug nach DAFSTB HEFT 600 für die FE-Serie FE-Q-S1 (Bild a). Bruchschubspannungsdifferenz $\Delta\nu_{Rm,c,ref}$ in Abhängigkeit der Längszugspannung $\sigma_{cp}$ für die FE-Berechnungen an Plattenstreifen mit integrierten Leitungen mit und ohne Längszug für die FE-Serie FE-Q-S1. (Bild b). . . . .	148



6.37	Gegenüberstellung der numerisch bestimmten Querkrafttragfähigkeit und des Mittelwertes der rechnerisch bestimmten Querkrafttragfähigkeit von Plattenstreifen mit integrierten Leitungen mit und ohne Längszug nach DAFSTB HEFT 600 für die FE-Serie FE-Q-S2 (Bild a). Bruchschubspannungsdifferenz $\Delta\nu_{Rm,c,ref}$ in Abhängigkeit der Längszugspannung $\sigma_{cp}$ für die FE-Berechnungen an Plattenstreifen mit integrierten Leitungen mit und ohne Längszug für die FE-Serie FE-Q-S2. (Bild b). . . . .	150
6.38	Gegenüberstellung der numerisch bestimmten Querkrafttragfähigkeit und des Mittelwertes der rechnerisch bestimmten Querkrafttragfähigkeit von Plattenstreifen mit integrierten Leitungen mit und ohne Längszug nach DAFSTB HEFT 600 für die FE-Serie FE-Q-S3 (Bild a). Bruchschubspannungsdifferenz $\Delta\nu_{Rm,c,ref}$ in Abhängigkeit der Längszugspannung $\sigma_{cp}$ für die FE-Berechnungen an Plattenstreifen mit integrierten Leitungen mit und ohne Längszug für die FE-Serie FE-Q-S3. (Bild b). . . . .	152
6.39	Gegenüberstellung der numerisch bestimmten Querkrafttragfähigkeit und des Mittelwertes der rechnerisch bestimmten Querkrafttragfähigkeit von Plattenstreifen mit integrierten Leitungen mit und ohne Längszug nach DAFSTB HEFT 600 für die FE-Serie FE-Q-S4 (Bild a). Bruchschubspannungsdifferenz $\Delta\nu_{Rm,c,ref}$ in Abhängigkeit der Längszugspannung $\sigma_{cp}$ für die FE-Berechnungen an Plattenstreifen mit integrierten Leitungen mit und ohne Längszug für die FE-Serie FE-Q-S4. (Bild b). . . . .	154
6.40	Gegenüberstellung der numerisch bestimmten Querkrafttragfähigkeit und des Mittelwertes der rechnerisch bestimmten Querkrafttragfähigkeit von Plattenstreifen mit integrierten Leitungen mit und ohne Längszug nach DAFSTB HEFT 600 für die FE-Serie FE-Q-S5 (Bild a). Bruchschubspannungsdifferenz $\Delta\nu_{Rm,c,ref}$ in Abhängigkeit der Längszugspannung $\sigma_{cp}$ für die FE-Berechnungen an Plattenstreifen mit integrierten Leitungen mit und ohne Längszug für die FE-Serie FE-Q-S5. (Bild b). . . . .	156
6.41	Gegenüberstellung der numerisch bestimmten Querkrafttragfähigkeit und des Mittelwertes der rechnerisch bestimmten Querkrafttragfähigkeit von Plattenstreifen mit integrierten Leitungen mit und ohne Längszug nach DAFSTB HEFT 600 für die FE-Serie FE-Q-S6 (Bild a). Bruchschubspannungsdifferenz $\Delta\nu_{Rm,c,ref}$ in Abhängigkeit der Längszugspannung $\sigma_{cp}$ für die FE-Berechnungen an Plattenstreifen mit integrierten Leitungen mit und ohne Längszug für die FE-Serie FE-Q-S6. (Bild b). . . . .	158

---

6.42	Zusammenhang zwischen dem Vorfaktor $k_1$ und dem Abminderungsfaktor $k_o$ aus der FE-Parameterstudie an Plattenstreifen aus Stahlbeton mit integrierten Leitungen unter Längszug bezogen auf die Netto-Querschnittsfläche im Schubfeld. (Bild a). Zusammenhang zwischen dem Vorfaktor $k_1$ und dem Abminderungsfaktor $k_o$ aus der FE-Parameterstudie an Plattenstreifen aus Stahlbeton mit integrierten Leitungen unter Längszug bezogen auf die Brutto-Querschnittsfläche im Schubfeld. (Bild b). . . . .	162
6.43	Gegenüberstellung der numerisch bestimmten Querkrafttragfähigkeit $exp V_{Rm,c}$ und des Mittelwertes der rechnerischen Querkrafttragfähigkeit $cal V_{Rm,c}$ nach DIN EN 1992-1-1 (Bild a). Gegenüberstellung der numerisch bestimmten Querkrafttragfähigkeit $exp V_{Rm,c}$ und des Mittelwertes der modifizierten, rechnerischen Querkrafttragfähigkeit $cal V_{Rm,c,mod}$ nach Gl. (6.24) (Bild b). . . . .	164
6.44	Gegenüberstellung der numerisch bestimmten Querkrafttragfähigkeit $exp V_{Rm,c}$ und des charakteristischen Wertes der rechnerischen Querkrafttragfähigkeit $cal V_{Rk,c}$ nach DIN EN 1992-1-1 (Bild a). Gegenüberstellung der numerisch bestimmten Querkrafttragfähigkeit $exp V_{Rm,c}$ und des charakteristischen Wertes der modifizierten, rechnerischen Querkrafttragfähigkeit $cal V_{Rk,c,mod}$ nach Gl. (6.25) (Bild b). . . . .	164
7.1	Modellvorstellung der Schubrisskinematik zur Berechnung der Rissbreite und der Rissuferverschiebung für die Berechnung der Zug- und Schubtragfähigkeit im Riss aus GÖRTZ 2004. . . . .	165
7.2	Grafische Darstellung der berechneten Querkrafttraganteile einer ungeschwächten Stahlbetondecke nach ALBRECHT 2014 (a). Grafische Darstellung der berechneten Querkrafttraganteile einer geschwächten Stahlbetondecke nach ALBRECHT 2014 (b). . . . .	166
7.3	Modellunsicherheiten des modifizierten Bemessungskonzeptes von Stahlbetondecken mit integrierten Leitungen unter Längszug für die charakteristischen Werte der rechnerischen Querkrafttragfähigkeit in Anlehnung an die Darstellungen in THIELE 2010. . . . .	171

## Tabellenverzeichnis

5.1	Tabellarische Darstellung der Hohlraumvarianten und Hohlraumelemente für die Querschnittsschwächung in den Versuchsserien. . . . .	43
5.2	Mechanische Eigenschaften der in den Versuchskörpern eingesetzten Längsbewehrung. . . . .	45
5.3	Stoffraumrechnung für den Normalbeton C25/30 der Versuchskörper (Quelle: Trapobet, Pirmasens, Sorte I5011, 2013). . . . .	46
5.4	Umfang der Festbetonprüfungen für jede Versuchsserie. . . . .	47
5.5	Zugkraft, Stahlspannung, rechnerische Rissbreiten und Rissabstände nach DIN EN 1992-1-1 für die Versuchskörper der Versuchsserien S0 bis S8 mit Längszug. . . . .	51
5.6	Tabellarische Zusammenstellung der Längszugkräfte in den Versuchen .	53
5.7	Zusammenstellung der Querkrafttragfähigkeiten für die Versuche der Serie S0-S9 an massiven Stahlbetonplattenstreifen ohne integrierte Hohlräume. . . . .	63
5.7	Zusammenstellung der Querkrafttragfähigkeiten für die Versuche der Serie S0-S9 an massiven Stahlbetonplattenstreifen ohne integrierte Hohlräume. . . . .	64
5.8	Zusammenstellung der Querkrafttragfähigkeiten für die Versuche an Stahlbetonplattenstreifen mit integrierten Leitungen. . . . .	69
5.8	Zusammenstellung der Querkrafttragfähigkeiten für die Versuche an Stahlbetonplattenstreifen mit integrierten Leitungen. . . . .	70
5.9	Zusammenstellung der Querkrafttragfähigkeiten für die Versuche an Stahlbetonplattenstreifen mit integrierten Hohlkörpern. . . . .	73
5.10	Modellunsicherheiten für die Querkrafttragfähigkeit von massiven Plattenstreifen ohne Hohlräume unter Längszugbeanspruchung. . . . .	79
5.11	Modellunsicherheiten für die Querkrafttragfähigkeit von Plattenstreifen aus Stahlbeton mit integrierten Leitungen unter Längszugbeanspruchung.	85
5.12	Modellunsicherheiten für die Querkrafttragfähigkeit von Plattenstreifen aus Stahlbeton mit integrierten Hohlkörpern der Firma Cobiax unter Längszugbeanspruchung. . . . .	90
6.1	Modelleigenschaften des Finite-Elemente-Modells für die Berechnung der Querkrafttragfähigkeit von massiven, nicht querkraftbewehrten Plattenstreifen aus Stahlbeton. . . . .	119

6.1	Modelleigenschaften des Finite-Elemente-Modells für die Berechnung der Querkrafttragfähigkeit von massiven, nicht querkraftbewehrten Plattenstreifen aus Stahlbeton. . . . .	120
6.2	Filterkriterien des Auswahlkriteriums „KONA2“ für die Auswahl von Versuchsdaten zur Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetondecken ohne Bügel unter Einzellast aus der Querkraftdatenbank nach DAFSTB HEFT 597. . .	121
6.3	Zusammensetzung der FE-Parameterstudie zur Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetondecken mit integrierten Leitungen unter Längszug. . . . .	142

## 1 Einleitung

Geschossdecken im Hochbau werden üblicherweise in Stahlbetonbauweise hergestellt. Diese Bauweise hat sich in vielfältigen Systemen und Techniken aufgrund des hohen Widerstandes gegenüber physikalischen und chemischen Einwirkungen als wirtschaftliche und dauerhafte Bauweise etabliert. In aller Regel sind Stahlbetondecken mit einer ausreichenden Biege- und Zwangbewehrung derart dimensioniert, dass der Einbau von Querkraftbewehrung, mit Ausnahme der Durchstanzbereiche in punktgestützten Flachdecken, nicht erforderlich ist. Im Unterschied zu balkenähnlichen Bauteilen wie Unter- und Überzügen kann bei Platten auf die Anordnung einer Mindestquerkraftbewehrung verzichtet werden, da auch nach Rissbildung eine Spannungsumlagerung durch die Ausbildung mehraxialer Spannungszustände möglich ist. Zudem stellt sich bei liniengelagerten Platten nur selten eine gleichmäßige Querbewehrung entlang der Auflagerlinie ein. Demnach ist bei Platten im Gegensatz zu balkenähnlichen Bauteilen die Wahrscheinlichkeit groß, dass neben gerissenen Querschnittsbereichen infolge Querkrafteinwirkung auch ungerissene Querschnittsbereiche verbleiben. Definitionsgemäß gilt ein flächenartiges Bauteil nach DIN EN 1992-1-1:2011 in Verbindung mit DIN EN 1992-1-1/NA:2011 dann als Platte, wenn die kleinste Dimension in der Ebene mindestens der fünffachen Gesamtdicke entspricht. Dieses Kriterium wird von den meisten Stahlbetondecken im Hochbau erfüllt.

In der Baupraxis werden Hochbaudecken zunehmend als Installationsraum für Leitungen der Gebäudetechnik genutzt, wodurch der Deckenquerschnitt geschwächt wird. Ein wesentlicher Grund für diesen Umstand ist die wirtschaftliche Kompensation des erhöhten Raumbedarfs für energieeffiziente Gebäudetechnik. Der technologische Fortschritt in der Heiz-, Kühl- und Lüftungstechnik und der zunehmende Einsatz von Technologien zur Nutzung erneuerbarer Energiequellen führen zu einem überproportionalen Anstieg der Leitungsquerschnitte durch geringe Heizkreistemperaturen, höhere Kühlkreistemperaturen und eine mechanische Gebäudelüftung zur Sicherstellung von hygienischen und nutzungsabhängigen Anforderungen. Mit zunehmendem Raumbedarf für Gebäudetechnik verringert sich das hochwertig nutzbare Raumvolumen durch die Vergrößerung des abgehängten Deckenraumes und/oder des aufgeständerten Hohlbodenraumes. Dieser Zusammenhang ist eine technisch notwendige Folge der EU-Gebäuderichtlinie über die Gesamtenergieeffizienz von Gebäuden EPBD 2002, mit der Maßnahmen zur Verbesserung der Energieeffizienz von Gebäuden und damit zur Senkung der Treibhausga-

semissionen für alle EU-Mitgliedstaaten im Jahre 2002 verbindlich eingeführt wurden. Eine notwendige Vergrößerung der Geschosshöhe zur Erhaltung des nutzbaren Raumvolumens kann durch eine deckenintegrierte Verlegung von Leitungen der Gebäudetechnik erheblich reduziert werden, wodurch Stahlbetondecken einen Beitrag zur Herstellung und zum Betrieb von ressourcenschonenden Gebäuden leisten.

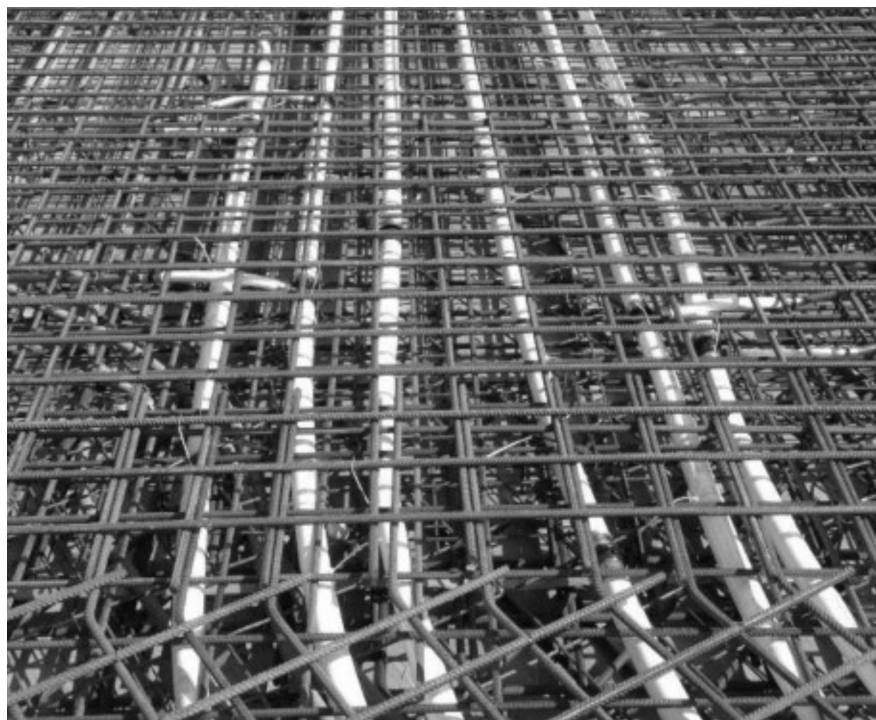


Abbildung 1.1: Hauptverteilungsleitungen einer deckenintegrierten Flächenheizung in einer Stahlbetonflachdecke vor Betonage.

Neben der funktionalen Verknüpfung von Tragwerk und Gebäudetechnik gewinnen im Hochbau zunehmend Hohlkörperdecken an Bedeutung. Hohlkörperdecken werden überwiegend als zweiachsig gespannte Flachdecken eingesetzt, bei denen Beton durch bauteilintegrierte Hohlkörper planmäßig verdrängt wird. Die Betonverdrängung führt zu einer Reduktion des Eigengewichtes der Decken, wodurch im Vergleich zu einer Massivdecke größere Spannweiten und dünnere Decken realisiert werden können. In ökologischer Hinsicht ist die Hohlkörperdecke nachhaltiger als die Massivdecke, da infolge der Betonverdrängung der Zementanteil und somit auch der Ausstoß von Kohlendioxid in der Herstellung reduziert wird.



Abbildung 1.2: Hohlkörper in einer Stahlbetonflachdecke während der Betonage.

Eine Querschnittsschwächung von Stahlbetondecken kann zu einer Traglastreduktion führen. Unter Querbelastung können Biege-, Querkraft- und Durchstanztragfähigkeit betroffen sein, wobei der Einfluss auf die Querkraft- und Durchstanztragfähigkeit die größte baupraktische Bedeutung hat. In den letzten Jahren wurde der Einfluss von integrierten Leitungen auf die Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetondecken ohne Querkraftbewehrung an der Technischen Universität Kaiserslautern mit den Arbeiten von THIELE 2010, SCHNELL U. THIELE 2010, SCHNELL U. THIELE 2011b und SCHNELL U. THIELE 2011a eingehend erforscht. Es konnte in den Forschungsarbeiten einheitlich festgestellt werden, dass integrierte Leitungen die Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetondecken ohne Querkraftbewehrung herabsetzen. Die Abminderungsfaktoren sind in den nationalen Erläuterungen DAFSTB HEFT 600 zu DIN EN 1992-1-1 und DIN EN 1992-1-1/NA als Ergänzung zum bestehenden Bemessungskonzept anwendungsbezogen dokumentiert. Für Hohlkörperdecken vom Typ Cobiax und vom Typ Unidome, die als zweiachsig gespannte Flachdecken eingesetzt werden, wurden in den vergangenen Jahren weitreichende Forschungsarbeiten zur Biegetragfähigkeit, Biegesteifigkeit, Drillsteifigkeit, Querkrafttragfähigkeit und zur lokalen Durchstanztragfähigkeit der Deckensysteme an der TU Kaiserslautern, der HS Bochum und der TU Darmstadt durchgeführt. In ALBRECHT

2014 sind umfangreiche Forschungsarbeiten an Hohlkörperdecken zur Bestimmung des Tragverhaltens dokumentiert. Die Deckensysteme COBIAX ECO-LINE, COBIAX SLIM-LINE, COBIAX CLS und UNIDOME XS sind allgemein bauaufsichtlich zugelassen und können in Anlehnung an DIN EN 1992-1-1 in Verbindung mit DIN EN 1992-1-1/NA bemessen werden.

Mit Ausnahme von wenigen Tastversuchen existieren insgesamt keine Erkenntnisse zum Einfluss von Längszugspannungen auf die Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetondecken ohne Querkraftbewehrung mit integrierten Hohlräumen. Längszug kann in Hochbaudecken infolge einer indirekten oder direkten Einwirkung auftreten. Zu den indirekten Einwirkungen gehören Schwindprozesse und Temperaturänderungen, die im Zusammenspiel mit den Lagerungsbedingungen die Entstehung von Zwangkräften in den Decken bewirken. Zu den direkten Einwirkungen gehören Horizontalkräfte aus Wind und Erdbeben oder Horizontalkräfte, die sich aus den Abtriebskräften bei schräg stehenden Stützen und Wänden in den Decken einstellen. Aus diesen Gründen ist eine experimentelle und theoretische Untersuchung der vermeintlich ungünstigen Kombination aus Querschnittsschwächung und gleichzeitigem Längszug für die Baupraxis von Bedeutung.



Abbildung 1.3: Tragstruktur der Universitätsbibliothek Freiburg bestehend aus vielen schräg stehenden Stahlbetonstützen mit unterschiedlicher Neigung aus ALLGEMEINE BAUZEITUNG 2014.



## 2 Motivation

### 2.1 Stahlbetondecken mit integrierten Leitungen

Die Querschnittsschwächung von Stahlbetondecken kann die Tragfähigkeit der Decken ungünstig beeinflussen. In der Bauplanung müssen demzufolge Querschnittsschwächungen in Stahlbetondecken bei der Bemessung berücksichtigt werden, damit für alle Gebäudeträgerwerke ein einheitliches Zuverlässigkeitsniveau erreicht werden kann. Die Tragfähigkeit einer Stahlbetondecke unter Querbewehrung wird durch drei wesentliche Tragwiderstände definiert:

- Biegetragfähigkeit
- Querkrafttragfähigkeit
- Durchstanztragfähigkeit

#### 2.1.1 Biegetragfähigkeit

Die Grundlagen für die Biegebemessung von Stahlbetondecken sind in DIN EN 1992-1-1 in Verbindung mit DIN EN 1992-1-1/NA geregelt. Ausdrücklich gelten die Bedingungen nach DIN EN 1992-1-1, 6.1 (2) nur für ungestörte Bereiche (B-Bereiche), in denen die Bernoulli-Hypothese, die ein Ebenbleiben der Querschnitte mit einem linearen Dehnungsverlauf über die Querschnittshöhe voraussetzt, gilt. Gestörte Bereiche mit Diskontinuitäten (D-Bereiche) sind nach DIN EN 1992-1-1, 6.5 mit Stabwerkmodellen zu bemessen. Unter der Voraussetzung, dass die Mindestbetondeckungen zur Sicherstellung des Verbundes zwischen Beton und Betonstahl eingehalten sind und die Zugfestigkeit bei der Biegebemessung normkonform vernachlässigt wird, ergibt sich im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) bei einer Stahlbetondecke mit integriertem Hohlraum dann ebenfalls eine lineare Dehnungsverteilung über den Querschnitt, sofern sich der Leitungsquerschnitt im zugbeanspruchten Querschnittsbereich befindet. Für diesen Fall kann eine Biegebemessung nach DIN EN 1992-1-1, 6.1 analog zu ungestörten Querschnitten mit den bekannten Bemessungstabellen mit dimensionslosen Beiwerten nach DAFSTB HEFT 425 durchgeführt werden. In der Praxis bietet sich daher ein Verlegen von Leitungen in Stahlbetondecken möglichst weit im zugbeanspruchten Bereich abseits der Dehnungsnulllinie an, um das Tragverhalten der Decken möglichst unbeeinflusst gestalten zu können. Für alle anderen Fälle, in denen Leitungen in druckbeanspruchten Querschnittsbereichen liegen, müssen in einer Querschnittsanalyse alle maßgebenden Spannungsnachweise in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit und der Gebrauchstaug-

lichkeit geführt werden. Der Einfluss einer Zugnormalkraft ist bei der Querschnittsbemessung unabhängig von der Höhenlage der Leitungen im Bauteil zu berücksichtigen. Für die Berechnung der Rissbreiten ist dabei im maßgebenden, reduzierten Querschnitt der effektive Bewehrungsgrad zu bestimmen. Die systematische Vorgehensweise bei der Rissbreitenberechnung von Stahlbetonbauteilen bleibt unter Längszug unverändert, da die Änderung der Spannungsverteilung im Querschnitt durch eine Zugnormalkraft im Bemessungsverfahren zur Rissbreitenberechnung berücksichtigt werden kann.

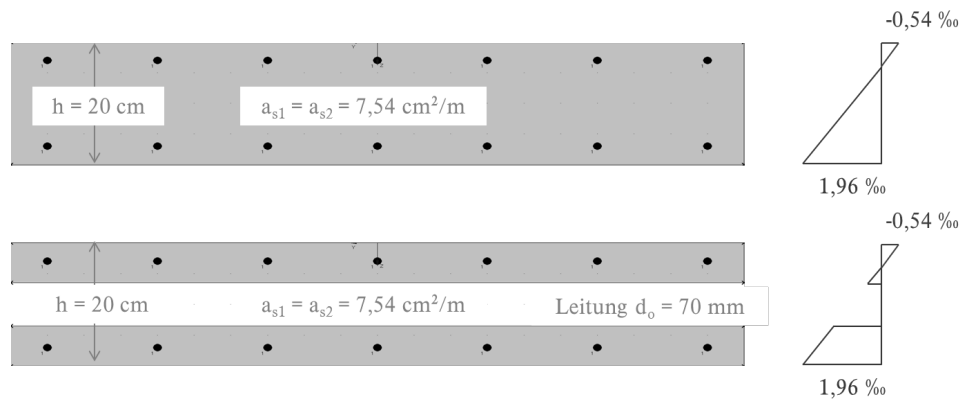


Abbildung 2.1: Exemplarische Darstellung der linearen Dehnungsverteilung über die Querschnittshöhe bei einer Stahlbetondecke mit und ohne integrierte Leitung im Zugbereich ( $M_{Ed} = 37,6 \text{ kNm/m}$ , C30/37,  $h = 20 \text{ cm}$ ,  $d = 17 \text{ cm}$ ,  $d_o = 7 \text{ cm}$ ,  $a_{s1} = a_{s2} = 7,54 \text{ cm}^2/\text{m}$ ).

Sofern die angenommenen Voraussetzungen für die Biegebemessung zutreffen, sollten sich auch unter realitätsnahen Bedingungen für Querschnitte mit und ohne integrierte Leitungen annähernd identische Biegebruchmomente ergeben. Für die in Abb. 2.1 dargestellten Deckenquerschnitte kann diese Annahme mit Hilfe von numerischen, physikalisch nichtlinearen Traglastberechnungen bestätigt werden. Wie in Abb. 2.2 dargestellt, wird die Biegetragfähigkeit durch die integrierten Leitungen unter den genannten Voraussetzungen nicht wesentlich beeinflusst. Lediglich für Belastungen zwischen Erst- und abgelaufener Rissbildung ist die Gesamtsteifigkeit der Decke mit integrierten Hohlräumen geringer, was mit größeren Verformungen bei gleicher Beanspruchung einhergeht. Ein Auftreten von direkten und indirekten Längszugspannungen kann bei der Biege- und Zwangbemessung von Stahlbetonquerschnitten normkonform berücksichtigt werden. Da der Einfluss der Zugfestigkeit des Betons bei der Biegebemessung

messung vernachlässigt wird, ist ein darüber hinausgehender, ungünstiger Einfluss von Längszugspannungen nicht zu erwarten. Der Einfluss von integrierten Leitungen auf die Biegetragfähigkeit von Stahlbetondecken wird deshalb in dieser Arbeit nicht weitergehend untersucht.

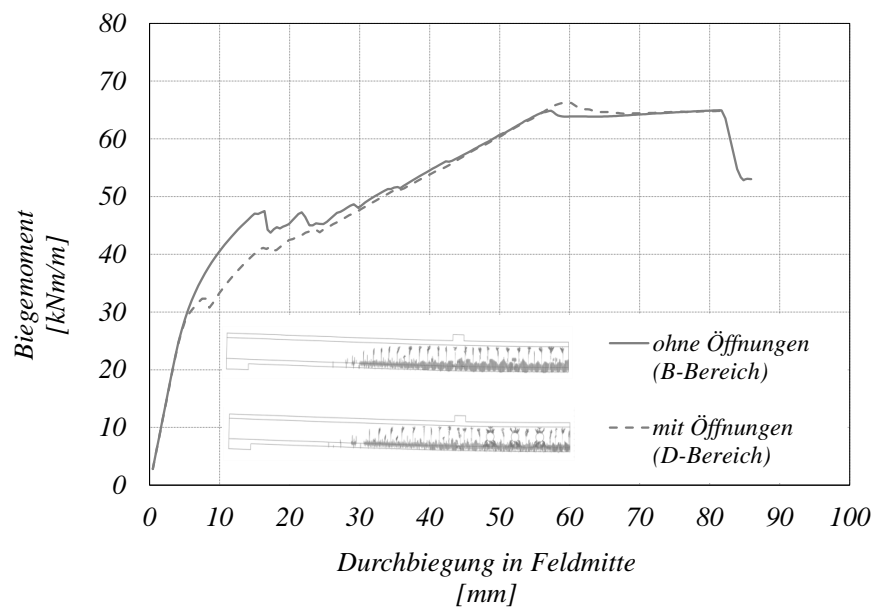


Abbildung 2.2: Last-Verformungs-Kurven der physikalisch nichtlinearen Traglastberechnungen mit und ohne integrierte Öffnungen für die Stahlbetondecke mit den in Abb. 2.1 dargestellten Parametern.

### 2.1.2 Querkrafttragfähigkeit

Das Querkraftversagen von nicht querkraftbewehrten Stahlbetondecken ist gegenüber dem Biegeversagen ein sprödes Querschnittsversagen ohne wesentliche Vorankündigung, da sich die Tragfähigkeit überwiegend aus Betontraganteilen zusammensetzt. Aufgrund der nichtlinearen Bruchmechanik in gerissenen Betonstrukturen ist die Varianz von analytischen und empirischen Formulierungen für die Querkrafttragfähigkeit im Vergleich mit Versuchsergebnissen nicht geringer und häufig größer als die natürliche Varianz der Betonzugfestigkeit. Auch aus diesem Grund wird die Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetondecken ohne Querkraftbewehrung nach DIN EN 1992-1-1, 6.2.2 mit einer empirischen Beziehung formuliert, die schon in dieser Form seit der Veröffentlichung des MODEL CODE 1990 als empfohlene Bemessungsgrundlage bekannt ist. Der Einfluss von

Längsdruck- und Längszugspannungen auf die Querkrafttragfähigkeit wird nach DIN EN 1992-1-1, 6.2.2, Gl. 6.2a über eine Teilfunktion

$$\Delta V_{Rd,c} = k_1 \cdot \sigma_{cp} \cdot b_w \cdot d$$

berücksichtigt, mit der die Querkrafttragfähigkeit proportional zu den Längsspannungen  $\sigma_{cp}$  korrigiert wird. Der Vorfaktor wird nach DIN EN 1992-1-1/NA:2011 national mit  $k_1 = 0,12$  in Ansatz gebracht. Dabei wirken sich Längsdruckspannungen mit positivem Vorzeichen günstig und Längszugspannungen mit negativem Vorzeichen ungünstig auf die Querkrafttragfähigkeit aus. Dieser Ansatz geht dabei ausschließlich auf den günstigen Einfluss von Längsdruckspannungen auf die Querkrafttragfähigkeit zurück, der in vielen Bauteilversuchen an Spannbetonbauteilen festgestellt wurde. Eine umfassende Auswertung der Modellunsicherheiten für die Querkraftbemessung von Stahlbetonbauteilen ist in DAFSTB HEFT 597 dokumentiert.

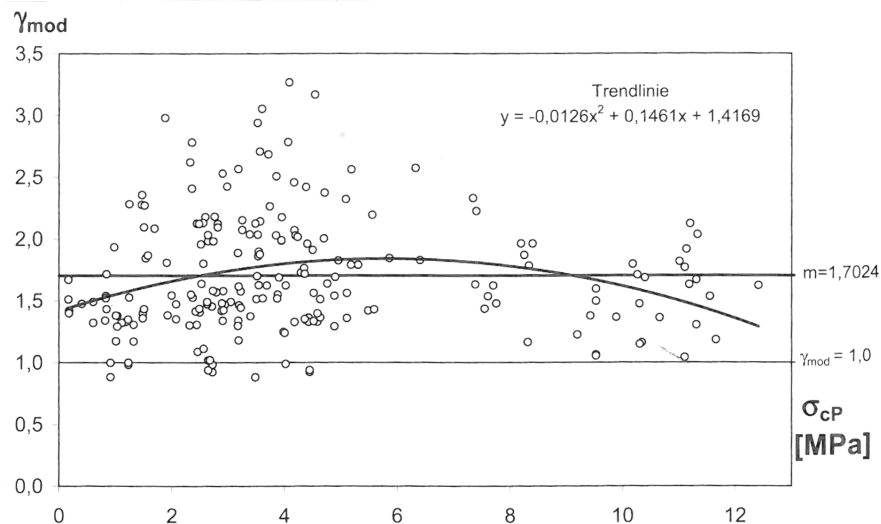


Abbildung 2.3: Zusammenhang zwischen der Modellunsicherheit  $\gamma_{mod}$  für das Bemessungskonzept nach DIN 1045-1 und der Längsdruckspannung  $\sigma_{cp}$  für 217 Querkraftversuche an Spannbetonbauteilen ohne Querkraftbewehrung aus DAFSTB HEFT 597.

Verantwortlich für das günstigere Tragverhalten unter Vorspannung ist den Autoren nach eine Erhöhung der Sprengwerktragwirkung, die infolge der Überdrückung des Querschnittes erzeugt wird. Deutlich zeigt sich jedoch auch ein nichtlinearer Verlauf

der statistischen Regressionsfunktion in Abhängigkeit der Drucknormalspannung. Für geringe und hohe Werte liegen die Modellunsicherheiten deutlich unter dem Mittelwert, so dass nach Auffassung der Autoren eine Optimierung der Ansatzfunktion zur Berücksichtigung einer Drucknormalspannung sinnvoll erscheint. Aufgrund der Tatsache, dass der Mittelwert der Modellunsicherheiten insgesamt deutlich über  $\gamma_{mod} = 1,0$  liegt, ist die Ansatzfunktion für Normalspannungen im Vergleich zum Sicherheitsniveau der Grundfunktion deutlich ungünstiger definiert.

Im Gegensatz zu Querkraftversuchen an Spannbetonbauteilen existieren nur wenige, vergleichbare Versuchsergebnisse zum Einfluss von Längszugspannungen auf die Querkrafttragfähigkeit von nicht querkraftbewehrten Stahlbetondecken. Die Versuche aus den Arbeiten DAFSTB HEFT 275, MATTOCK 1969 und COLLINS U. ADEBAR 1996 wurden erst durch die Arbeiten von KUHLMANN U. A. 2002 und EHMANN 2003 nennenswert erweitert. Einheitlich ist bei allen Versuchen der traglastmindernde Einfluss von Längszugspannungen bei nicht querkraftbewehrten Stahlbetonbauteilen. In DAFSTB HEFT 275 wurde bereits ein linearer Zusammenhang zwischen Längszugspannung und Reduktion der Querkrafttragfähigkeit festgestellt, der im Bemessungszustand nach heutiger Formulierung gemäß DIN EN 1992-1-1, 6.2.2, Gl. 6.2a

$$\Delta V_{Rd,c} = 0,10 \cdot \sigma_{cp} \cdot b_w \cdot d$$

betragen würde. Demnach scheint die Verwendung eines einheitlichen Vorfaktors  $k_1$  sowohl für Längsdruck- als auch Längszugspannungen zunächst plausibel, wenn auch statistisch nicht eindeutig belegt. Die Reduktion der Querkrafttragfähigkeit durch Längszugspannungen wird auf die Rissbreitenvergrößerung und damit auf die Reduktion der Rissreibung zwischen den Rissufern im Schubriss zurückgeführt, die als Querkrafttraganteil in einigen Querkraftmodellen basierend auf der Balkentheorie mechanisch anerkannt ist.

An der Technischen Universität Kaiserslautern wurde der Einfluss von integrierten Leitungen auf die Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetondecken ohne Querkraftbewehrung mit den Arbeiten THIELE 2010, SCHNELL U. THIELE 2010, SCHNELL U. THIELE 2011b, SCHNELL U. THIELE 2011a eingehend erforscht. Es wurde in den Forschungsarbeiten einheitlich festgestellt, dass integrierte Leitungen die Querkrafttragfähigkeit von Stahl-

betondecken ohne Querkraftbewehrung herabsetzen. Dabei wurden Leitungen mit unterschiedlichen Querschnittsformen und -größen in unterschiedlichen Einbaupositionen untersucht und entsprechende Korrekturfaktoren abgeleitet, mit denen die rechnerische Querkrafttragfähigkeit von ungestörten Massivdecken abgemindert werden kann. Die Traglastreduktion ist für die Öffnungsparameter derart unterschiedlich, dass sich eine fallweise Unterscheidung mit unterschiedlichen Abminderungsfaktoren als zielführend herausgestellt hat. Die Abminderungsfaktoren sind mit den nationalen Erläuterungen DAFSTB HEFT 600 zu DIN EN 1992-1-1:2011 als Ergänzung zum bestehenden Bemessungskonzept anwendungsbezogen dokumentiert worden.

Mit Ausnahme von wenigen Tastversuchen existieren keine Erkenntnisse zum Einfluss von Längszugspannungen auf die Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetondecken ohne Querkraftbewehrung mit integrierten Leitungen. Alle bekannten Tastversuche wurden aus verfahrenstechnischen Gründen mit Zugkräften aus direkter Einwirkung durchgeführt. Im Bemessungskonzept zur Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit von nicht querkraftbewehrten Stahlbetondecken nach DIN EN 1992-1-1/NA, 6.2.2 kann der Einfluss von Zwang infolge Schwinden auf die Längsspannungen vernachlässigt werden, was ingenieurmäßig mit dem Abbau von Zwangsspannungen durch Rissbildung im Ansatz verstanden werden kann. Allerdings sind die Bauteilabschnitte zwischen den Trennrissen auch bei ausgeprägter Rissbildung niemals spannungslos, sondern stehen durch den Verbund mit der schwindfreien Bewehrung infolge des Betonschwindens unter Zugspannungen. Die Verkürzung des Betons infolge Schwinden verursacht nach DRIDIGER 2019 einen Eigenspannungszustand in den Bauteilabschnitten zwischen den Trennrissen mit gegensätzlich orientierten Spannungen in Beton und Bewehrung. Während im Beton Zugspannungen infolge der Dehnungsbehinderung durch die Bewehrung auftreten, entstehen in der Bewehrung selbst Druckspannungen durch den Verbund mit dem Beton. Im Gegensatz dazu stehen bei äußeren Zugkräften aus einer direkten Einwirkung sowohl der Beton als auch die Bewehrung unter Zugspannungen. Die numerischen Untersuchungen in DRIDIGER 2019 zeigen daher auch, dass die bekannte Längszugkraft-Dehnungs-Beziehung von gerissenen Stahlbetonbauteilen mit zugversteifender Wirkung des Betons nach MODEL CODE 1990 und DAFSTB HEFT 466 ausschließlich für Stahlbetonbauteile mit äußeren Längszugkräften und nicht für Stahlbetonbauteile unter Zwang infolge Schwinden gelten. Während die numerischen Simulationen des Stahlbetonstabes mit einer äußeren Zugkraftbeanspruchung eine Zunahme der Normalkraft bei fortschreitender Rissbildung belegen, zeigt sich unter Zwangbeanspruchung eine mit zunehmender

Zwangdehnung und Rissbildung abnehmende Normalkraft. Dieser Sachverhalt muss bei der Beurteilung der Einflüsse von Längszug auf die Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetondecken mit und ohne integrierte Leitungen berücksichtigt werden. Bei einem ungünstigen Einfluss von Längszug auf die Querkrafttragfähigkeit von nicht querkraftbewehrten Stahlbetondecken ist eine äußere Längszugkraft oder eine Längszugkraft aus Zwang infolge einer Bauteilabkühlung vermeintlich kritischer zu bewerten, da sich die Normalkraft infolge von Schwinden im Bauteil durch Rissbildung sukzessive verringert und eine ausreichende, rissbreitenbeschränkende Bewehrung für die Zwangbeanspruchung vorausgesetzt werden kann.

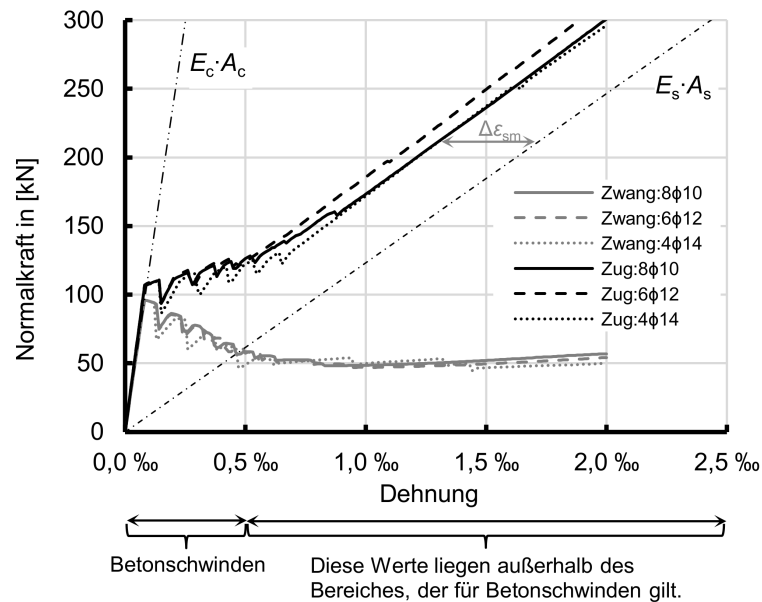


Abbildung 2.4: Normalkraft-Dehnungs-Beziehungen für Stahlbetonstäbe unter einer äußeren Zugkraftbeanspruchung und unter Zwangkraftbeanspruchung infolge von Betonschwinden aus DRIDIGER 2019.

### 2.1.3 Durchstanztragfähigkeit

Das Durchstanzversagen ist ein lokales Querkraftversagen in Plattenbereichen, in denen große Lasten über eine vergleichsweise kleine Aufstandsfläche lokal eingeleitet werden. Klassischerweise bildet die Durchstanztragfähigkeit einen Grenzzustand der Tragfähigkeit bei punktgestützten Decken und Fundamenten. Die Durchstanztragfähigkeit von Stahlbetondecken ohne Querkraftbewehrung kann nach DIN EN 1992-1-1, 6.4.4 bemessen werden. Das Konzept beruht grundsätzlich auf dem gleichen mechanischen Hin-

tergrund wie die Formulierung zur Bemessung der Querkrafttragfähigkeit. Somit ist davon auszugehen, dass Querschnittsschwächungen im Durchstanzbereich Einfluss auf den Verlauf des Ausbruchkegels nehmen und aufgrund der lokalen Begrenzung des Durchstanzens unmittelbar die Durchstanztragfähigkeit herabsetzen. Vergleichbar ist dieser Umstand mit einer konstanten Querschnittsschwächung einer Decke entlang einer linienförmigen Auflagerung, wie es sich bei der Verlegung von deckenintegrierten Leitungen im Querkraftbereich parallel zu Wänden oder Unter- bzw. Überzügen darstellt. Diese Konstellation entspricht dem üblichen Aufbau der durchgeführten Laborversuche zur Querkrafttragfähigkeit an Plattenstreifen. Demgegenüber ist nach REINECK 1999 die Durchstanztragfähigkeit in Stützungsnahe näherungsweise 20% größer als die Querkrafttragfähigkeit, was auf die räumliche Tragwirkung im Durchstanzbereich zurückgeführt werden kann. Dieser Effekt verliert sich mit zunehmendem Abstand von der Stützung, bis bei einer Entfernung von näherungsweise dem fünffachen der statischen Höhe die Durchstanztragfähigkeit der Querkrafttragfähigkeit gleicht.

Insbesondere bei punktgestützten Flachdecken kann eine ausreichende Durchstanztragfähigkeit häufig nur durch den Einbau von Durchstanzbewehrung sichergestellt werden. In diesen Bereichen bietet sich eine Leitungstrassierung aufgrund der baulichen Durchbildung in der Regel nicht an. Nach DIN EN 1992-1-1, 6.4.2 sind Deckenöffnungen in einem Abstand kleiner der sechsfachen statischen Deckenhöhe von dem Anschnitt der Stütze bei der Bestimmung des Rundschnittes ungünstig zu berücksichtigen. Dieser Bemessungsansatz ist beispielsweise dann auch analog auf Leitungen mit Durchmessern größer gleich einem Fünftel der statischen Höhe ( $d_0 \geq 0,2 \cdot d$ ) anzuwenden. In der konventionellen Hochbauplanung sind im Durchstanzbereich vor allem Leitungen und Leerrohre mit einem Durchmesser kleiner einem Fünftel der statischen Höhe ( $d_0 < 0,2 \cdot d$ ) aus der Elektroverteilung und der Wärmeübergabe von Bedeutung, welche die Stahlbetondecken unmittelbar als raumbezogenes Übergabesystem der Heiz- und Kühlkreisläufe nutzen. In HEGGER U. SIBURG 2012 wurden experimentelle Untersuchungen zur Anordnung von horizontalen Leitungen im Bereich von Innenstützen durchgeführt und ein Bemessungsmodell für die Durchstanztragfähigkeit von Stahlbetondecken mit integrierten Leitungen entwickelt. Das Bemessungsmodell ist in den nationalen Erläuterungen DAFSTB HEFT 600 zu DIN EN 1992-1-1 enthalten und steht der Baupraxis somit als Planungswerkzeug zur Verfügung. Der Einfluss von Hohlräumen und Zugbeanspruchungen auf die Durchstanztragfähigkeit von Stahlbetondecken ist nicht Gegenstand dieser Arbeit. Es ist jedoch aufgrund der bruchmechanischen Ähnlichkeit mit



dem Querkraftversagen wahrscheinlich, dass die Ergebnisse dieser Arbeit erste Vermutungen über den Einfluss von Längszugspannungen auf die Durchstanztragfähigkeit von Stahlbetondecken mit integrierten Hohlräumen zulassen.

## **2.2 Stahlbetondecken mit integrierten Hohlkörpern**

Neben Stahlbetondecken mit integrierten Leitungen existieren auch andere Deckensysteme in Stahlbetonbauweise, die planmäßig mit integrierten Hohlräumen zur Gewichtsersparnis ausgeführt werden. Zu diesen Systemen zählen beispielsweise Hohlkörperdecken mit integrierten Verdrängungskörpern, die analog zu Stahlbetondecken planmäßig ohne Querkraftbewehrung ausgeführt werden. Der wesentliche Vorteil der Hohlkörperdecke gegenüber der Massivdecke ist das mit zunehmender Schwächung günstigere Verhältnis von Biegesteifigkeit zu Eigengewicht, wodurch unter hochbauüblichen Nutzlasten größere Deckenspannweiten bei gleicher Durchbiegung erzielt werden können. Zudem wirkt sich das reduzierte Eigengewicht der Decken günstig auf die gesamte Tragstruktur aus, so dass sich wirtschaftlichere Querschnitte für die lastabtragenden Bauteile ergeben. Insbesondere die masseabhängigen Trägheitskräfte aus horizontallastinduzierten Schwingungen infolge Erdbeben und im Allgemeinen auch die Gesamtverformung von Tragwerken mit Hohlkörperdecken sind im Vergleich zu ungeschwächten Tragwerken nennenswert geringer. Für Hohlkörperdecken vom Typ Cobiax und vom Typ Unidome, die als zweiachsig gespannte Flachdecken eingesetzt werden, wurden in den vergangenen Jahren weitreichende Forschungsarbeiten zur Biegetragfähigkeit, Biegesteifigkeit, Drillsteifigkeit, Querkrafttragfähigkeit und zur lokalen Durchstanztragfähigkeit der Deckensysteme an der TU Kaiserslautern, der HS Bochum und der TU Darmstadt durchgeführt. In ALBRECHT 2014 sind umfangreiche Forschungsarbeiten an Hohlkörperdecken zur Bestimmung des Tragverhaltens dokumentiert. Die Deckensysteme COBIAX ECO-LINE, COBIAX SLIM-LINE, COBIAX CLS und UNIDOME XS sind allgemein bauaufsichtlich zugelassen und können in Anlehnung an DIN EN 1992-1-1 in Verbindung mit DIN EN 1992-1-1/NA bemessen werden.

### **2.2.1 Biegetragfähigkeit**

Für die Bemessung der Biegetragfähigkeit von Hohlkörperdecken gelten die Ausführungen in Abschnitt 2.1.1 gleichermaßen, da die Biegebemessung gemäß den Zulassungen analog zu DIN EN 1992-1-1 unter Berücksichtigung der maximalen Querschnittsreduktion in Hohlkörperachse erfolgt. Der Einfluss einer geringeren Biegesteifigkeit der Hohl-

körperdecken wird bei der Schnittgrößenermittlung berücksichtigt, so dass sich für die Biegebemessung selbst keine systematischen Unterschiede ergeben.

### **2.2.2 Querkrafttragfähigkeit**

Die experimentellen und numerischen Untersuchungen zur Querkrafttragfähigkeit von Hohlkörperdecken zeigen einheitlich, dass die Querkrafttragfähigkeit durch die integrierten Hohlräume reduziert wird. Die Traglastminderung ist aber unterproportional zur größten Querschnittschwächung, weil durch die dreidimensionale, innere Struktur der Hohlkörperdecke eine mehraxiale Tragwirkung entsteht. Die experimentell bestimmte Querkrafttragfähigkeit beträgt in Abhängigkeit des Hohlkörpertyps näherungsweise 50-75% der Querkrafttragfähigkeit einer Massivdecke. Die bei einigen Systemen verwendeten Korbmodule aus Bewehrungsstahl, mit denen die Hohlkörper im Baustelleneinsatz auf der unteren Bewehrungslage verlegt werden, wurden in den Versuchen nicht eingebaut. Die tatsächliche Querkrafttragfähigkeit der Hohlkörperdecken mit Berücksichtigung der Korbmodule kann für hochbauübliche Geschossdecken bis zu 100% der Querkrafttragfähigkeit einer Massivdecke betragen. Aufgrund der nicht normkonformen Verankerung der Korbmodule, welche im eingebauten Zustand die Längsbewehrung nicht umschließen, wird in den zugelassenen Bemessungskonzepten der traglaststeigernde Einfluss nicht berücksichtigt. Zulassungsgemäß wird bei Hohlkörperdecken vom Typ Cobiax und vom Typ Unidome der Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit mit einem Abminderungsfaktor in Abhängigkeit der Hohlkörpergröße auf 40-50% der Tragfähigkeit einer vergleichbaren Massivdecke abgemindert. Das Bemessungskonzept gleicht im Wesentlichen der Form nach DIN EN 1992-1-1, 6.2.2, Gl. 6.2a jedoch ist die Korrekturfunktion zur Berücksichtigung der Längsspannungen nicht enthalten. Dieser Umstand ist Anlass für eine experimentelle und theoretische Untersuchung der Auswirkung von Längszugspannungen auf die Querkrafttragfähigkeit von Hohlkörperdecken.

### **2.2.3 Durchstanztragfähigkeit**

Gemäß den bauaufsichtlichen Zulassungen für die Hohlkörperdecken COBIAX ECO-LINE, COBIAX SLIM-LINE und UNIDOME XS ist ein Einbau der Hohlkörper im Durchstanzbereich von Stahlbetondecken planmäßig ausgeschlossen. Punktgestützte Deckenbereiche ohne Durchstanzbewehrung sind mindestens um das Zweifache der statischen Höhe über den kritischen Rundschnitt hinaus als Vollquerschnitt ohne Hohlkörper auszubilden. In punktgestützten Decken mit Durchstanzbewehrung ist der Vollquerschnitt

mindestens um das Zweifache der statischen Höhe über die letzte Bewehrungsreihe hinaus zu erweitern. Zudem sind die Deckenbereiche in beiden vorgenannten Fällen als Vollquerschnitt auszuführen, in denen die einwirkende Querkraft aus der Schnittgrößenermittlung größer als die verminderte Querkrafttragfähigkeit ist. Der Einfluss einer Zugbeanspruchung auf die Durchstanztragfähigkeit von Hohlkörperdecken ist daher baupraktisch ohne Bedeutung und wird nicht untersucht.

### 3 Zielsetzung

Mit der Forschungsarbeit soll der Einfluss von Längszugspannungen auf die Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetondecken ohne Querkraftbewehrung mit und ohne integrierte Leitungen qualitativ und quantitativ bestimmt werden. In diesem Zusammenhang sollen die Anwendbarkeit und die Modellunsicherheit des bestehenden Bemessungskonzeptes nach DIN EN 1992-1-1 in Verbindung mit DIN EN 1992-1-1/NA und den nationalen Erläuterungen DAFSTB HEFT 600 überprüft werden. Darüber hinaus sollen der Einfluss von Längszugspannungen auf die Querkrafttragfähigkeit von Hohlkörperdecken und die Anwendbarkeit der bestehenden Bemessungskonzepte in den allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen für die Deckensysteme COBIAX ECO-LINE, COBIAX SLIM-LINE, COBIAX CLS und UNIDOME XS untersucht werden.

Die Untersuchungen sollen experimentell und mit Hilfe von numerischen Simulationen durchgeführt werden. Für die Versuche wird ein Versuchsprogramm erstellt, das den Einfluss von Längszug auf die Querkrafttragfähigkeit von Geschosdecken für ein baupraktisch relevantes und möglichst breites Spektrum an beeinflussenden Parametern abgedeckt. Für die computergestützten Untersuchungen müssen Finite-Elemente-Modelle entwickelt werden, die das Tragverhalten realitätsnah erfassen können. Eine wesentliche Problemstellung ist dabei, die nichtlineare Bruchmechanik des Betons mit geeigneten, physikalisch nichtlinearen Materialmodellen abzubilden und das Gesamtmodell anhand einer Auswahl an Querkraftversuchen aus der Querkraftdatenbank nach DAFSTB HEFT 597 zu validieren. Die experimentellen Ergebnisse sollen mit den Ergebnissen aus den Finite-Elemente-Berechnungen vergleichend bewertet werden. Darüber hinaus soll die gewonnene Datenbasis durch eine numerische Parameterstudie derart erweitert werden, dass eine abgesicherte Beurteilung der Problemstellung und eine zutreffende Ableitung von Bemessungskonzepten erfolgen kann.

## 4 Grundlagen

### 4.1 Querkrafttragfähigkeit

#### 4.1.1 Querkraftversagen

Das Querkraftversagen von quer beanspruchten Stahlbetonbauteilen ohne Querkraftbewehrung ist durch ein meistens schlagartiges Versagen gekennzeichnet, bei dem das Bauteil durch einen maßgebenden, gekrümmten Schubriss in Auflagernähe durchtrennt wird und dadurch seine Tragfähigkeit verliert. Notwendige Voraussetzung für ein Querkraftversagen ist, dass der Spannungszustand infolge der Biegebeanspruchung im Bauteil vor dem Erreichen der Querkrafttragfähigkeit weder die Stahlzugfestigkeit der Biegezugbewehrung noch die Betondruckfestigkeit in der Betondruckzone überschreitet. Biege- und Querkraftversagen werden in vielen Bemessungsmodellen theoretisch getrennt, wobei der Übergang zwischen den beiden Versagensarten in Abhängigkeit der Last- und Lagerbedingungen sowie der Eigenschaften der Stahlbetonbauteile selbst fließend ist. Eine starke Biegebeanspruchung geht mit hohen Stahldehnungen, einer kleinen Druckzone und infolge der großen Durchbiegung auch mit einer ausgeprägten Risskinematik einher, die sich ungünstig auf das Querkrafttragverhalten auswirken. Eine hohe Gesamtsteifigkeit des Stahlbetonbauteils ist wesentlich für eine hohe Querkrafttragfähigkeit.

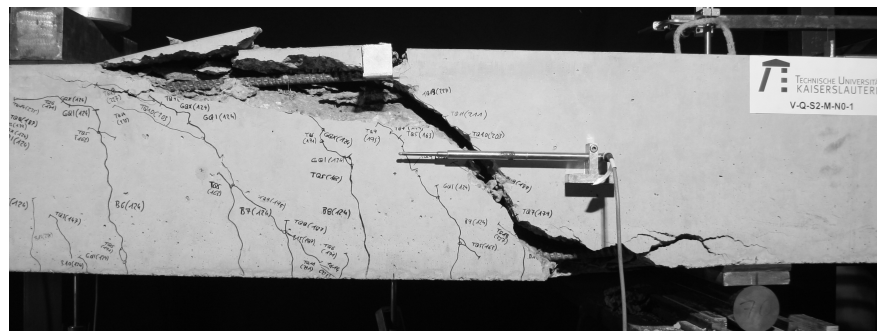


Abbildung 4.1: Einfeldträger aus Stahlbeton unter Querkraftbelastung im Bruchzustand nach Erreichen der Querkrafttragfähigkeit.

Die Versagensart eines nicht querkraftbewehrten Stahlbetonbauteiles kann in der Versuchsplanung durch den Längsbewehrungsgrad und die Schubslankheit gesteuert werden. Die Schubslankheit ist das Verhältnis zwischen Schubarm und statischer Bauteilhöhe, wobei der Schubarm dem Abstand zwischen Lasteinleitung und Auflagerlinie entspricht. Es existieren unterschiedliche Kombinationen aus Längsbewehrungsgrad und

Schubslankheit, für die bei einem Stahlbetonbiegeträger mit ansonsten identischen Eigenschaften unter Querlast entweder ein Biege- oder ein Querkraftversagen hervorgerufen werden kann. In KANI 1966 wurde ein umfangreiches Versuchsprogramm zur Prognose des Querkraftversagens von Stahlbetonbiegeträgern in Abhängigkeit der vorgenannten Parameter durchgeführt. Die grafische Darstellung der Ergebnisse in einem dreidimensionalen Flächendiagramm nach Abb. 4.2 bilden das „Schubtal nach Kani“. Für nicht querkraftbewehrte Stahlbetonbauteile, deren Schnittpunkte aus Längsbewehrungsgrad und Schubslankheit im „Schubtal“ liegen, ist ein Querkraftversagen unter Querlast zu erwarten. Demgegenüber ist für alle Stahlbetonbauteile, deren Schnittpunkte aus Längsbewehrungsgrad und Schubslankheit außerhalb des „Schubtals“ liegen, ein Querkraftversagen unter Querlast unwahrscheinlich. Bei diesen Bauteilen wird die Tragfähigkeit durch das Biegeversagen bestimmt.

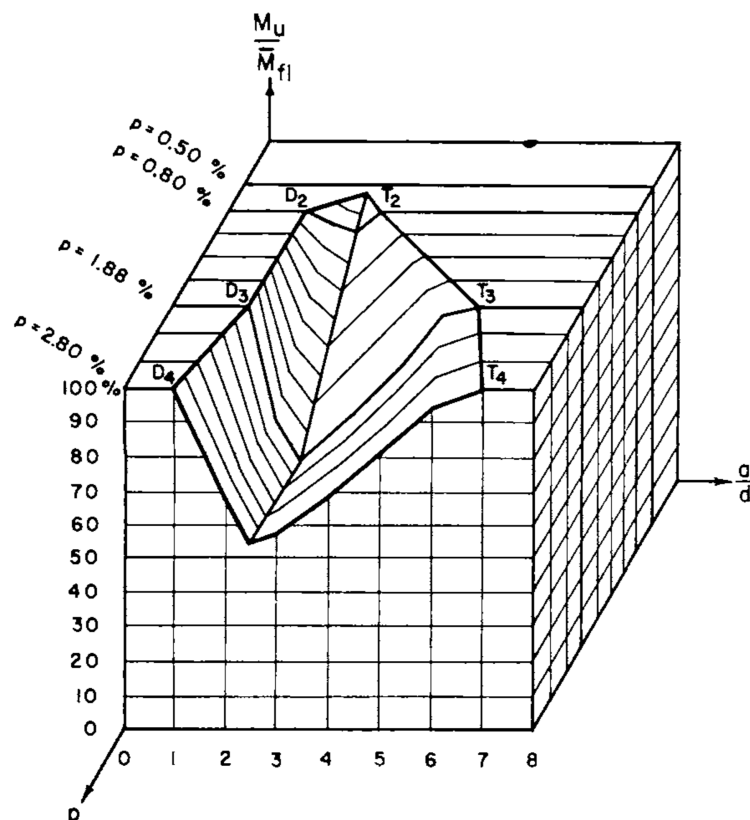


Abbildung 4.2: „Schubtal nach Kani“ aus KANI 1966.

Dabei ist

$\rho$  = Längsbewehrungsgrad der Biegezugbewehrung in %

$a$  = Abstand zwischen Lasteinleitung und Auflager in m ( $\equiv$  Schubarm)

$d$  = statische Höhe des Stahlbetonbauteils in m

$M_u$  = Biegemoment im Bruchzustand in kNm

$M_{Fl}$  = Biegetragfähigkeit in kNm

In den frühen Jahren des Stahlbetonbaus bis zum Beginn des 20. Jahrhunderts hatte die mechanische Beschreibung der Querkrafttragfähigkeit von nicht querkraftbewehrten Stahlbetonbauteilen in der Baupraxis eine untergeordnete Bedeutung. Die aus heutiger Sicht geometrisch unwirtschaftlichen Tragwerkstrukturen wiesen im Allgemeinen eine hinreichende Querkrafttragfähigkeit auf. Mit der technologischen Entwicklung seit Beginn des 20. Jahrhunderts wurden zunehmend schlankere Stahlbetonkonstruktionen errichtet. Dabei wurden Stahlbetontragwerke aus Platten, Stützen und Balken gleichermaßen ohne Querkraftbewehrung ausgeführt, wodurch insbesondere für balkenartige, biegebeanspruchte Bauteile mit hohem Längsbewehrungsgrad das Risiko eines Querkraftversagens deutlich erhöht wurde. Im Jahr 1955 stürzten beispielsweise die in Stahlbetonbauweise errichteten Dachkonstruktionen von zwei Lagerhallen auf amerikanischen Militärstützpunkten in den Bundesstaaten Ohio und Georgia der Vereinigten Staaten von Amerika ein. Als Ursache für den Einsturz konnte später nach ELSTNER U. HOGNESTAD 1957 ein Querkraftversagen der nicht querkraftbewehrten Rahmenriegel des Dachtragwerkes identifiziert werden. Seit den 1950er Jahren wurde die Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbauteilen international deutlich stärker erforscht, woraus eine Vielzahl von mechanischen Formulierungen und mit zunehmenden Versuchsdaten auch eine Vielzahl von Formulierungen mit sicherheitstheoretischen Untersuchungen entstanden sind. Wesentlich ist dabei die grundlegende Unterscheidung von balkenähnlichen und plattenähnlichen Stahlbetonbauteilen. Während für balkenähnliche Bauteile aus Stahlbeton die Bemessung und Ausführung ohne Querkraftbewehrung durch die Einführung einer Mindestquerkraftbewehrung konsequent ausgeschlossen wurde und damit aus der Baupraxis verschwand, entspricht die Bemessung und Ausführung von plattenähnlichen Bauteilen aus Stahlbeton ohne Querkraftbewehrung nach wie vor dem Stand der Technik. Die Ausführung von Stahlbetondecken ohne Querkraftbewehrung ist im

Vergleich zu Balken aufgrund des günstigeren Verhältnisses von Tragfähigkeit und Belastung sowie der guten Möglichkeiten der inneren Spannungsumlagerung in Platten-tragwerken eine wirtschaftliche und sichere Bauweise. Aus diesem Grund fokussierte sich die Bauforschung besonders auf das Tragverhalten und die Bestimmung der Querkraft-tragfähigkeit von nicht querkraftbewehrten Stahlbetondecken unter Querlast, wobei in der Folge eine Vielzahl von mechanischen, halb-empirischen und empirischen Verfahren entwickelt wurden. Die Verfahren basierend auf einer rein mechanischen Formulierung waren im Allgemeinen sehr komplex sowie in Abhängigkeit von Belastung, Geometrie und Festigkeiten der Stahlbetonbauteile mit einschränkenden Anwendungsgrenzen wenig praxistauglich. Demgegenüber haben sich halb-empirische Querkraftmodelle in der Anwendung durchgesetzt, da diese einerseits mit geometrischen und baustofftechnologischen Parametern die bruchmechanischen Zusammenhänge grundlegend erfassen können und andererseits durch empirisch ermittelte Beiwerte den Anwendungsbereich erheblich aufweiten und das Sicherheitsniveau der Bemessungskonzepte gezielt eingestellt werden kann. Die aktuell gültige Vorschrift für die Bemessung der Querkrafttragfähigkeit von nicht querkraftbewehrten Stahlbetondecken nach DIN EN 1992-1-1 basiert auf einem halb-empirischen Bemessungskonzept, das bereits im MODEL CODE 1990 international vorgestellt und mit Einführung der DIN 1045-1 national übernommen wurde. Lediglich der empirisch bestimmte Vorfaktor und Wertebereiche für die Parameter wurden im Zuge der Vereinheitlichung der Bemessungsansätze nach Auswertung von Versuchsdaten in REINECK 1999 definiert, wodurch der Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit national um rd. 17% herabgesetzt wurde. Der mechanische Hintergrund des Bemessungskonzeptes basiert auf der Theorie, dass sich die Querkrafttragfähigkeit aus drei wesentlichen Traganteilen zusammensetzt.

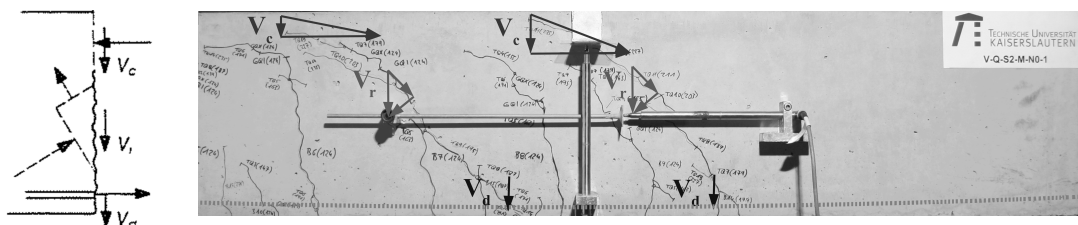


Abbildung 4.3: Idealierte Querkrafttraganteile einer Stahlbetondecke ohne Querkraftbewehrung nach MODEL CODE 1990 (links) und Darstellung der Querkrafttraganteile am Versuchskörper (rechts).

Die Querkrafttraganteile  $V_c$ ,  $V_r$  bzw.  $V_i$  und  $V_d$  gemäß Abb. 4.3 sind nachstehend erläu-



tert. Der überwiegende Teil aller existierenden Querkraftmodelle basiert in der Bruchtheorie auf einem oder auf einer Kombination aus diesen Traganteilen, wobei die Gewichtung und die Anerkennung der Traganteile in den Verfahren erheblich variiert.

$V_c$  = Querkrafttraganteil der ungerissenen Druckzone

$V_r$  bzw.  $V_i$  = Querkrafttraganteil der Rissuferverzahnung

$V_d$  = Querkrafttraganteil der Dübelwirkung der Längsbewehrung

#### 4.1.2 Maßstabeffekte

Maßstabeffekte beschreiben die nichtlinearen Einflüsse auf die Bruchspannung von Bauteilen, die sich vor allem in Baustoffen mit einem spröden Materialverhalten mit einer ausgeprägten Bruchprozesszone ergeben. Bei biege- und schubbeanspruchten Bauteilen aus Beton und Stahlbeton kann ein überproportionaler Anstieg der Bruchspannung bei einer Verkleinerung der Bauteilhöhe festgestellt werden. In Stahlbetonbauteilen existieren drei wesentliche Maßstabeffekte, deren mechanische Hintergründe für die Bruchspannungsdifferenzen erforscht werden konnten. Das Zusammenwirken der drei Maßstabeffekte wird in dem Bemessungskonzept für die Querkrafttragfähigkeit nicht querkraftbewehrter Stahlbetonbauteile nach DIN EN 1992-1-1 berücksichtigt. Maßstabeffekte sind in der vorliegenden Arbeit besonders erwähnenswert, weil diese durch Längszugspannungen im Querschnitt beeinflusst werden können. Zudem stellt die realitätsnahe Erfassung von Maßstabeffekten in Finite-Elemente-Modellen in Anbetracht der idealisierten Modellstruktur ein komplexes Problem dar.

##### **Maßstabeffekt 1: Biegeriss**

Ein bekannter Maßstabeffekt bei biegebeanspruchten Bauteilen aus Beton ist auf eine völligeren Spannungsverteilung im Riss bei kleinen Bauteilen gegenüber großen Bauteilen zurückzuführen. Nach DAFSTB HEFT 444 ist die Zone der nichtlinearen Spannungsübertragung im Riss bei großen Bauteilen relativ klein, so dass sich die Biegezugfestigkeit mit zunehmender Bauteilhöhe der zentrischen Zugfestigkeit annähert. Dieser Maßstabeffekt trägt zwar nicht direkt zu einer Erhöhung der Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbauteilen im Schubriss bei, hat jedoch Einfluss auf die Gesamtsteifigkeit der Bauteile. Somit besteht ein indirekter Einfluss auf die Querkrafttragfähigkeit durch die Risskine-

matik im Schubriss, also das Verdrehen der Rissufer um die Risspitze, die bei kleinen Bauteilen durch die geringere Verformung im Vergleich zu großen Bauteilen weniger stark ausgeprägt ist. Umfassende Forschungsarbeiten zur theoretischen Formulierung des Maßstabeffektes von biegebeanspruchten Beton- und Stahlbetonbauteilen wurden in BAZANT 1983, BAZANT U. KIM 1984 und BAZANT U. KAZEMI 1991 durchgeführt.

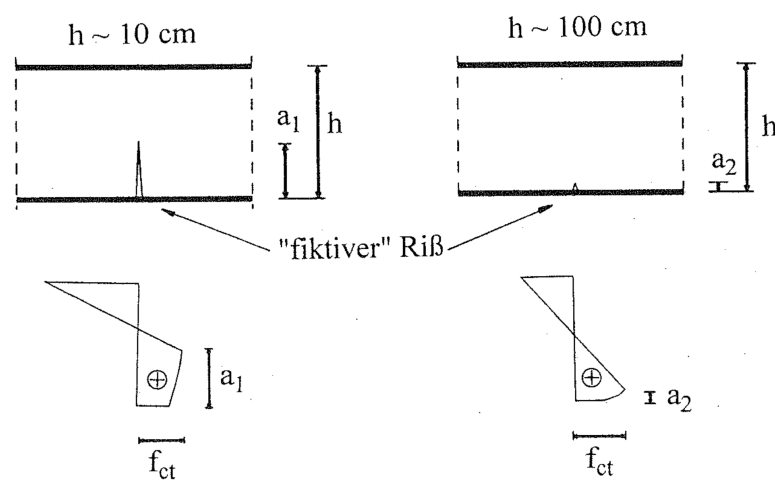


Abbildung 4.4: Spannungsverteilung in biegebeanspruchten Betonkörpern unterschiedlicher Höhe unter Bruchlast aus DAFSTB HEFT 444.

Der Maßstabeffekt in Biegerissen kann über den experimentell bestimmbaren, nicht-linearen Zusammenhang zwischen der Biegezugfestigkeit  $f_{ctm,fl}$  und der zentrischen Zugfestigkeit  $f_{ctm}$  dargestellt werden, der nach MODEL CODE 1990 mit Gl. (4.1) beschrieben wird.

$$f_{ctm} = f_{ctm,fl} \cdot \frac{\left(1,5 \cdot \frac{h_b}{h_0}\right)^{0,7}}{\left(1 + 1,5 \cdot \frac{h_b}{h_0}\right)^{0,7}} \quad (4.1)$$

Dabei ist

$f_{ctm}$  = Mittelwert der zentrischen Zugfestigkeit in  $N/mm^2$

$f_{ctm,fl}$  = Mittelwert der Biegezugfestigkeit in  $N/mm^2$

$h_b$  = Balkenhöhe in  $mm$

$h_0$  = Referenz-Balkenhöhe in  $mm$  ( $h_0 = 100 mm$ )

### Maßstabseffekt 2: Schubriss

Im Grenzzustand der Querkrafttragfähigkeit nicht querkraftbewehrter Stahlbetonbauteile existiert ein weiterer Maßstabseffekt, der sich durch die nichtlineare Spannungsverteilung an der Risspitze des maßgebenden Schubrisses einstellt. In HILLERBORG U. A. 1976 wurde die charakteristische Länge  $l_{ch}$  der Bruchprozesszone eingeführt, die der Länge der nichtlinearen Spannungsübertragung im Riss entspricht. Die wesentliche Erkenntnis dabei ist, dass sich die charakteristische Länge  $l_{ch}$  mit materialspezifischen Größen beschreiben lässt und somit ausschließlich materialabhängig ist.

$$l_{ch} = \frac{E \cdot G_f}{f_{ct}^2} \quad (4.2)$$

Dabei ist

$l_{ch}$  = charakteristische Länge des Betons in  $mm$

$E$  = der Elastizitätsmodul des Betons in  $N/mm^2$

$G_f$  = die Bruchenergie des Betons in  $Nmm$

$f_{ct}$  = die zentrische Zugfestigkeit des Betons in  $N/mm^2$

Überträgt man diese Erkenntnis auf die nichtlineare Zugspannungsverteilung in der Schubrisspitze, deren Integration einen direkten Querkrafttraganteil ergibt, wird die zwangsläufige Unabhängigkeit dieser Tragwirkung von der Bauteilhöhe deutlich. Die

Größe der nichtlinearen Spannungsverteilung bleibt bei einer Variation der Bauteilhöhe konstant, während sich die Querkrafttragfähigkeit insgesamt verändert. Die Querkrafttragfähigkeit eines nicht querkraftbewehrten Stahlbetonbauteils nimmt demnach relativ zum konstanten Querkrafttraganteil in der Schubrissspitze mit zunehmender Bauteilhöhe ab.

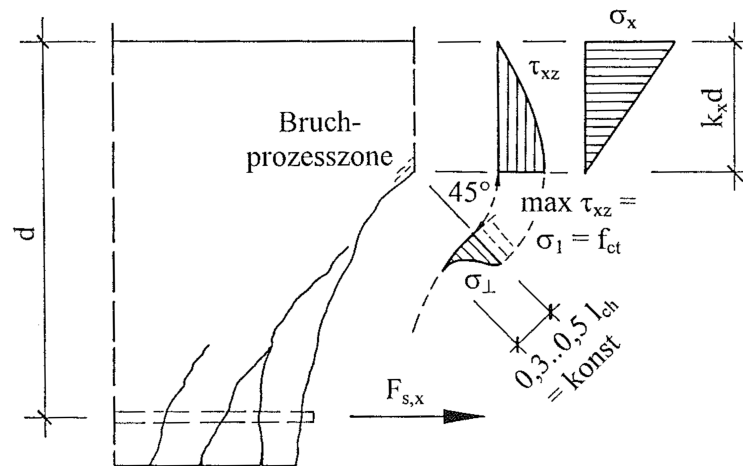


Abbildung 4.5: Schematische Darstellung der theoretischen Spannungsverteilung an der Schubrissspitze nach ZINK 1999.

### Maßstabseffekt 3: Längsbewehrung

Eine weitere Maßstabsabhängigkeit für die Querkrafttragfähigkeit nicht querkraftbewehrter Stahlbetonbauteile resultiert aus der Verdübelungswirkung der Längsbewehrung. Unter Querlast stellt sich bei einem gekrümmten Schubrissverlauf eine zunehmende Rotation um die Risspitze mit einem gegenseitigen Versatz der Rissufer ein. Durch den Versatz werden einerseits Rissreibungskräfte an den Rissflanken und andererseits eine Verdübelungswirkung durch die den Riss kreuzende Längsbewehrung aktiviert. In DAFSTB HEFT 210 wurden in Versuchen die Verdübelungsrisslasten an Stahlbetonbauteilen unterschiedlicher Geometrie und Längsbewehrung bestimmt und basierend auf den Ergebnissen die Formulierung nach Gl. (4.3) zur Berechnung der Dübeltragwirkung der Längsbewehrung in Stahlbetonbauteilen abgeleitet.

$$V_{c,do} = \beta_Z \cdot b_n \cdot l_Z = \beta_Z \cdot b_n \cdot 14,3 \cdot \frac{d_s}{\sqrt[3]{\beta_W}} \quad (4.3)$$

Dabei ist

$V_{c,do}$  = die Verdübelungsrisslast in N

$\beta_Z$  = die zentrische Zugfestigkeit in  $N/mm^2$  mit  $\beta_Z = 0,53 \cdot \sqrt[3]{\beta_W^2}$

$\beta_W$  = die Würfeldruckfestigkeit in  $N/mm^2$  bei einer Kantenlänge  $l = 200$  mm

$b_w$  = die Nettobreite des Betons in mm mit  $b_n = b_w - \sum d_s$

$d_s$  = der Durchmesser der einlagigen Längsbewehrung in mm

Die Verdübelungsrisslast kann in Abhängigkeit der Netto-Querschnittsbreite zwischen der Längsbewehrung, dem Durchmesser der Längsbewehrung und der Betonzugfestigkeit abgeschätzt werden. Die Formulierung für die Länge  $l_Z$  gilt für einlagig eingebaute Längsbewehrung. Die Länge  $l_Z$  entspricht der charakteristischen Länge, über die sich Betonzugspannungen aus der Dübelwirkung oberhalb der Bewehrung im Beton verteilen. In den Versuchen nach DAFSTB HEFT 210 war die Länge weitestgehend unabhängig von den Querschnittsabmessungen, der Betonüberdeckung und der Anzahl der Bewehrungsstäbe in einer Lage.

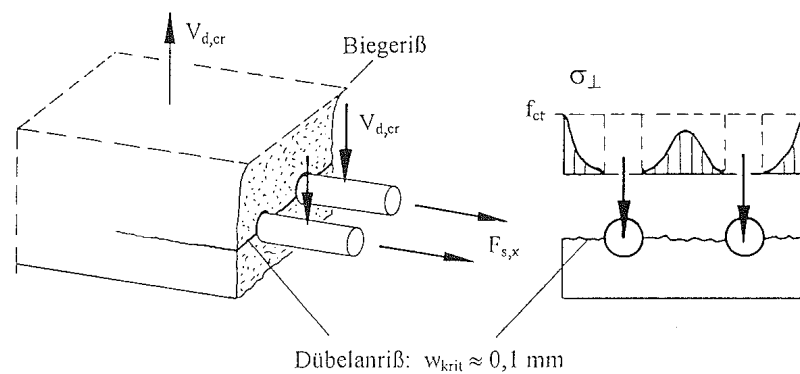


Abbildung 4.6: Prinzipielle Darstellung der Spannungsverteilung im Beton infolge der Verdübelungswirkung durch die Längsbewehrung nach DAFSTB HEFT 210.

Die Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetondecken steht in einem linearen Zusammenhang mit der Bauteilbreite und einem nichtlinearen Zusammenhang mit dem Längsbewehrungsgrad und der Bauteilhöhe. Somit führt eine Erhöhung des Längsbewehrungsgrades bei konstanter Bauteilbreite zu einer direkten Reduktion der Verdübelungsrislast, weil dadurch die zugtragfähige Netto-Querschnittsbreite des Betons reduziert wird. Bei einer Vergrößerung der Bauteilhöhe verringert sich der konstante Traganteil der Verdübelungswirkung an der Querkrafttragfähigkeit überproportional mit der nichtlinearen Zunahme der Querkrafttragfähigkeit infolge der Bauteilerhöhung. Die Verdübelungswirkung ist somit deutlich maßstabsabhängig. Für die Beurteilung einer Anrechenbarkeit der Dübeltragwirkung für die Querkrafttragfähigkeit sind die nachfolgenden Versuchserkenntnisse von Baumann und Rüschi nach DAFSTB HEFT 210 von Bedeutung.

In den Versuchen wurde festgestellt, dass ab einer Verdübelungsverformung von  $\Delta f = 0,08$  mm ein Riss entlang der Längsbewehrung entsteht, der in nicht querkraftbewehrten Stahlbetonquerschnitten zum Ausfall dieser Tragwirkung führt. Die Verdübelungsverformung besteht dabei ausschließlich aus der Eindrückung der Längsbewehrung in den Beton. Zudem konnte unter wiederholter Belastung festgestellt werden, dass durch die eingeprägte Verdübelungsverformung keine Verdübelungskraft mehr aktiviert werden konnte. Baumann und Rüschi weisen in DAFSTB HEFT 210 explizit darauf hin, dass die Tragwirkung in vorgeschädigten Querschnittsbereichen gänzlich ausfallen kann. Die Autoren sprechen sich im Hinblick auf die Bemessung von Stahlbetonbauteilen für die Nichtberücksichtigung der Zugfestigkeit und auch damit der Verdübelungswirkung aus. Der von GÖRTZ 2004 vorgeschlagene Bemessungsansatz unter Einbeziehung der Verdübelungswirkung ist daher kritisch zu beurteilen, auch wenn in Versuchsnachrechnungen, wie auch in ALBRECHT 2014 für Hohlkörperdecken bestätigt, insgesamt eine gute Übereinstimmung des Bemessungskonzeptes mit den Versuchsergebnissen erzielt werden konnte.

Die Anerkennung einer Verdübelungswirkung als direkter Querkrafttraganteil steht im Gegensatz zu eigenen Versuchsbeobachtungen. Nach Bildung eines Horizontalrisses entlang der Bewehrungslage beginnt gleichzeitig das Schubrischwachstum von der Rissspitze zur Lasteinleitung. Die Dübeltragwirkung ist nach DAFSTB HEFT 210 in diesem Zustand bereits erschöpft und kann während dem folgenden instabilen Risswachstum keinen direkten Querkrafttraganteil bieten. Vielmehr löst sich mit der Rissbildung entlang der Bewehrung der Verbund zwischen Beton und Betonstahl und damit die Balkentrag-

wirkung vollständig auf. Mit dem Übergang in ein Bogen-Zugband-Modell oder Sprengwerk verliert sich die Verdübelungstragwirkung mit zunehmender Längsrisssbildung, die sich auch in Folge der Restdübelkräfte auf der Längsbewehrung fortsetzt. Spätestens mit Eintritt des Horizontalrisses in den Auflagerbereich, fallen die Restdübelkräfte mit der Druckstrebe zusammen. In Abhängigkeit der Druckzonenhöhe und des Lastniveaus kann das durch die Umlagerungen entstandene Bogen-Zugband-Modell oder Sprengwerk kurzzeitig ein tragfähiges System darstellen. In Anbetracht der vorgenannten Erläuterungen wird die Dübeltragwirkung in Stahlbetondecken ohne Querkraftbewehrung analog zum Bemessungskonzept nach DIN EN 1992-1-1 nicht als eigenständiger Querkrafttraganteil anerkannt.

### Fazit zu Maßstabeffekten

Der Maßstabeffekt bei der Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbauteilen ohne Querkraftbewehrung wird in dem Bemessungskonzept nach DIN EN 1992-1-1 mit der Maßstabsfunktion  $k$  beschrieben. Gemäß den Erläuterungen in DAFSTB HEFT 600 steht der Maßstabsfaktor  $k$  stellvertretend für den maßstäblichen Einfluss der Bruchprozesszone im Schubriss. Die alleinige Bedeutung der Bruchprozesszone an der Schubrisspitze für die Querkrafttragfähigkeit ist fraglich, weil die übrigen Maßstabeffekte aus der nicht-linearen Zugspannungsverteilung in den Biegerissen und aus der Verdübelungswirkung der Längsbewehrung das Querkrafttragverhalten ebenfalls beeinflussen.

Die bruchmechanischen Vorgänge in der Bruchprozesszone von Schubrisen gleichen theoretisch den Vorgängen in den Bruchprozesszonen von Biegerissen. Ein anschaulicher Vergleich lässt sich über die grafische Gegenüberstellung der Funktionen für die Maßstabeffekte in Biegerissen von Betonbauteilen nach Gl. (4.1) und in Schubrisen mit der Funktion  $k$  nach Gl. (4.5) herstellen. Unter der begründeten Annahme, dass die Maßstabeffekte im gültigen Bemessungskonzept zur Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbauteilen ohne Querkraftbewehrung nach DIN EN 1992-1-1 zutreffend erfasst werden, lässt sich die mathematische und damit auch mechanische Ähnlichkeit beider Maßstabeffekte nach Abb. 4.7 darstellen. Die absolute Abweichung der Funktionswerte ist bei diesem Vergleich zu vernachlässigen, weil die Maßstabsfunktion  $k$  aus Gl. (4.5) im Bemessungskonzept über den konstanten Vorfaktor  $C_{R,c}$  kalibriert wird. Bei einer konstanten Verschiebung der Funktionswerte, wie in Abb. 4.7 dargestellt, kann die mechanische Ähnlichkeit der Funktionen sehr deutlich gezeigt werden.

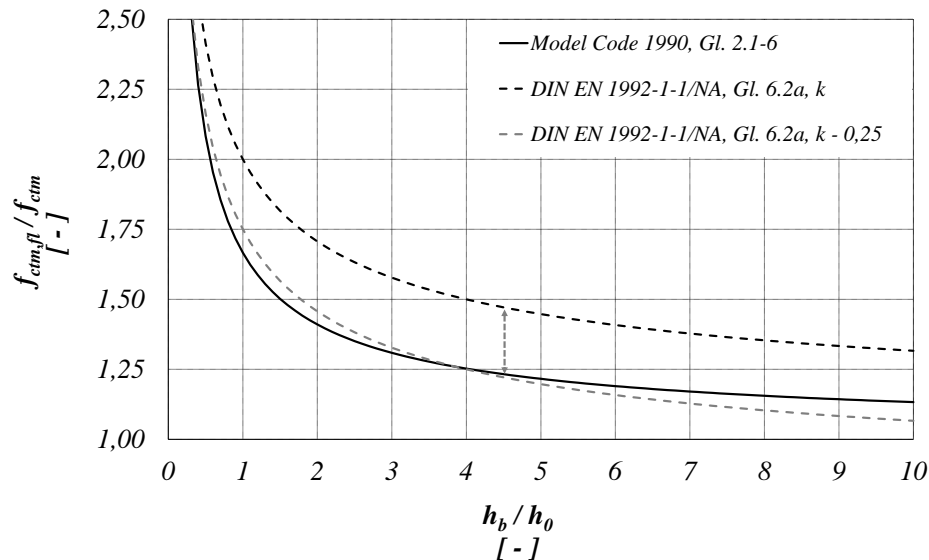


Abbildung 4.7: Vergleichende Darstellung des Maßstabeffektes beim Biegeversagen von Betonbauteilen nach Gl. (4.1) und des Maßstabeffektes beim Querkraftversagen von nicht querkraftbewehrten Stahlbetonbauteilen nach Gl. (4.5) zur Beschreibung der Beziehung zwischen Biegezugfestigkeit und zentrischer Zugfestigkeit.

Die alleinige Rückführung von Maßstabeffekten bei der Querkrafttragfähigkeit von nicht querkraftbewehrten Stahlbetonbauteilen auf die bruchmechanischen Vorgänge an der Schubrisspitze wird nach diesem Vergleich kritisch beurteilt. Es ist vielmehr davon auszugehen, dass der Maßstabeffekt der Querkrafttragfähigkeit ursächlich auf die nicht-linearen Bruchprozesse in allen geraden und geneigten Biegerissen zurückzuführen ist, welche letztendlich die Gesamtsteifigkeit des gerissenen Bauteiles erheblich beeinflussen. Eine Erhöhung der Gesamtsteifigkeit ist mit einer Verringerung der Bauteilkrümmung verbunden, wodurch die Rissbildung insgesamt und die Risskinematik im maßgebenden Schubriss reduziert und damit günstig beeinflusst wird. Der maßstäbliche Einfluss der nichtlinearen Spannungsverteilung in Biegerissen ist in den Grenzzuständen der Biegetragfähigkeit und der Querkrafttragfähigkeit identisch. Letztendlich erfasst der Maßstabsfaktor  $k$  somit viele Einflüsse, die sich bei einer Übertragung von Zugspannungen in Biege- und Schubrissen ergeben. Diese Vorstellung erscheint im Hinblick auf das reale Bauteiltragverhalten und aufgrund der mechanischen Ähnlichkeit der Maßstabsmodelle



verträglicher. Zudem ist es in einem an Versuchen kalibrierten, halb-empirischen Bemessungskonzept mit mechanischem Hintergrund unwahrscheinlich, dass nur einer von mehreren Maßstabeffekten über die Maßstabsfunktion erfasst wird.

### 4.1.3 Bemessungsmodelle

Die Bemessungsmodelle zur Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit von nicht querkraftbewehrten Stahlbetonbauteilen können grundsätzlich in drei Modellkategorien unterteilt werden.

- mechanische Modelle
- halb-empirische Modelle
- empirische Modelle

Mechanische Modelle basieren auf einer analytischen Beschreibung des Querkraftproblems. Eine geschlossene, analytische Beschreibung ist trotz einer langen Historie der Erforschung des Querkrafttragverhaltens von Stahlbetonbauteilen ohne Querkraftbewehrung nicht abschließend gelungen, so dass kein allgemein gültiges, mechanisches Bemessungsmodell existiert. Die mechanischen Bemessungsmodelle basieren in der Regel entweder auf der Stabwerktheorie, bei der die Querkrafttragfähigkeit über eine maßgebende Druckstrebe in einem Sprengwerk- oder Bogen-Zugband-Modell beschrieben wird oder auf der Balkentheorie, bei der die Querkrafttragfähigkeit über ein Zusammenspiel der Querkrafttraganteile der Druckzone, der Rissflanken in der Zugzone und der Verdübelung der Längsbewehrung beschrieben wird. Bei der Nachrechnung von Querkraftversuchen mit mechanischen Modellen konnte qualitativ festgestellt werden, dass die Stabwerkmodelle gute Übereinstimmungen für Versuche mit auflagnahen Lasten und entsprechend kleinen Schubschlankheiten bis  $a/d \approx 2,5$  liefern, bei größeren Schubschlankheiten allerdings die Querkrafttragfähigkeit der Bauteile unterschätzt wird. Demgegenüber zeigen die Nachrechnungen mit Balkenmodellen qualitativ gute Übereinstimmungen bei Versuchen mit größeren Schubschlankheiten über  $a/d \approx 2,5$  und eine deutliche Unterschätzung der Querkrafttragfähigkeit bei kleinen Schubschlankheiten. Aus diesem Grund können mechanische Modelle, die entweder auf der Stabwerktheorie oder auf der Balkentheorie basieren und diese als konkurrierende Tragmodelle behandeln, keine allgemein gültige Lösung für das Querkraftproblem liefern.

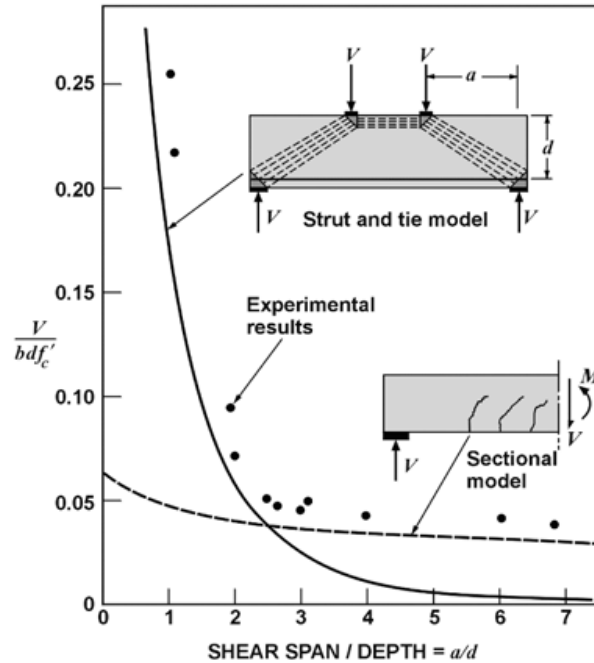


Abbildung 4.8: Qualitative, vergleichende Darstellung der Modellunsicherheit für die Berechnung der Querkrafttragfähigkeit mit Stabwerkmodellen und Balkenmodellen aus BENTZ 2006.

Die meisten Querkraftmodelle gehören zur Kategorie der halb-empirischen Modelle, bei denen durchaus ein mechanischer Hintergrund existiert und ein oder mehrere Querkrafttraganteile über stellvertretende Funktionen beschrieben werden. Im Gegensatz zu rein analytischen Lösungen werden in halb-empirischen Modellen eine gewichtete Kombination von Tragmechanismen und eine sicherheitstheoretische Anpassung über empirisch bestimmte Funktionswerte vorgenommen, wodurch letztendlich die Zuverlässigkeit der Verfahren und die Anwendungsgrenzen für einen baupraktisch relevanten Bereich eingestellt werden können. Ein bekanntes, halb-empirisches Querkraftmodell ist das Bemessungskonzept für die Querkrafttragfähigkeit von nicht querkraftbewehrten Stahlbetondecken nach MODEL CODE 1990, das in einer leicht modifizierten Form mit Einführung der DIN 1045-1 auf nationaler Ebene und mit Einführung des DIN EN 1992-1-1 auf europäischer Ebene als Bemessungsvorschrift verankert wurde.

$$V_{Rd} = 0,12 \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \cdot b_{red} \cdot d \quad (4.4)$$

Dabei ist

$V_{Rdl}$  = die Querkrafttragfähigkeit in N

$f_{ck}$  = die charakteristische Betondruckfestigkeit in  $N/mm^2$

$\xi = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}}$  mit d in mm

$\rho_l = \frac{A_s}{b_w \cdot d}$

mit

$A_{sl}$  = die Fläche der Zugbewehrung in  $mm^2$

$b_w$  = die kleinste Querschnittsbreite innerhalb der Zugzone des Querschnitts in mm

$d$  = die statische Querschnittshöhe in mm

#### 4.1.4 Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetondecken

Die Querkrafttragfähigkeit von nicht querkraftbewehrten Stahlbetonbauteilen kann nach DIN EN 1992-1-1 in Verbindung mit DIN EN 1992-1-1/NA mit der nachfolgenden Gleichung bemessen werden.

$$V_{Rd,c} = \left[ C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d \quad (4.5)$$

Dabei ist

$V_{Rd,c}$  = die Querkrafttragfähigkeit in N

$C_{Rd,c}$  = ein empirisch ermittelter Vorfaktor mit  $C_{Rd,c} = \frac{0,15}{\gamma_c}$

mit  $\gamma_c = 1,5$  nach DIN EN 1992-1-1/NA, Tab. 2.1 DE

$f_{ck}$  = die charakteristische Betondruckfestigkeit in  $N/mm^2$

$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0$  mit  $d$  in mm

$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0,02$

mit

$A_{sl}$  = die Fläche der Zugbewehrung in  $mm^2$

$b_w$  = die kleinste Querschnittsbreite innerhalb der Zugzone des Querschnitts in mm

$d$  = die statische Querschnittshöhe in mm

$k_1$  = ein empirisch ermittelter Vorfaktor

mit  $k_1 = 0,12$  nach DIN EN 1992-1-1/NA, 6.2.2

$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0,2 \cdot f_{cd}$  in  $N/mm^2$

$N_{Ed}$  = die Normalkraft im Querschnitt infolge Lastbeanspruchung oder Vorspannung N ( $N_{Ed} > 0$  für Druck). Der Einfluss von Zwang auf  $N_{Ed}$  darf vernachlässigt werden.

$A_c$  = die Betonquerschnittsfläche in  $N/mm^2$

Die Mindestquerkrafttragfähigkeit  $\nu_{min}$  von Stahlbetonbauteilen ohne Querkraftbewehrung kann nach Gl. (4.6) und (4.7) berechnet werden, wobei Zwischenwerte der statischen Höhe linear interpoliert werden dürfen.

$$\nu_{min} = \frac{0,0525}{\gamma_c} \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} \quad \text{für } d \leq 600 \text{ mm} \quad (4.6)$$

$$\nu_{min} = \frac{0,0375}{\gamma_c} \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} \quad \text{für } d \leq 800 \text{ mm} \quad (4.7)$$

Der mechanische Hintergrund des Bemessungskonzeptes ist ein Bauteilversagen durch einen gekrümmt verlaufenden Biegeriss im Querkraftbereich, der sich mit Eintritt in die Druckzone instabil fortsetzt und in der Folge zu einem in der Regel plötzlichen Bauteilversagen führt. Dabei stehen die Gleichungsparameter gemäß DAFSTB HEFT 600, Abschnitt 6.2.2 stellvertretend für folgende Tragmechanismen:

- $(100 \cdot \rho_l)^{\frac{1}{3}}$  für den Querkrafttraganteil der ungerissenen Druckzonenhöhe
- $f_{ck}^{\frac{1}{3}}$  für die Querkrafttraganteile in der Zugzone bzw. im Schubriss
- $k$  zur Berücksichtigung von Maßstabeffekten in der Bruchprozesszone des Schubrisses
- $k_1 \cdot \sigma_{cp}$  für den Einfluss von Längszug bzw. Längsdruck auf die Querkrafttragfähigkeit

Der Vorfaktor  $C_{R,c}$  wurde empirisch über die Auswertung von experimentellen Versuchsdaten ermittelt und kalibriert die Bemessungsgleichung für die ständige und vorübergehende Bemessungssituation unter Berücksichtigung des erforderlichen Zuverlässigkeitsindex  $\beta = 3,8$  für einen Bezugszeitraum von 50 Jahren. In REINECK 1999 wurden zur Kalibrierung der Vorfaktoren einige Auswahlkriterien zur Filterung der Datenbasis untersucht. Für eine empirische Bestimmung der Vorfaktoren für das Bemessungskonzept nach DIN 1045–1 wurden nach Filterung der Datenbasis mit dem Auswahlkriterium A2 die Ergebnisse von 282 Querkraftversuchen berücksichtigt. Querkraftversuche unter Längsdruck oder Längszug sind in der Auswertung nicht enthalten.

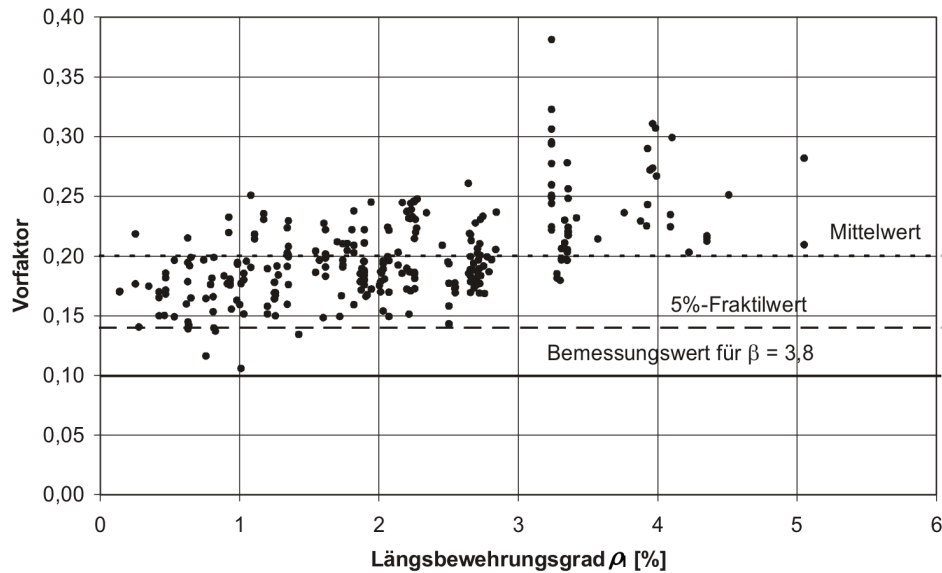


Abbildung 4.9: Empirische Ermittlung der Vorfaktoren  $C_{R,c}$  für Gl. (4.5) anhand von 282 Querkraftversuchen aus REINECK 1999.

Die anhand der statistischen Auswertung kalibrierten Vorfaktoren wurden sowohl für das Bemessungskonzept nach DIN 1045–1 als auch für das aktuelle Bemessungskonzept nach DIN EN 1992-1-1 zu folgenden Werten festgelegt:

$$C_{Rm,c} = 0,20 \text{ für den Mittelwert der Querkrafttragfähigkeit } V_{Rm,c}$$

$$C_{Rk,c} = 0,15 \text{ für den charakteristischen Wert der Querkrafttragfähigkeit } V_{Rk,c}$$

$$C_{Rd,c} = 0,10 \text{ für den Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit } V_{Rd,c}$$

Die Datensammlung zu Querkraftversuchen nach DAFSTB HEFT 597 ist aufgrund der Fortschreibung deutlich umfangreicher. Nach Filterung der Datenbasis mit dem Auswahlkriterium A2 standen 566 Querkraftversuche für eine statistische Auswertung zur Verfügung.

#### 4.1.5 Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetondecken mit integrierten Leitungen

An der TU Kaiserslautern wurden in den vergangenen Jahren experimentelle und theoretische Untersuchungen an nicht querkraftbewehrten Stahlbetondecken mit integrierten Leitungen durchgeführt. Auf Grundlage der Arbeiten in THIELE 2010 wurde das bestehende Bemessungskonzept nach Gl. (4.5) um fallweise Abminderungsfunktionen zur Berücksichtigung einer Traglastminderung infolge der Querschnittsschwächung erweitert. Die Bemessungsansätze und deren Anwendungsgrenzen stehen der Baupraxis mit den nationalen Erläuterungen zu DIN EN 1992-1-1 in DAFSTB HEFT 600 zur Verfügung.

In THIELE 2010 wurde in Ermangelung aussagekräftiger Versuchsergebnisse und unter Annahme einer unverändert ungünstigen Auswirkung einer Längszugspannung auf die Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetondecken mit integrierten Leitungen festgelegt, dass sich die Abminderungsfaktoren rechnerisch nicht auf den Traganteil infolge Längszug beziehen sollen. Somit wird eine Minderung der Querkrafttragfähigkeit infolge Längszug in voller Höhe ungünstig in Rechnung gestellt. Umgekehrt wird eine Steigerung der Querkrafttragfähigkeit infolge Längsdruck ebenfalls in voller Höhe angesetzt, was in Anbetracht einer reduzierten Vorspannung bei Berücksichtigung einer Querschnittsschwächung vertretbar erscheint. Der Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit  $V_{Rd,c,o}$  für Stahlbetonbauteile mit integrierten Leitungen wird gemäß DAFSTB HEFT 600 nach Gl. (4.8) berechnet.

$$V_{Rd,c,o} = \left[ k_o \cdot C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d \quad (4.8)$$

Die Bemessung der Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetondecken mit integrierten Leitungen ist für die Anwendungsfälle nach Abb. 4.10 mit den Abminderungsfaktoren nach Gl. 4.9 bis 4.12 geregelt.

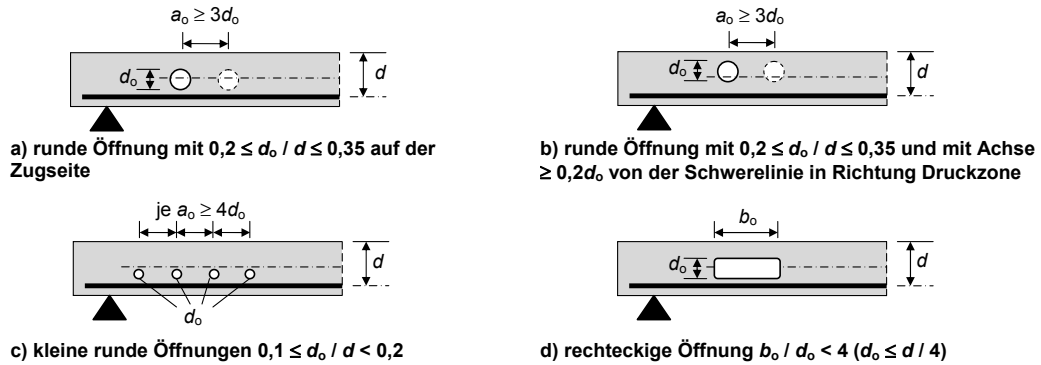


Abbildung 4.10: Übersicht zu den Anwendungsfällen zur Berechnung der Querkrafttragfähigkeit von nicht querkraftbewehrten Stahlbetondecken mit integrierten Leitungen gemäß DAFSTB HEFT 600.

Fall a) runde Öffnung im gezogenen Querschnittsbereich mit  $0,2 \leq d_0/d \leq 0,35$  und Achsabständen  $a_0 \leq 3d_0$  :

$$k_0 = 1,0 - \frac{d_0}{d} \quad (4.9)$$

Fall b) runde Öffnung, deren Achse um  $\geq 0,2d_0$  von der Querschnittsschwerlinie in Richtung Druckzone verschoben ist, mit  $0,2 \leq d_0/d \leq 0,35$  und Achsabständen  $a_0 \leq 3d_0$  :

$$k_0 = 1,1 - \frac{d_0}{d} \quad (4.10)$$

Fall c) runde Öffnung, deren Achse um  $0,1 \leq d_0/d < 0,2$  und Achsabständen  $a_0 \leq 4d_0$  :

$$k_0 = 1,2 - \frac{2d_0}{d} \quad (4.11)$$

Fall d) rechteckige Einzelöffnung mit  $b_0/d_0 < 4$  ( $d_0 \geq d/4$ ) :



$$k_0 = 0,95 - \frac{d_0}{d} - \left( \frac{d_0}{d} - 0,03 \right) \cdot \ln \left( \frac{b_0}{d_0} \right) \quad (4.12)$$

#### 4.1.6 Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetondecken mit integrierten Hohlkörpern

Die Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetondecken mit integrierten Hohlkörpern vom Typ Cobiax und Typ Unidome kann nach den allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen COBIAX ECO-LINE, COBIAX SLIM-LINE, COBIAX CLS und UNIDOME XS für diese Deckensysteme bemessen werden. Das zugelassene Verfahren basiert grundsätzlich auf dem Verfahren nach DIN EN 1992-1-1, wobei die Querkrafttragfähigkeit der Hohlkörperdecke systemabhängig auf 40-50% der Tragfähigkeit einer vergleichbaren Massivdecke herabgesetzt wird. Grundsätzlich können diese Hohlkörperdecken jedoch als Platten ohne Querkraftbewehrung analog zu Massivdecken bemessen werden. Somit unterscheiden sich die mehrachsige gespannten Hohlkörperdecken vom Typ Cobiax und Typ Unidome grundlegend von einachsige und zweiachsige gespannten Hohlkörperdecken mit wannenartigen Hohlkörpern, bei denen die Biege- und Querkrafttragfähigkeit ausschließlich über die querkraftbewehrten Betonstege zwischen den Hohlkörpern erzeugt wird. In dieser Arbeit werden ausschließlich mehrachsige gespannte Hohlkörperdecken vom Typ Cobiax und Typ Unidome untersucht. Entsprechend den Zulassungen dürfen die Hohlkörperdecken nicht für planmäßige Längskräfte aus direkten Einwirkungen bemessen werden, so dass in dem Bemessungskonzept der Einfluss einer Längsspannung weder günstig noch ungünstig berücksichtigt wird. Diese Regelung erscheint im Hinblick auf die tatsächlichen Beanspruchungen einer Hochbaudecke im eingebauten Zustand nicht realitätsnah. Der Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit  $V_{Rd,c,HK}$  für Hohlkörperdecken vom Typ Cobiax und Typ Unidome berechnet sich nach Gl. (4.13) zu

$$V_{Rd,c,HK} = f \cdot \left[ C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \right] \cdot b \cdot d \quad (4.13)$$

Dabei ist

$$C_{Rd,c} = \frac{C_{Rk,c}}{\gamma_c} = \frac{0,15}{\gamma_c}$$

$f = 0,50$  für Hohlkörper Typ Cobiax Eco-Line mit der Höhe  $h < 45 \text{ cm}$

$f = 0,45$  für Hohlkörper Typ Cobiax Eco-Line mit der Höhe  $h \geq 45 \text{ cm}$

$f = 0,50$  für Hohlkörper Typ Cobiax Slim-Line mit der Höhe  $h \leq 18 \text{ cm}$

$f = 0,45$  für Hohlkörper Typ Cobiax Slim-Line mit der Höhe  $h > 18 \text{ cm}$

$f = 0,45$  für Hohlkörper Typ Cobiax CLS mit der Höhe  $h = 20 \text{ cm}$

$f = 0,40 - 0,45$  für Hohlkörper Typ Cobiax CLS mit der Höhe  $h > 20 \text{ cm}$  und  $h < 48 \text{ cm}$

$f = 0,40$  für Hohlkörper Typ Cobiax CLS mit der Höhe  $h \geq 48 \text{ cm}$

$f = 0,50$  für Hohlkörper Typ Unidome XS mit der Höhe  $h \leq 30 \text{ cm}$

$f = 0,45$  für Hohlkörper Typ Unidome XS mit der Höhe  $h > 30 \text{ cm}$

## 5 Versuche

### 5.1 Gegenstand der Untersuchungen

Im Rahmen eines durch das Bundesinstitut für Bau-, Stadt- und Raumforschung mit Mitteln der Forschungsinitiative „Zukunft Bau“ geförderten Kooperationsprojektes zwischen der Technischen Universität Kaiserslautern und der Hochschule Bochum wurde ein Versuchsprogramm zur Untersuchung der Querkrafttragfähigkeit von nicht querkraftbewehrten Stahlbetondecken mit integrierten Hohlräumen unter Längszug aufgestellt und durchgeführt. In Anbetracht des in Abschnitt 2.2.2 beschriebenen, mechanisch nicht begründeten Ansatzes zur Berücksichtigung des Einflusses von Längszug auf die Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetondecken im Bemessungskonzept nach DIN EN 1992-1-1 wurden sowohl experimentelle als auch numerische Untersuchungen für notwendig erachtet. In den Bauteilversuchen sollten Kenntnisse über den Einfluss unterschiedlich hoher Längszugkräfte auf die Querkrafttragfähigkeit und auf das Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbetondecken mit und ohne integrierte Hohlräume gesammelt werden. Für die Untersuchung der Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetondecken mit integrierten Leitungen wurde das Versuchsprogramm in Anlehnung an die Anwendungsfälle des Bemessungskonzeptes zur Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetondecken mit integrierten Leitungen nach Gl. (4.8) gemäß DAFSTB HEFT 600 aufgebaut.

Darüber hinaus wurden Hohlraumkonstellationen abseits der Anwendungsfälle nach Gl. (4.9) bis Gl. (4.12) untersucht, für die ein ungünstiger Einfluss von Zugspannungen auf die Querkrafttragfähigkeit zu erwarten war. Dazu zählen einerseits einzelne Leitungen mit großer Querschnittsfläche und andererseits gruppierte Leitungen mit engen Achsabständen, die außerhalb der zulässigen Anwendungsbereiche des Bemessungskonzeptes liegen. In SCHNELL U. THIELE 2011b wird festgestellt, dass bei Öffnungsgruppen mit einem Verhältnis aus Rohrlitungsdurchmesser  $d_o$  zu statischer Höhe  $d$  in einem Wertebereich von  $d_o/d < 0,1$  und einem Öffnungsabstand  $a_o \geq 4d_o$  kein Einfluss auf die Querkrafttragfähigkeit nicht querkraftbewehrter Stahlbetondecken mit einer Querschnittshöhe bis  $h = 40 \text{ cm}$  festgestellt werden konnte. Der baupraktische Einsatz von Leerrohren der Elektro- und Informationstechnik oder wasserführenden Rohrleitungen der Heiz- und Kühltechnik, die als Rollenware mit unterschiedlichen Durchmessern von  $d_o = 15 - 35 \text{ mm}$  eingebaut werden, weisen bei der Verlegung mangels planerischer Vorgaben und einer gezielten Bauüberwachung häufig unregelmäßige und geringe Achs-

abstände  $a_o < 4d_o$  auf.

## 5.2 Versuchsaufbau

In Anlehnung an den Versuchsaufbau in EHMANN 2003 wurden die Versuche als einachsig gespannte 3-Punkt-Biegeversuche mit zentrischer Zugbeanspruchung durchgeführt. Die Zugbeanspruchung wird in einem geschlossenen Rahmensystem unmittelbar über die obere und untere Längsbewehrung eingeleitet. Die Längsbewehrung aus Ankerstahl wurde beidseitig aus den Probekörpern herausgeführt und mit Koppelplatten und Langmuttern verankert. Die Zugkraft wurde mit Ankerstäben durch zwei hydraulische Hohlkolbenpressen über die Koppelplatte in die Längsbewehrung eingeleitet. Die Ankerstäbe wurden dabei mit Kugelbundmuttern zugkraftschlüssig und gelenkig mit der Koppelplatte verbunden. Die Querlast wurde über eine Traverse und eine hydraulische Presse aufgebracht. Die Position der vertikalen Lasteinleitung wurde in Bauteillängsrichtung so gewählt, dass ein Querkraftversagen der Theorie nach auf einer definierten Auflagerseite eintritt. Die Lage der Lasteinleitung wurde dabei derart gewählt, dass sich eine Querkraftdifferenz in Höhe von 20% zwischen den Auflagern eingestellt hat. Alle Versuchskörper wurden so dimensioniert, dass bei zunehmender Querbeanspruchung ein Querkraftversagen aufgetreten ist. Das Biegemoment bei Querkraftversagen war somit stets kleiner als das Biegebruchmoment.

$$\frac{M_{u,exp}}{M_{u,fl}} \leq 1 \quad (5.1)$$

Dabei ist

$M_{u,exp}$  = Biegemoment bei Querkraftversagen in kNm

$M_{u,fl}$  = Biegebruchmoment in kNm

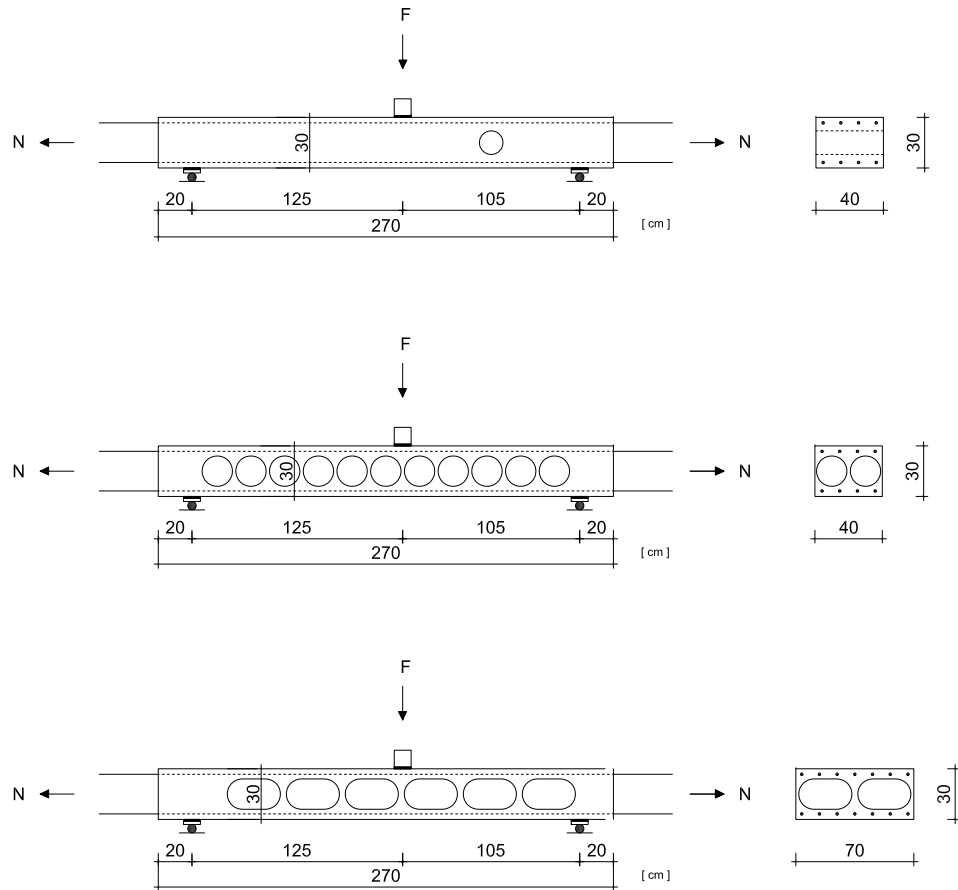


Abbildung 5.1: Prinzipielle Darstellung der Versuchsaufbauten zur Untersuchung der Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetondecken mit integrierten Leitungen in den Versuchsserien S0-S7 (oben), mit integrierten Hohlkörpern Cobiax Eco-Line in den Versuchsserien S8 (mittig) und mit integrierten Hohlkörpern Cobiax Slim-Line in den Versuchsserien S9 (unten).



Abbildung 5.2: Versuchseinrichtung mit eingebautem Probekörper, Querkrafttraverse und Koppelplatten für die Einleitung der Zugkraft.

### 5.3 Versuchsprogramm

Das Versuchsprogramm umfasst insgesamt sechzig Versuche in zehn Versuchsserien mit jeweils sechs Versuchen. In jeder Serie wurden drei Bauteile ohne Hohlräume und drei Bauteile mit Hohlräumen mit unterschiedlichen Längszugkräften hinsichtlich ihrer Querkrafttragfähigkeit untersucht. Die Versuche an massiven Bauteile wurden in jeder Versuchsserie als Referenzversuche verwendet, weshalb die Versuchskörper innerhalb einer Serie stets aus derselben Betoncharge hergestellt wurden. In Tab. 5.1 sind die untersuchten Hohlraumvarianten dargestellt. Einzelöffnungen wurden in Bauteillängsrichtung mittig zwischen Auflagerlinie und Lasteinleitung eingebaut. Öffnungsgruppen wurden so verteilt, dass sowohl in Auflagernähe als auch in Nähe der Lasteinleitung eine ungestörte Lastausbreitung unter näherungsweise  $45^\circ$  gegeben ist. Die Tastversuche wurden an Bauteilen der Serie S0 durchgeführt, so dass diese Serie nach Abschluss der Tastversuche vollständig wiederholt wurde.

Tabelle 5.1: Tabellarische Darstellung der Hohlraumvarianten und Hohlraumelemente für die Querschnittsschwächung in den Versuchsserien.

Serie	Anzahl	Hohlraumvariante	Hohlraumelement
0	6 + 6	Öffnung, 0,5d, rund, mittig	PVC-Rohr $\varnothing 140$ mm (= 0,52d)
1	6	Öffnung, 0,35d, rund, unten	PVC-Rohr $\varnothing 90$ mm (= 0,34d)
2	6	Öffnung, 0,35d, rund, mittig	PVC-Rohr $\varnothing 90$ mm (= 0,34d)
3	6	Öffnung, 0,35d, rund, oben	PVC-Rohr $\varnothing 90$ mm (= 0,34d)
4	6	Öffnungsgruppe, 0,1d mit $a_o = 2d_o$ , rund, unten	PVC-Rohre $\varnothing 25$ mm (= 0,09d)
5	6	Öffnungsgruppe, 0,2d mit $a_o = 2d_o$ , rund, unten	PVC-Rohre $\varnothing 50$ mm (= 0,19d)
6	6	Öffnungsgruppe, 0,2d mit $a_o = 4d_o$ , rund, unten	PVC-Rohre $\varnothing 50$ mm (= 0,19d)
7	6	Öffnung, $b/h = 0,25d/1,0d$ rechteckig, mittig	Holzschalung (= 70 x 280 mm )
8	6	Hohlkörper, Cobiax Eco-Line CBCM-E-180, mittig	CBCM-E-180
9	6	Hohlkörper, Cobiax Slim-Line CBCM-S-180, mittig	CBCM-S-180

## 5.4 Versuchskörper

### 5.4.1 Geometrie und Herstellung

Die Versuchskörper haben eine Länge von  $l = 270$  cm, einen Abstand der Auflagerachsen von  $l_{eff} = 230$  cm, eine Querschnittshöhe von  $h = 30$  cm und eine Querschnittsbreite von  $b = 40$  cm. Lediglich die Versuchskörper der Versuchsserie S9 mit Hohlkörpern Cobiax Slim-Line haben für den Einbau von zwei in Querrichtung nebeneinander liegenden Hohlkörperreihen mit  $b = 70$  cm eine abweichende Querschnittsbreite. Mit einer Schubslankheit  $a/d = 3,9$  wurde der Schubarm hinreichend groß gewählt, wodurch eine direkte Lasteinleitung in das Auflager nach den Erkenntnissen aus KANI 1966 und DAFSTB HEFT 364 ausgeschlossen werden konnte. Mit einem Verlegemaß  $c_v = 25$  mm und einer Stablängsbewehrung  $\varnothing 15$  mm beträgt die statische Höhe der Bauteile  $d = 26,75$  cm. Die Breite der Versuchskörper wurde aus labor- und versuchstechnischen Gründen begrenzt, so dass es sich bei den Versuchskörpern um Plattenstreifen handelt, die nach DIN EN 1992-1-1 als balkenartige Bauteile definiert sind. Die günstigen Möglichkeiten zur Spannungumlagerung in plattenartigen Bauteilen werden in den Versuchen an Plattenstreifen ungünstig vernachlässigt. Diese Vorgehensweise ist bei Großversuchen zur Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetondecken üblich und daher auch bei den Versuchen aus der Querkraftdatenbank nach DAFSTB HEFT 597 mehrheitlich wiederzufinden.

Die Versuchskörper wurden nach Herstellung zwei Tage in der Batterieschalung unter einer Folienabdeckung in einer niedrig beheizten Halle gelagert. Nach dem Ausschalen wurden die Versuchskörper bis zur Prüfung in der normal beheizten Prüfhalle gelagert. Die Hohlkörper wurden analog zu den Versuchen in ALBRECHT 2014 ohne die systemeigenen Bewehrungskörbe aus Bewehrungsstahl eingebaut, um eine Tragwirkung der Korbmodule ähnlich einer Querkraftbewehrung ausschließen zu können. Wie in Abb. 5.3 an den Sägequerschnitten zu erkennen, konnte ein Aufschwimmen und eine Verdrehung der Hohlkörper während der Betonage durch eine Sicherung der Hohlkörper mit Querbewehrungsstäben in der Schalung verhindert werden. Die Schal- und Bewehrungspläne der Versuchskörper sind in Anlage A.3 dokumentiert.

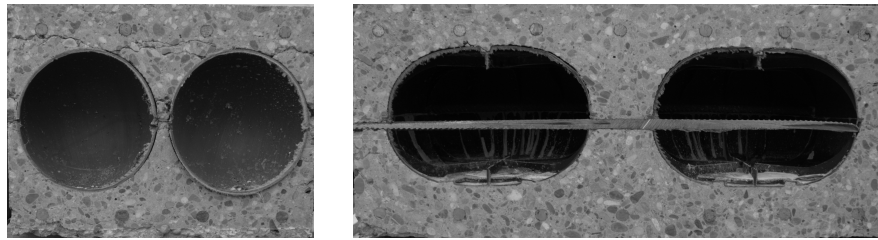


Abbildung 5.3: Sägequerschnitte durch die Versuchskörper mit integrierten Hohlkörpern der Serie S8 Cobiax Eco-Line E-180 (links) und der Serie S9 Cobiax Slim-Line S-180 (rechts).



### 5.4.2 Baustoffe

Für die Längsbewehrung wurde Stabstahl  $\varnothing 15\text{mm}$  aus Spannstahl St900/1100 verwendet. Der Spannstahl ist ein Produkt aus der Ankertechnik und mit einem Grobgewinde zur zugfesten Verschraubung über systemeigene Langmuttern ausgestattet. Die Eigenschaften des Spannstahls sind in Tab. 5.2 dokumentiert.

Tabelle 5.2: Mechanische Eigenschaften der in den Versuchskörpern eingesetzten Längsbewehrung.

Größe	Symbol	Wert	Einheit
char. Strecklast	$F_{p0,2}$	159	kN
char. Bruchlast	$F_m$	195	kN
Streckgrenze	$f_{p0,2}$	900	N/mm <sup>2</sup>
Zugfestigkeit	$f_m$	1.100	N/mm <sup>2</sup>
Elastizitätsmodul	$E_m$	187.500	N/mm <sup>2</sup>

Die Versuchskörper wurden aus einem für Stahlbetondecken des Hochbaus üblichen Normalbeton C25/30 XC4 XF1 XA1 mit runder Gesteinskörnung mit einem Größtkorn  $d_g = 16$  mm hergestellt. Die runde Gesteinskörnung wurde aufgrund der schlechteren Kornverzahnung an den Rissufern im Vergleich zu einer gebrochenen Gesteinskörnung gewählt. Für die Versuchsserien S0 bis S7 wurde Frischbeton der Konsistenzklasse F3 verwendet. Für die Versuchsserien S8 bis S9 mit integrierten Hohlkörpern wurde gemäß den Einbauhinweisen für Hohlkörperdecken vom Typ Cobiax abweichend eine Konsistenzklasse F4 eingesetzt. Die Zusammensetzung der Betone ist in Tab. 5.3 dokumentiert.

Tabelle 5.3: Stoffraumrechnung für den Normalbeton C25/30 der Versuchskörper (Quelle: Trapobet, Pirmasens, Sorte I5011, 2013).

Ausgangsstoffe	Art	Masse [kg]	Dichte [kg/dm <sup>3</sup> ]	Volumen [dm <sup>3</sup> ]
Zuschlag	Rheinsand	640	2,63	243,2
Zuschlag	Rheinkies 2/8	510	2,62	194,5
Zuschlag	Rheinkies 8/16	676	2,63	257,1
Zement	CEM II B-S 42,5 N	340	3,10	109,7
Wasser	Trinkwasser	184	1,00	184,0
Zusatzmittel S0-S7	Betonverflüssiger	1,17	1,14	1,5
Zusatzmittel S8-S9	Fließmittel	1,70	1,06	1,6
Summe		2.352	1,06	1,6

Zur Bestimmung der Festbetoneigenschaften wurden die zylinderförmigen und würfelförmigen Probekörper gemäß Tab. 5.4 für jede Versuchsserie hergestellt. Die Zugfestigkeiten wurden an den zylinderförmigen Probekörpern zur Bestimmung der Elastizitätsmoduln ermittelt. Die Probekörper wurden jeweils einen Tag nach Herstellung ausgeschalt und bis zur Prüfung bei den Versuchskörpern trocken gelagert.

Tabelle 5.4: Umfang der Festbetonprüfungen für jede Versuchsserie.

<b>Prüfgröße</b> [-]	<b>Prüfkörper</b> [-]	<b>Anzahl</b> [-]	<b>Prüfalter</b> [d]
Betondruckfestigkeit DIN EN 12390-3	Würfel a = 150 mm	5 x 3 = 15	2, 7, 14, 21, 28
Spaltzugfestigkeit DIN EN 12390-6	Zylinder d = 150 mm, l = 300 mm	2 x 3 = 6	Anfang und Ende der Prüfwoche
Elastizitätsmodul DIN 1048-5	Zylinder d = 150 mm, l = 300 mm	2 x 3 = 6	Anfang und Ende der Prüfwoche

Die Mittelwerte der Festbetonprüfwerte, die für den Versuchsablauf und die rechnerische Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit verwendet wurden, sind in Anlage A.1 dokumentiert. Die Mittelwerte der Zylinderdruckfestigkeit wurden dabei nach Gl. (5.2) aus den Prüfwerten der Würfeldruckfestigkeit berechnet. Diese Beziehung wurde auch in ALBRECHT 2014 bei der Versuchsplanung und -auswertung verwendet. Der Mittelwert der zentrischen Zugfestigkeit wurde gemäß DIN EN 1992-1-1 mit hinreichender Genauigkeit aus den Prüfwerten der Spaltzugfestigkeit nach Gl. (5.3) berechnet.

$$f_{cm,zyl} = (0,7953 + 0,0003 \cdot f_{cm,cube}) \cdot f_{cm,cube} \quad (5.2)$$

$$f_{ctm} = 0,9 \cdot f_{ct,sp} \quad (5.3)$$

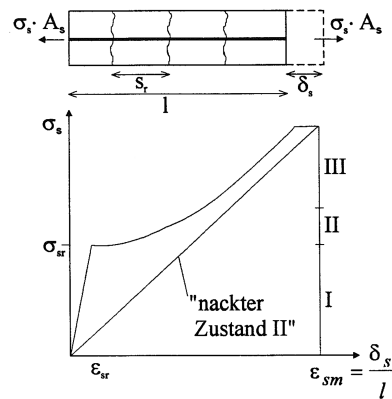
## 5.5 Längszug

Längszug kann in Stahlbetondecken aus direkten oder indirekten Einwirkungen entstehen und unterschiedliche Spannungszustände im Stahlbetonbauteil mit und ohne Rissbildung hervorrufen. Eine Zugkraft infolge einer direkten Einwirkung oder infolge einer Bauteilverkürzung bei Abkühlung kann im Versuch durch eine äußere Zugkraft vergleichsweise einfach simuliert werden. Eine Zugkraft infolge einer indirekten Einwirkung, wie sie bei Schwindvorgängen im Beton entsteht, kann im Versuchsstand mit nachfolgender Querbelastrung nur sehr aufwändig hergestellt werden. Die Zwangbeanspruchung infolge Schwinden unterscheidet sich deshalb von der Zwangbeanspruchung infolge Abkühlung, da sich hier lediglich der Beton verkürzt und durch den Verbund mit der Bewehrung erhebliche Zugspannungen infolge dieser Dehnungsbehinderung im Beton auftreten, die eine Trennrissbildung hervorrufen können. Bezeichnend ist dabei, wie in DRIDIGER 2019 festgestellt, dass bei einer Zwangbeanspruchung infolge Schwinden die resultierende Längszugkraft im Bauteil mit der Trennrissbildung im Beton abnimmt und trotzdem Spannungszustände entstehen, die zu einer weiteren Trennrissbildung führen. Die Querkraftversuche unter Längszug werden mit äußeren Längszugkräften durchgeführt. Die Ergebnisse sind daher nicht unmittelbar auf den Einfluss von Längszug infolge schwindinduziertem Zwang übertragbar. Wie jedoch in Kapitel 2.1.2 hinreichend erläutert, wird im Falle einer ungünstigen Wirkung von Längszug auf die Querkrafttragfähigkeit von nicht querkraftbewehrten Stahlbetondecken eine äußere, konstante Längszugkraft in den Querkraftversuchen als ungünstig gegenüber einer inneren Zwangskraft infolge Schwinden bewertet, da sich die resultierende Längszugkraft infolge Schwinden durch frühe Rissbildung deutlich reduziert.

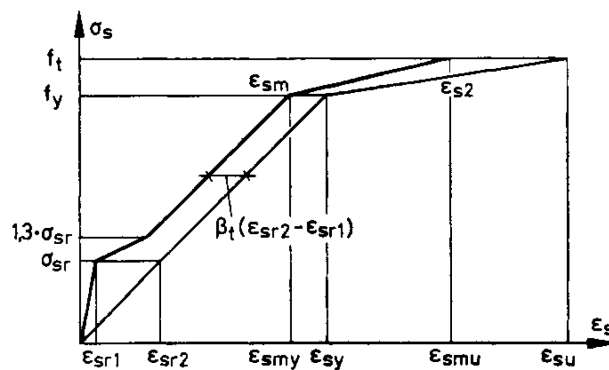
Für die Längszugbeanspruchung in den Versuchen wurden zwei Beanspruchungszustände definiert, mit denen die Beanspruchungen einer hochbauüblichen Deckenkonstruktionen zutreffend erfasst werden konnten. Die Beanspruchungszustände 1 und 2 wurden so definiert, dass die Querkrafttragfähigkeit der Bauteile unter planmäßigen Längszugkräften im Beanspruchungszustand 2 immer an Stahlbetondecken mit einem abgeschlossenen Trennrissbild aus dem Beanspruchungszustand 1 bestimmt werden konnte. Die Längszugkräfte im Beanspruchungszustand 1 zur Trennrissbildung waren daher stets deutlich größer als die Längszugkräfte stellvertretend für eine hochbauübliche Nutzung im Beanspruchungszustand 2.

### Beanspruchungszustand 1

Der Beanspruchungszustand 1 erzwingt eine Trennrissbildung im Bauteil, mit der eine Schädigung vergleichbar mit einer Rissbildung infolge Zwang im Bauteil erzeugt wird. Für einen Zugstab aus Stahlbeton ergibt sich unter zentrischer Zugbeanspruchung qualitativ die in Abb. 5.4 dargestellte Spannungs-Dehnungs-Beziehung. Die Erfassung der zugversteifenden Wirkung des Betons zwischen den Rissen in einer modifizierten Spannungs-Dehnungs-Linie für den Betonstahl bildet die Grundlage für die Rissbreitenberechnung nach DIN EN 1992-1-1.



(a)



(b)

Abbildung 5.4: Prinzipielle Spannungs-Dehnungs-Beziehung für einen längsbewehrten Stahlbetonstab unter Längszug aus DAFSTB HEFT 466 (a).

Modifizierte Spannungs-Dehnungs-Linie für Betonstahl zur Berücksichtigung der Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen aus DAFSTB HEFT 600 (b).

Die bruchmechanischen Vorgänge bei Stahlbetonbauteilen unter Längszug werden nach

DAFSTB HEFT 466 in drei wesentliche Phasen unterteilt, die in Abb. 5.4 grafisch dargestellt sind. Nach Erreichen der Zugfestigkeit am Ende der Phase I bildet sich ein einzelner Trennriss an der Querschnittsstelle mit dem größten Verhältniswert aus Dehnsteifigkeit und Zugfestigkeit. Unter Laststeigerung in der Phase II nach Erstrissbildung bilden sich mehrere Trennrisse, die am Ende der Phase II ein abgeschlossenes Trennrissbild ergeben. Ein abgeschlossenes Trennrissbild bedeutet, dass jeder Trennrissabstand im Bauteil so klein ist, dass die Eintragungslänge zwischen zwei benachbarten Rissen nicht groß genug für die Eintragung einer risserzeugenden Zugspannung ist und daher keine weiteren Trennrisse bei zunehmender Zugbeanspruchung entstehen. Erfahrungsgemäß stellt sich ein abgeschlossenes Trennrissbild bei einer Zugspannung gleich der 1,3fachen Zugspannung  $\sigma_{sr}$  bei Erstrissbildung ein. Diese Grenzspannung bezieht sich dabei auf den 95%-Quantilwert der zentrischen Betonzugfestigkeit, der im Allgemeinen bei dem 1,3fachen Wert des Mittelwertes der zentrischen Zugfestigkeit  $f_{ctm}$  liegt. Der erste Trennriss ist analog dazu bei einer Grenzspannung gleich dem 5%-Quantilwert der Zugfestigkeit zu erwarten, der im Allgemeinen bei dem 0,7fachen Wert des Mittelwertes der zentrischen Zugfestigkeit  $f_{ctm}$  liegt. Die zugversteifende Wirkung des Betons ist am Ende der Phase II und unter weiterer Laststeigerung in der Phase III konstant. Erst bei Erreichen der Fließgrenze der Bewehrung verliert sich die zugversteifende Wirkung des Betons, weil die Verbundbereiche gegenüber der plastizierenden Bewehrung im Riss keine zugversteifende Wirkung mehr entfalten.

Die Versuchskörper wurden im Beanspruchungszustand 1 durch eine äußere Längszugkraft bis zur Entstehung eines abgeschlossenen Trennrissbildes mit unveränderlichen Rissabständen belastet. Die erforderliche Zugkraft  $N_{Ek1}$  wird nach Gl. (5.4) bestimmt.

$$erf N_{Ek1} = f_{ct,eff,0,95} \cdot A_{ct} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_s) \quad (5.4)$$

Dabei ist

$$f_{ct,eff,0,95} = 95\text{-Quantil der zentrischen Zugfestigkeit in } N/mm^2 = 1,3f_{ctm}(t)$$

$$f_{ctm}(t) = \text{zentrische Zugfestigkeit mit dem Prüfalter } t \text{ in } N/mm^2$$

$$\rho_s = \text{Längsbewehrungsgrad in } \% \text{ mit } A_s / (b_w \cdot h)$$

$$A_{ct} = \text{Fläche des zugbeanspruchten Betonquerschnitts in } cm^2 \text{ mit } A_{ct} = b_w \cdot h$$

$$\alpha_e = \text{Verhältniswert der Elastizitätsmoduln von Betonstahl } E_s \text{ und Beton } E_c$$

Die Zugkraft  $N_{Ek1}$  im Beanspruchungszustand 1 nach Gl. (5.4) wird ebenfalls für die Plattenstreifen mit integrierten Hohlkörpern der Versuchsserien S8 bis S9 angesetzt, da aufgrund des identischen Bewehrungsgrades der Versuchskörper eine Abminderung der Zugkraft über eine mechanische Restfläche mit der äquivalenten Bauteilhöhe  $h_{t,cb}$  zur Bemessung von Hohlkörperdecken aufgrund des reduzierten Betonquerschnittes nicht gerechtfertigt erscheint. Der tatsächlich mitwirkende Betonquerschnitt  $A_{c,eff}$  nach DIN EN 1992-1-1/NA, Abschnitt 7.3.2 ist bei Hohlkörperdecken nur geringfügig kleiner, so dass eine Zugkraftreduktion proportional zur Querschnittsschwächung nicht zu einem abgeschlossenen Rissbild im Versuch führen würde. Bei vergleichender Betrachtung der Rissbreiten in den Versuchen konnte diese Annahme bestätigt werden. Der Beanspruchungszustand 1 gilt als erreicht, wenn eines der nachfolgenden Kriterien zutrifft:

- Kriterium 1:  $vorh N_{Ek1} = erf N_{Ek1}$
- Kriterium 2:  $w_{k,m} = 0,20 \text{ mm}$

Bei einem Verhältniswert von mittlerer Rissbreite zu maximaler Rissbreite von 0,8, einer Betonzugfestigkeit  $f_{ct,eff}(t) = f_{ctm}(21) = 2,48 \text{ N/mm}^2$  und einer Verbundspannung  $\tau_{sm} = 1,8 \cdot f_{ct,eff}(t)$  ergeben sich gemäß DIN EN 1992-1-1 unter Kurzzeitbelastung die in Tab. 5.5 gezeigten, rechnerischen Werte der Rissbreiten und Rissabstände.

Tabelle 5.5: Zugkraft, Stahlspannung, rechnerische Rissbreiten und Rissabstände nach DIN EN 1992-1-1 für die Versuchskörper der Versuchsserien S0 bis S8 mit Längszug.

Bemessungsgröße	Versuchsserie S0-S8	Versuchsserie S9
exp. Zugkraft	$N_{Ek1} \text{ 400 kN}$	$N_{Ek1} \text{ 700 kN}$
exp. Stahlzugspannung	$\sigma_{s1} = \sigma_{s2} = 283 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_{s1} = \sigma_{s2} = 283 \text{ N/mm}^2$
Mindestwert d. char. Rissbreite	$w_{k,min} = 0,12 \text{ mm}$	$w_{k,min} = 0,12 \text{ mm}$
Mittelwert d. char. Rissbreite	$w_{k,m} = 0,19 \text{ mm}$	$w_{k,m} = 0,19 \text{ mm}$
Maximalwert d. char. Rissbreite	$w_{k,max} = 0,25 \text{ mm}$	$w_{k,max} = 0,25 \text{ mm}$
Mindestwert d. Rissabstandes	$s_{r,min} = 124 \text{ mm}$	$s_{r,min} = 124 \text{ mm}$
Mittelwert d. Rissabstandes	$s_{r,m} = 178 \text{ mm}$	$s_{r,m} = 178 \text{ mm}$
Maximalwert d. Rissabstandes	$s_{r,max} = 248 \text{ mm}$	$s_{r,max} = 248 \text{ mm}$

## Beanspruchungszustand 2

Im Beanspruchungszustand 2 wird eine Längszugkraft als direkte Einwirkung aufgebracht. Dazu wird das gerissene Bauteil im Beanspruchungszustand 1 entlastet und anschließend durch eine äußere Längszugkraft wieder belastet. Diese Längszugkraft wird stellvertretend für eine äußere, direkte Einwirkung während der Querbelastung über den gesamten Prüfverlauf konstant gehalten. Die maximale Zugkraft entspricht dabei einer Größe, die durch konventionelle, schlaff bewehrte Stahlbetondecken wirtschaftlich aufgenommen werden kann. Dabei muss der erforderliche Längsbewehrungsgrad einerseits in einer hochbauüblichen Größenordnung gehalten werden und andererseits der mechanische Längsbewehrungsgrad derart eingestellt werden, dass im Bruchzustand ein Querkraftversagen auftritt. Der geometrische Bewehrungsgrad hat unmittelbaren Einfluss auf die Dübeltragfähigkeit der Längsbewehrung und damit auf die Querkrafttragfähigkeit. Unter den gegebenen Randbedingungen bieten sich zur Steuerung der Versagensart zwei wesentliche Maßnahmen an

- Erhöhung des mechanischen Bewehrungsgrades durch die Verwendung von hochfestem Bewehrungsstahl
- Begrenzung der Längszugspannung auf  $\sigma_{cp} = 0,5 \cdot f_{ctm}$

Im Beanspruchungszustand 2 ergibt sich somit die maximale Längszugkraft  $erf N_{Ek2}$  nach Gl. (5.5) zu:

$$erf N_{Ek2} = 0,5 \cdot f_{ctm} \cdot b_w \cdot h \quad (5.5)$$

Dabei ist

$f_{ctm}$  = Mittelwert der zentrischen Zugfestigkeit in  $N/mm^2$

$b_w$  = Querschnittsbreite in m

$h$  = Querschnittshöhe in m



Tabelle 5.6: Tabellarische Zusammenstellung der Längszugkräfte in den Versuchen

<b>Stufe</b>	<b>Zugnormalkraft</b>	<b>Versuchsserie S0-S7 Hohlräume Gebäudetechnik</b>	<b>Versuchsserie S8 Hohlkörper CBCM-E-180</b>	<b>Versuchsserie S9 Hohlkörper CBCM-S-180</b>
[-]	[kN/m]	[kN]	[kN]	[kN]
N0	0	0	0	0
N1	200	80	80	140
N2	400	160	160	280

## 5.6 Querbeanspruchung

### 5.6.1 Gebrauchszustand

Die Versuchskörper werden vor der inkrementellen Laststeigerung bis zum Versagen in 10 Zyklen auf Gebrauchslastniveau be- und entlastet. Dieser Vorgang erzeugt vor der Traglastuntersuchung ein quasi-gebrauchtes Bauteil im gerissenen Zustand (Zustand II), bei dem die Spannungumlagerungen und die damit einhergehenden Verformungen durch die anfängliche Rissbildung nahezu vollständig abgeschlossen sind. Die zugehörige Querkraft  $V_{Ek1}$  hat den zur sicheren Erzeugung von Biegerissen 1,3fachen Wert der Querkraft auf Gebrauchslastniveau.

$$V_{Ek1} = 1,3 \cdot \frac{V_{Rm,c}}{\gamma_c \cdot \gamma_{G+Q}} \quad (5.6)$$

Dabei ist

$V_{Ek1}$  = die Querkraft unter Gebrauchslast in N

$V_{Rm,c}$  = der Mittelwert der Querkrafttragfähigkeit von nicht querkraftbewehrten Stahlbetonbauteilen in N nach DIN EN 1992-1-1

$\gamma_c$  = der Teilsicherheitsbeiwert für den Bauteilwiderstand von Beton ( $\gamma_c = 1,50$ )

$\gamma_{G+Q}$  = gemittelter Teilsicherheitsbeiwert für ständige und veränderliche Einwirkungen ( $\gamma_{G+Q} = (1,35 + 1,50) / 2 = 1,425$ )

### 5.6.2 Bruchzustand

Zur Ermittlung der Querkraft im Bruchzustand  $V_{Ek2}$  und zur Festlegung der Belastungsschritte im Versuch wird der Mittelwert der Querkrafttragfähigkeit nach Gl. (5.7) bestimmt. Die Abminderung der Querkrafttragfähigkeit erfolgt für Versuchskörper mit integrierten Leitungen nach DAFSTB HEFT 600 und für Hohlkörperdecken nach den allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen COBIAX ECO-LINE und COBIAX SLIM-LINE. Für die Betondruckfestigkeit wird analog zur empirischen Bestimmung der Vorfaktoren entsprechend den Festlegungen zu Bauteilen ohne Querkraftbewehrung in REINECK 1999 die einaxiale Prismendruckfestigkeit  $f_{1ck}$  verwendet.

$$V_{Ek2} = V_{Rm,c} = \left[ C_{Rm,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{1ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d \quad (5.7)$$

Dabei ist

$V_{Ek2}$  = die Querkraft im Bruchzustand in N

$V_{Rm,c}$  = der Mittelwert der Querkrafttragfähigkeit in N

$C_{Rm,c}$  = ein empirisch ermittelter Vorfaktor mit  $C_{Rm,c} = 0,20$

$f_{1ck}$  = die charakteristische, einachsiale Prismendruckfestigkeit in  $MN/m^2$

mit  $f_{1ck} = 0,95 \cdot (f_{cm,zyl} - 4)$

$f_{cm,zyl}$  = der Mittelwert der Zylinderdruckfestigkeit in  $MN/m^2$

$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0$  mit d in mm

$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0,02$

mit

$A_{sl}$  = die Fläche der Zugbewehrung in mm

$b_w$  = die kleinste Querschnittsbreite in mm

$d$  = die statische Querschnittshöhe in mm

$k_1$  = ein empirisch ermittelter Vorfaktor

mit  $k_1 = 0,12$  nach DIN EN 1992-1-1/NA, 6.2.2

$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0,2 \cdot f_{cd}$  in  $N/mm^2$

$N_{Ed}$  = die Normalkraft N im Querschnitt infolge Lastbeanspruchung

( $N_{Ed} > 0$  für Druck).

$A_c$  = die Betonquerschnittsfläche in  $N/mm^2$

## 5.7 Versuchsdurchführung

### 5.7.1 Versuchsablauf

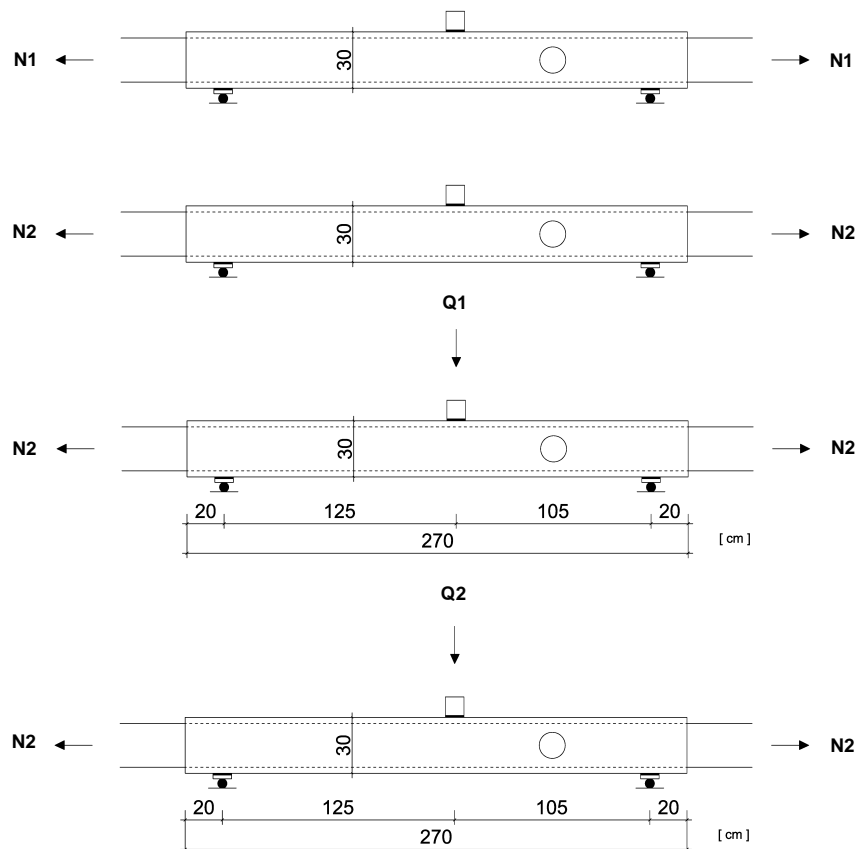


Abbildung 5.5: Schematische Darstellung der Beanspruchungszustände aus Längszug und Querlast im Versuchsablauf.

#### Längszugkraft

Für den Beanspruchungszustand 1 wurde die planmäßige Längszugkraft  $N_{Ek1}$  nach Gl. (5.4) inkrementell in 10 Lastschritten kraftgeregelt über Hohlkolbenzylinder mit einer elektrisch betriebenen Hydraulikpumpe aufgebracht. Jede Laststufe wurde binnen einer Minute erreicht, was in Relation zur Dehnsteifigkeit des Bauteiles im Zustand I einer Geschwindigkeit von näherungsweise 0,03 mm/min entspricht. Nach Erreichen der Höchstlast im Beanspruchungszustand 1 wurde die Zugkraft bis zum Erreichen der planmäßigen Längszugkraft  $N_{Ek2}$  nach Gl. (5.5) im Beanspruchungszustand 2 kontinuierlich reduziert. Die Entlastungsgeschwindigkeit entsprach dabei näherungsweise der Belastungsgeschwindigkeit.

**Querkraft im Gebrauchszustand**

Der Versuchskörper wurde auf Gebrauchslastniveau bis zum Erreichen einer Querkraft  $V_{Ek1}$  nach Gl. (5.6) kraftgeregelt über einfach wirkende Hydraulikzylinder mit einer handbetriebenen Hydraulikpumpe zyklisch be- und entlastet. Für die Versuchskörper ohne Längszugkraft (Zugkraftniveau N0) wurden 10 Lastzyklen gewählt. Für die Versuchskörper mit Längszugkraft (Zugkraftniveaus N1 und N2) wurden 5 Lastzyklen gewählt, die sich in Tastversuchen aufgrund der bereits vorhandenen Trennrisse als hinreichend zur Erzeugung eines gleichbleibenden Last-Verformungs-Verhaltens auf Gebrauchslastniveau herausgestellt haben. Die Gebrauchslast wurde bei Erstbelastung nach zwei Minuten erreicht. Anschließend wurden die Lastzyklen mit einer Geschwindigkeit von drei Minuten je Lastzyklus vollzogen. In jedem Lastzyklus wurde die Last im belasteten und im entlasteten Zustand jeweils eine Minute konstant gehalten. Das Entlastungsniveau entspricht einer Zylinderkraft von ungefähr 1 kN, wodurch das System niemals vollständig entlastet wurde.

**Querkraft im Bruchzustand**

Ausgehend von dem Gebrauchszustand wurde der Versuchskörper in Laststufen in Höhe von näherungsweise 10% der zu erwartenden rechnerischen Bruchlast  $V_{Ek2} = V_{Rm,c}$  nach Gl. (5.7) kraftgeregelt belastet. Die vertikale Belastung wurde dabei mit einer Geschwindigkeit von ungefähr 0,3 mm/min aufgebracht.

## 5.8 Versuchsergebnisse

Für die Vergleichbarkeit und die Auswertung der Versuchsergebnisse werden die nachfolgenden Beziehungen eingeführt. Die Versuchsergebnisse sind detailliert in Anlage A.1 dokumentiert. Die experimentell bestimmte Querkrafttragfähigkeit  $exp V_{Rm,c}$  setzt sich aus den Mess- und Rechenwerten gemäß Gl. (5.8) zusammen.

$$exp V_{Rm,c} = V_{Rm,c,test} + \Delta V_{G1+G2} - \Delta V_{N_{Ek2}} \quad (5.8)$$

Dabei ist

$exp V_{Rm,c}$  = Querkrafttragfähigkeit in kN

$V_{Rm,c,test}$  = Querkraft bei maximaler Prüflast vor Versagen in kN

$\Delta V_{G1+G2}$  = Querkraft aus dem Eigengewicht des Probekörpers (G1) und dem Eigengewicht der Konstruktion zur Lasteinleitung (G2) in kN

$\Delta V_{N_{Ek2}}$  = Querkraft infolge der schräg geneigten Längszugkraft  $N_{Ek2}$  nach Theorie II. Ordnung in kN

Unter Querlast entstehen durch die Abweichung der biegeverformten Schwerlinie des Bauteils von der Wirkungslinie der Längszugkraft ein rückstellendes Biegemoment und rückstellende Querkräfte an den Auflagern. Mit zunehmender Biegeverformung und Längszugkraft vergrößert sich die entlastend wirkende Querkraft  $\Delta V_{N_{Ek2}}$  am Auflager. Aufgrund der geringen Bauteilverformungen wird die entlastende Querkraft vereinfachend nach Gl. (5.9) ermittelt.

$$\Delta V_{N_{Ek2}} = N_{Ek2} \cdot \frac{w_{max}}{a} \quad (5.9)$$

Dabei ist

$N_{Ek2}$  = Längszugkraft im Beanspruchungszustand 2 in kN

$w_{max}$  = Durchbiegung im Bruchzustand unter der Lasteinleitung in mm

$a$  = Schubarm in mm

Für die Versuchsauswertung wird zudem eine normierte Querkrafttragfähigkeit eingeführt, mit der die Vergleichbarkeit von Bauteilversuchen mit unterschiedlichen Betonfestigkeiten und Bauteilbreiten möglich ist. Die Versuchswerte werden dazu auf folgende mechanische und geometrische Größen umgerechnet:

- die Betondruckfestigkeit mit  $f_{1ck} = 30 \text{ N/mm}^2$
- die Bauteilbreite mit  $b_w = 0,40 \text{ m}$

Die Normierung erfolgt über die mechanischen Ansätze aus der Bemessungsgleichung für die Querkrafttragfähigkeit nicht querkraftbewehrter Stahlbetonbauteile nach Gl. (5.7) gemäß DIN EN 1992-1-1. Die Normierung erfolgt unter der Annahme, dass in dem Querkraftmodell die bruchmechanischen Einflüsse der Betonfestigkeit und der Bauteilbreite realitätsnah beschrieben sind. Diese Annahme wird damit begründet, dass die mathematischen Formulierungen mit den statistischen Untersuchungen in REINECK 1999 und DAFSTB HEFT 597 kalibriert und überprüft wurden.

$$\exp V_{Rm,c,nom} = f_{nom} \cdot \exp V_{Rm,c} \quad (5.10)$$

Dabei ist

$exp V_{Rm,c,nom}$  = die normierte, experimentelle Querkrafttragfähigkeit in kN

$exp V_{Rm,c}$  = die experimentelle Querkrafttragfähigkeit in kN

$f_{nom}$  = ein Normierungsfaktor

$$f_{nom} = \sqrt[3]{\frac{f_{1ck,nom}}{f_{1ck,test}}} \cdot \frac{b_{w,nom}}{b_{w,test}}$$

mit

$f_{1ck,nom}$  = Nominalwert der Betondruckfestigkeit =  $30 \text{ N/mm}^2$

$f_{1ck,test}$  = Prüfwert der Betondruckfestigkeit in  $\text{N/mm}^2$

$b_{w,nom}$  = Nominalwert der Bauteilbreite =  $0,40 \text{ m}$

$b_{w,test}$  = Prüfwert der Bauteilbreite in m

Anhand der im Versuch über Dehnungsmessstreifen gemessenen Stahldehnungen wurden die Spannungs- und Dehnungszustände auf Plausibilität überprüft und Aussagen zur zugversteifenden Wirkung des Betons an der Messstelle gewonnen. In SCHNELL U. A. 2018 konnte eine gute Übereinstimmung zwischen den rechnerischen und den aus Messwerten der Stahldehnung bestimmten Stahlspannungen gezeigt werden. Die zugversteifende Wirkung des Betons im Riss scheint sich näherungsweise auf Gebrauchslastniveau zu verlieren. Die Ergebnisse sind plausibel und bestätigen letztendlich das statische System im Versuchsaufbau. Darüber hinaus konnte bestätigt werden, dass die maximale Längszugkraft von  $N_{Ek2} = 400 \text{ kN/m}$  für  $\sigma_{cp} \approx 0,5 \cdot f_{ctm}$  im Beanspruchungszustand 2 für hochbauübliche Stahlbetondecken ausreichend hoch ist. Die aus Dehnungsmessungen ermittelten Stahlspannungen im Bruchzustand betragen bis zu  $\sigma_s = 700 \text{ N/mm}^2$  und würden somit den linear-elastischen Bereich eines normalfesten Betonstahls B500 bereits deutlich überschreiten. Diese Überschreitung könnte nur durch Erhöhung des Bewehrungsquerschnittes kompensiert werden, was jedoch zu einem nicht hochbauüblichen Bewehrungsgrad und zu einer ungünstigen Beeinflussung der Dübeltragwirkung durch eine übermäßige geometrische Schwächung des zugbeanspruchten Betonquerschnitts führen würde. Demgegenüber muss der ungünstige Einfluss einer ausgeprägten Risskinematik mit vergrößerten Rissöffnungen durch die erhöhte Längsdehnung der hochfesten Biegezugbewehrung in Kauf genommen werden.



### 5.8.1 Stahlbetondecken ohne integrierte Hohlräume

Unabhängig von der Längszugbeanspruchung war bei allen massiven Versuchskörpern der Serien S0-S9 das Querkraftversagen maßgebend. Bei Versuchskörpern mit Längszug bildeten sich im Beanspruchungszustand 1 in regelmäßigen Abständen Trennrisse, wobei Rissbreiten und Rissabstände innerhalb der berechneten Grenzen nach Tab. 5.5 liegen. Die Trennrissbildung führte unter Querbelastung bis zum Gebrauchslastniveau zu einer Reduktion der Biegesteifigkeit, was an dem nichtlinearen Verlauf der Last-Verformungs-Beziehung unterhalb der Gebrauchslast eindeutig erkennbar ist. Somit konnte festgehalten werden, dass die Traglastversuche stets planmäßig an bereits gerissenen Bauteilen durchgeführt wurden und ungewollte Spannungumlagerungen durch schnelle Lastzunahmen an zuvor unbelasteten Bauteilen ausgeschlossen waren.

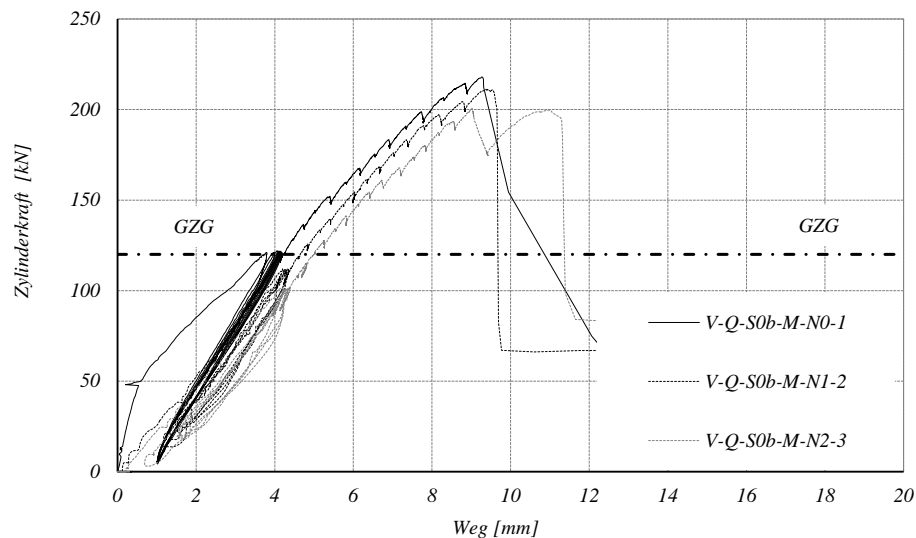


Abbildung 5.6: Exemplanische Last-Verformungs-Beziehung für massive Versuchskörper der Serie V-Q-S0 mit 0% (N0), mit 50% (N1) und mit 100% (N2) der maximalen Längszugkraft im Beanspruchungszustand 2.

Bei Belastungen über Gebrauchslastniveau wurde kein ungünstiger Einfluss der Trennrisse auf die Biegesteifigkeit festgestellt, wenngleich die Durchbiegungen der Versuchskörper unter Längszug bei gleicher Querbelastung stets größer sind als bei Versuchskörpern ohne Längszug. Der geringe Einfluss der Trennrisse ist theoretisch nachvollziehbar, da die Trennrissbreiten hochbauüblich klein sind und sich unter Biegebeanspruchung durch das Schließen der Risse in der Druckzone eine Spannungs- und Dehnungsverteilung bilden.

lung nach Balkentheorie für Stahlbetonbauteile einstellt.

Des Weiteren konnte bei Versuchskörpern unter Längszug in der Regel festgestellt werden, dass sich der maßgebende Schubriss unabhängig von den Trenn- und Biegerissen entwickelt und diese in seinem Schrägverlauf kreuzt. Diese Feststellung deckt sich mit den Beobachtungen in EHMANN 2003. Es konnte jedoch auch festgestellt werden, dass sich aus einer deutlichen Schrägrissbildung auf relativ niedrigem Querlastniveau nicht zwangsläufig der maßgebende Schubriss entwickelt hat. Vielmehr ist es sogar vorgekommen, dass sich trotz deutlicher Vorankündigung mit einem Schrägriss auf der Bauteilseite mit planmäßig erhöhter Querkraft der zum Versagen führende Schubriss auf der gegenüberliegenden Bauteilseite ohne Vorankündigung durch einen ausgeprägten Schrägrissverlauf zur Druckzone gebildet hat. Plausible Ursachen für dieses Tragverhalten können sein:

- Begünstigung der Sprengwerktragwirkung durch frühe Spannungsumlagerungen
- Begünstigung der Sprengwerktragwirkung durch eine geringere Schubschlankheit

In EHMANN 2003 wurden bei Versuchen, die eine Steigerung der Querkrafttragfähigkeit unter Längszug aufwiesen, Indizien für eine Umlagerung in ein Sprengwerk festgestellt und die Querkrafttragfähigkeit auf den Wert der Querkraft bei Schubrissbildung korrigiert. Eine derartige, pauschale Korrektur der ermittelten Traglast aus dem Versuch ist nicht ausreichend begründet und wird mit Ausnahme der Versuchsserie V-Q-S4 nicht vorgenommen. Die erhöhte Varianz der experimentell bestimmten Traglasten unter kombinierter Beanspruchung aus Querlast und Längszug wurde daher als Ergebnis hingenommen und dokumentiert.

**Qualitativ kann festgehalten werden, dass Längszugspannungen in Höhe von  $\sigma_{cp} = 0,5 \cdot f_{ctm}$  bei massiven Stahlbetonplattenstreifen einen ungünstigen Einfluss auf die Querkrafttragfähigkeit haben.**

Tabelle 5.7: Zusammenstellung der Querkrafttragfähigkeiten für die Versuche der Serie S0-S9 an massiven Stahlbetonplattenstreifen ohne integrierte Hohlräume.

Versuchskörper	Längzugkraft	experimentelle Querkrafttragfähigkeit aus Prüflast	Querkraft aus Eigengewicht (Probekörper + Presse)	Querkraft aus Längzugkraft (nach Theorie II. Ordnung)	experimentelle Querkrafttragfähigkeit $V_{Rm,c,P} + \Delta V_{G1+G2} + \Delta V_{NEk2}$	Normierungsfaktor	normierte, experimentelle Querkrafttragfähigkeit
V-Q- [-]	$N_{Ek2}$ [kN]	$exp V_{Rm,c,P}$ [kN]	$\Delta V_{G1+G2}$ [kN]	$\Delta V_{NEk2}$ [kN]	$exp V_{Rm,c}$ [kN]	$f_{nom}$ [-]	$exp V_{Rm,c,nom}$ [kN]
S0a-M-N0-1	0	107,5	4,34	0	111,8	1,08	120,2
S0a-M-N1-2	160	114,7	4,34	1,55	118,9	1,06	124,6
S0a-M-N2-3	160	85,7	4,34	1,29	90	1,08	95,9
S0b-M-N0-1	0	118,5	4,34	0	122,8	0,99	121
S0b-M-N1-2	80	114,8	4,34	0,61	118,5	0,99	117,6
S0b-M-N2-3	160	109,1	4,34	1,3	112,1	0,99	111,2
S1-M-N0-1	0	113,8	4,34	0	118	0,95	114,8
S1-M-N1-2	80	104,9	4,34	0,64	108,5	0,95	105,8
S1-M-N2-3	160	94,1	4,34	1,03	97,3	0,95	94,9
S2-M-N0-1	0	129,8	4,34	0	134,1	1,03	138,1
S2-M-N1-2	80	101,2	4,34	0,27	105,2	1,03	108,3
S2-M-N2-3	160	99,1	4,34	0,56	102,9	1,03	106,4
S3-M-N0-1	0	102,6	4,34	0	106,9	1,05	112,4
S3-M-N1-2	80	94,1	4,34	0,52	97,9	1,05	104,4
S3-M-N2-3	160	112	4,34	1,42	114,9	1,04	122,7
S4-M-N0-1	0	109,9	4,34	0	114,2	0,94	108,6
S4-M-N1-2	80	96,5	4,34	0,62	100,2	0,94	95,3
S4-M-N2-3	160	100,3	4,34	1,33	103,2	0,94	98,2
S5-M-N0-1	0	131,9	4,34	0	136,1	0,94	128,7
S5-M-N1-2	80	106,9	4,34	0,72	110,5	0,94	104,4
S5-M-N2-3	160	103,5	4,34	1,37	106,4	0,94	100,9
S6-M-N0-1	0	116,8	4,34	0	121	0,98	119,3

Tabelle 5.7: Zusammenstellung der Querkrafttragfähigkeiten für die Versuche der Serie S0-S9 an massiven Stahlbetonplattenstreifen ohne integrierte Hohlräume.

Versuchskörper	Längzugkraft	experimentelle Querkrafttragfähigkeit aus Prüflast	Querkraft aus Eigengewicht (Probekörper + Presse)	Querkraft aus Längzugkraft (nach Theorie II. Ordnung)	experimentelle Querkrafttragfähigkeit $V_{Rm,c,P} + \Delta V_{G1+G2} + \Delta V_{NEk2}$	Normierungsfaktor	normierte, experimentelle Querkrafttragfähigkeit
V-Q- [-]	$N_{Ek2}$ [kN]	$exp V_{Rm,c,P}$ [kN]	$\Delta V_{G1+G2}$ [kN]	$\Delta V_{NEk2}$ [kN]	$exp V_{Rm,c}$ [kN]	$f_{nom}$ [-]	$exp V_{Rm,c,nom}$ [kN]
S6-M-N1-2	80	101,8	4,34	0,61	105,5	0,98	103,9
S6-M-N2-3	160	109,2	4,34	1,58	111,9	0,98	110,4
S7-M-N0-1	0	116,5	4,34	0	120,8	0,97	116,7
S7-M-N1-2	80	102,3	4,34	0,67	105,9	0,97	102,4
S7-M-N2-3	160	99,3	4,34	1,44	102,2	0,97	98,8
S8-M-N0-1	0	120,7	4,34	0	125	1,08	134,6
S8-M-N1-2	80	99,5	4,34	0,67	103,1	1,07	110,2
S8-M-N2-3	160	99,5	4,34	1,61	102,2	1,11	113,7
S9-M-N0-1	0	107,3	4,34	0	111,6	1,14	127,5
S9-M-N1-2	80	88,3	4,34	0,57	92,1	1,14	105,1
S9-M-N2-3	160	102,8	4,34	1,33	105,7	1,14	120,8

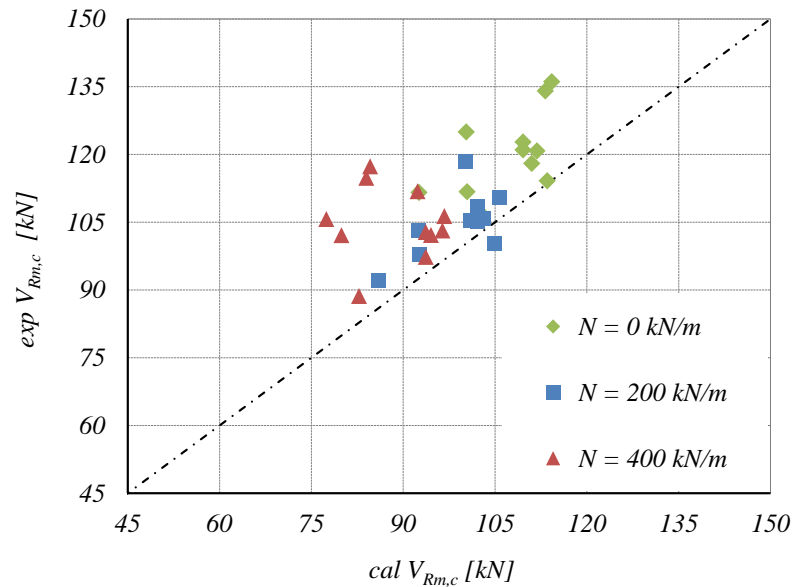


Abbildung 5.7: Vergleich der experimentellen Querkrafttragfähigkeit mit dem Mittelwert der rechnerischen Querkrafttragfähigkeit für Stahlbetondecken ohne integrierte Hohlräume nach DIN EN 1992-1-1.

### 5.8.2 Stahlbetondecken mit integrierten Leitungen

Unabhängig von der Längszugbeanspruchung ist bei allen Versuchskörpern der Serien S0 - S7 mit integrierten Leitungsöffnungen das Querkraftversagen maßgebend. Der maßgebende Schubriss verläuft, wie in THIELE 2010 festgestellt, immer durch den Bereich mit der größten Querschnittschwächung. Aufgrund des geometrisch verringerten Betonquerschnittes im Vergleich zu massiven Versuchskörpern tritt eine Schubrissbildung in diesem Bereich unter geringeren Zug- und Querlasten auf. Im Vergleich zum ungeschwächten Bauteil ist das Querkraftversagen selbst durch das Schubrisswachstum zur Druckzone auf niedrigerem Lastniveau insgesamt weniger schlagartig.

Mit der Versuchsserie S4 wurde die Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetondecken mit gruppierter Öffnungsanordnung ( $d_o / d = 0,1$  und  $a_o = 2 d_o$ ) untersucht. Bei allen Versuchen konnte die Querlast nach deutlicher Schrägrissbildung wieder gesteigert werden. Anhand der Last-Verformungs-Beziehungen ist nach Schrägrissbildung eine signifikante Reduktion der Biegesteifigkeit zu erkennen, so dass eine weitere Lastzunahme mit einer überproportionalen Durchbiegung verbunden ist. Der maßgebende Schubriss

verläuft dabei auf kürzestem Weg im Bereich großer Biegung von der Lasteinleitung relativ steil zur ersten Leitungsöffnung und verbindet sich dort mit einem Horizontalriss, der entlang der Öffnungsgruppe bis zum Auflager führt. Bei diesen Versuchen mit Leitungsgruppen im Zugbereich ist am Rissbild erkennbar, dass ein frühes Verbundversagen zwischen Bewehrung und Beton entlang der Öffnungsgruppe eingetreten ist und sich das Tragsystem in der Folge verstärkt in ein Sprengwerk umgelagert hat. Die wesentlichen Argumente für eine ausgeprägte Sprengwerkbildung sind

- der horizontale Riss entlang der Bewehrung bis zum Auflager,
- der Schrägriss im Bereich großer Biegemomente,
- die deutliche Verringerung der Biegesteifigkeit nach Horizontalrissbildung und
- der Erhalt eines tragfähigen Gesamtsystems nach Schrägrissbildung.

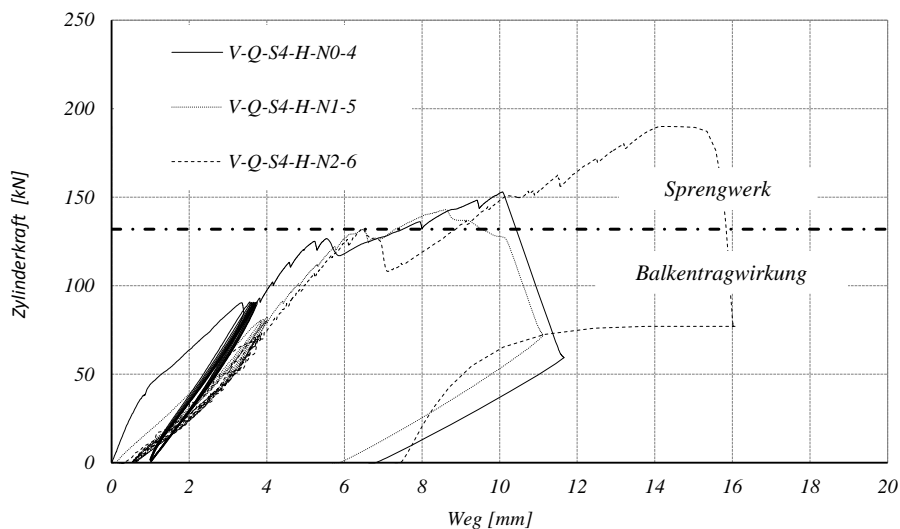


Abbildung 5.8: Last-Verformungs-Kurve der Plattenstreifen mit integrierten Leitungen aus der Versuchsserie V-Q-S4-H mit Darstellung der Tragsystemgrenze zwischen Balkentragwerk und Sprengwerk.

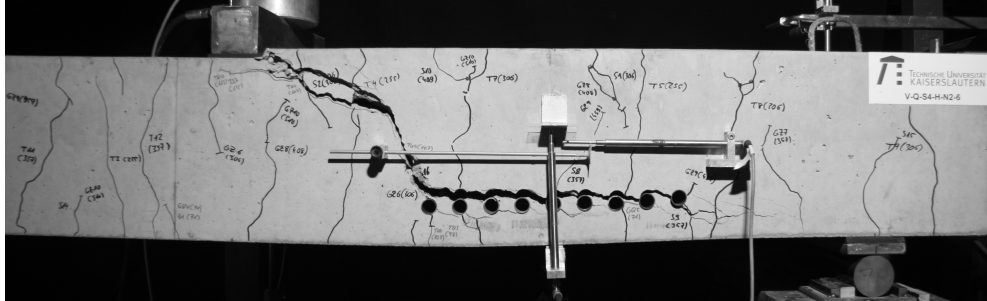


Abbildung 5.9: Versuchskörper V-Q-S4-H-N2-6 im Bruchzustand.

Aufgrund der erheblichen Einflussnahme der Öffnungsgruppe auf die Verbundeigenschaften der Bewehrung wurde für die Versuche der Serie V-Q-S4 abweichend von der maximalen Prüflast  $exp P_{max}$  eine korrigierte Traglast  $exp P_{lim}$  definiert. Dabei erscheint der vollständige Verzicht auf die Anrechnung des Sprengwerktraganteils nicht gerechtfertigt. Es ist unklar, ob der ausgeprägte Schrägriss initiiert durch das anfängliche Verbundversagen der Längsbewehrung, das zur Umlagerung in ein Sprengwerk entscheidend ist, ohne ein Verbundversagen unter der gleichen Querlast eingetreten wäre. Aus diesem Grund wurde die Traglast aus dem Mittelwert der Belastung bei Schubrissbildung und der Bruchlast nach den Umlagerungsprozessen bestimmt.

**Qualitativ kann festgehalten werden, dass Längszugspannungen kleiner  $0,5 \cdot f_{ctm}$  bei Stahlbetonplattenstreifen mit integrierten Leitungen im Vergleich zu Massivdecken einen wesentlich geringeren Einfluss auf die Querkrafttragfähigkeit haben.**

$$exp P_{lim} = exp P_{cr} + 0,5 \cdot (exp P_{max} - exp P_{cr}) \quad (5.11)$$

Dabei ist

$exp P_{lim}$  = experimentelle Prüflast auf korrigiertem Traglastniveau in kN

$exp P_{cr}$  = experimentelle Prüflast bei Schrägrissbildung in kN

$exp P_{max}$  = experimentelle Prüflast im Bruchzustand in kN

In nur wenigen Fällen konnte an Plattenstreifen mit integrierten Leitungen ein einheitlicher Zusammenhang zwischen Längszug und Schubrissneigung festgestellt werden. Nach der Elastizitätstheorie orientieren sich die Hauptzugspannungen im Querschnitt mit zunehmender Längszugbeanspruchung horizontal, wodurch in der Folge entstehende Risse einen zunehmend steileren Rissneigungswinkel aufweisen. Dieser Effekt konnte bei Stahlbetonplattenstreifen unter Längszug häufig festgestellt werden. Bei Plattenstreifen mit integrierten Öffnungen unter Längszug konnte dieser Effekt in Abhängigkeit von Größe und Lage der Öffnungen im Bauteil weniger deutlich festgestellt werden. Die Ursachen dafür sind mutmaßlich in der Beeinflussung des Spannungszustandes durch die Öffnungen selbst zu finden. Häufig verläuft der Schubriss letztendlich schräg aus der Öffnung durch die aus dem Beanspruchungszustand 1 eingepprägten Trennrissen und weist im Verlauf keinen erkennbaren Zusammenhang mit der Längszugbeanspruchung auf. Wenn der Schubriss jedoch im Schubfeld relativ ungestört durch einen massiven Querschnitt verläuft, folgt dieser durchaus steiler verlaufenden Hauptdruckspannungen. Für beide Extremfälle sind in Abb. 5.10 exemplarisch die Rissbilder der Versuchsserien V-Q-S1-H und V-Q-S2-H im Bruchzustand dargestellt.

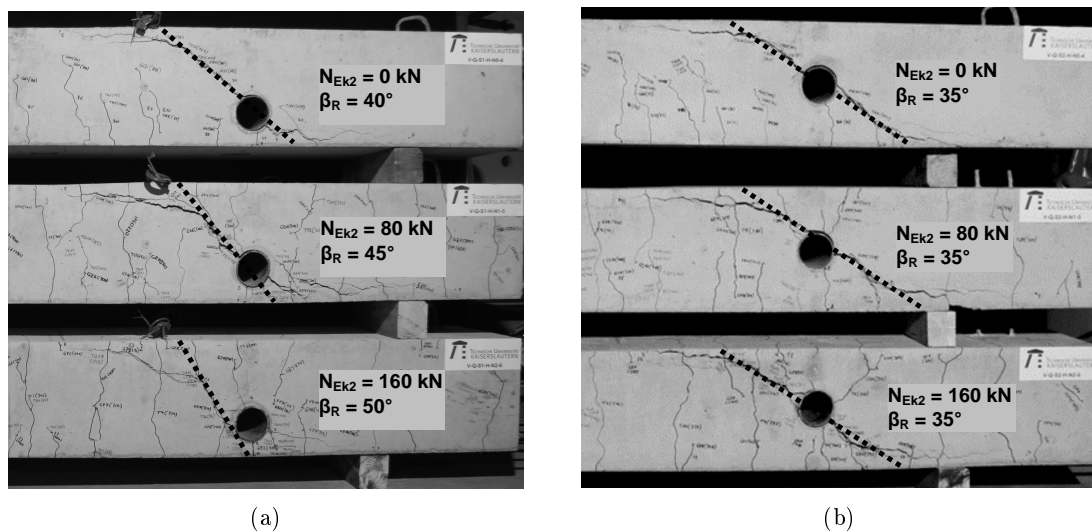


Abbildung 5.10: Schubrissneigungswinkel im Bruchzustand an Plattenstreifen der Versuchsserie V-Q-S1-H mit integrierten Leitungen  $d_o = 90 \text{ mm}$  am unteren Bauteilrand unter Längszug (a).

Schubrissneigungswinkel im Bruchzustand an Plattenstreifen der Versuchsserie V-Q-S2-H mit integrierten Leitungen  $d_o = 90 \text{ mm}$  in Bauteilmitte unter Längszug (b).



Tabelle 5.8: Zusammenstellung der Querkrafttragfähigkeiten für die Versuche an Stahlbetonplattenstreifen mit integrierten Leitungen.

Versuchskörper	Längzugkraft	experimentelle Querkrafttragfähigkeit aus Prüflast	Querkraft aus Eigengewicht (Probekörper + Presse)	Querkraft aus Längzugkraft (nach Theorie II. Ordnung)	experimentelle Querkrafttragfähigkeit $V_{Rm,c,P} + \Delta V_{G1+G2} + \Delta V_{NEk2}$	Normierungsfaktor	normierte, experimentelle Querkrafttragfähigkeit
V-Q- [-]	$N_{Ek2}$ [kN]	<i>exp</i> $V_{Rm,c,P}$ [kN]	$\Delta V_{G1+G2}$ [kN]	$\Delta V_{NEk2}$ [kN]	<i>exp</i> $V_{Rm,c}$ [kN]	$f_{nom}$ [-]	<i>exp</i> $V_{Rm,c,nom}$ [kN]
S0a-H-N0-4	0	64,7	4,34	0	69	1,08	74,2
S0a-H-N1-5	80	53,8	4,34	0,39	57,7	1,06	61,1
S0a-H-N2-6	160	59,2	4,34	0,98	62,5	1,07	67
S0b-H-N0-4	0	67,4	4,34	0	71,7	0,99	70,6
S0b-H-N1-5	80	76,6	4,34	0,6	80,3	0,99	79,1
S0b-H-N2-6	160	66,4	4,34	0,95	69,7	0,97	67,4
S1-H-N0-4	0	71,9	4,34	0	76,2	0,95	72,7
S1-H-N1-5	80	92,5	4,34	0,55	96,2	0,95	91,3
S1-H-N2-6	160	83,8	4,34	1,04	87	0,95	82,6
S2-H-N0-4	0	76,2	4,34	0	80,5	1,03	82,9
S2-H-N1-5	80	79,9	4,34	0,21	84	1,03	86,5
S2-H-N2-6	160	79,5	4,34	0,49	83,3	1,03	85,8
S3-H-N0-4	0	83	4,34	0	87,3	1,05	91,8
S3-H-N1-5	80	93,5	4,34	0,52	97,3	1,05	102
S3-H-N2-6	160	99,9	4,34	0,69	103,5	1,04	108,1
S4-H-N0-4	0	83,1 (75,5)	4,34	0	87,4 (79,8)	0,94	82,2 (75,2)
S4-H-N1-5	80	77,7 (74,7)	4,34	0,49	81,5 (78,5)	0,94	76,6 (74,0)
S4-H-N2-6	160	103,3 87,6)	4,34	1,86	105,8 (90,0)	0,94	99,5 (84,8)
S5-H-N0-4	0	73,9	4,34	0	78,2	0,94	73,7
S5-H-N1-5	80	78,9	4,34	0,42	82,7	0,94	77,9
S5-H-N2-6	160	70,8	4,34	0,85	74,3	0,94	69,9
S6-H-N0-4	0	121,4	4,34	0	125,7	0,98	123,3

Tabelle 5.8: Zusammenstellung der Querkrafttragfähigkeiten für die Versuche an Stahlbetonplattenstreifen mit integrierten Leitungen.

<b>Versuchskörper</b> <b>Längzugkraft</b> <b>experimentelle Querkraft- tragfähigkeit aus Prüflast</b> <b>Querkraft aus Eigengewicht (Probekörper + Presse)</b> <b>Querkraft aus Längzugkraft (nach Theorie II. Ordnung)</b> <b>experimentelle Querkraft- tragfähigkeit</b> $V_{Rm,c,P} + \Delta V_{G1+G2} + \Delta V_{NEk2}$ <b>Normierungsfaktor</b> <b>normierte, experimentelle Querkrafttragfähigkeit</b>	$N_{Ek2}$ $[kN]$	$exp V_{Rm,c,P}$ $[kN]$	$\Delta V_{G1+G2}$ $[kN]$	$\Delta V_{NEk2}$ $[kN]$	$exp V_{Rm,c}$ $[kN]$	$f_{nom}$ $[-]$	$exp V_{Rm,c,nom}$ $[kN]$
V-Q- [-]							
S6-H-N1-5	80	104,4	4,34	0,88	107,8	0,98	105,6
S6-H-N2-6	160	106,6	4,34	1,36	109,5	0,98	107,4
S7-H-N0-4	0	63,4	4,34	0	67,7	0,97	65,3
S7-H-N1-5	80	73,3	4,34	0,53	77,1	0,97	74,5
S7-H-N2-6	160	76,7	4,34	1,18	79,8	0,97	77,1

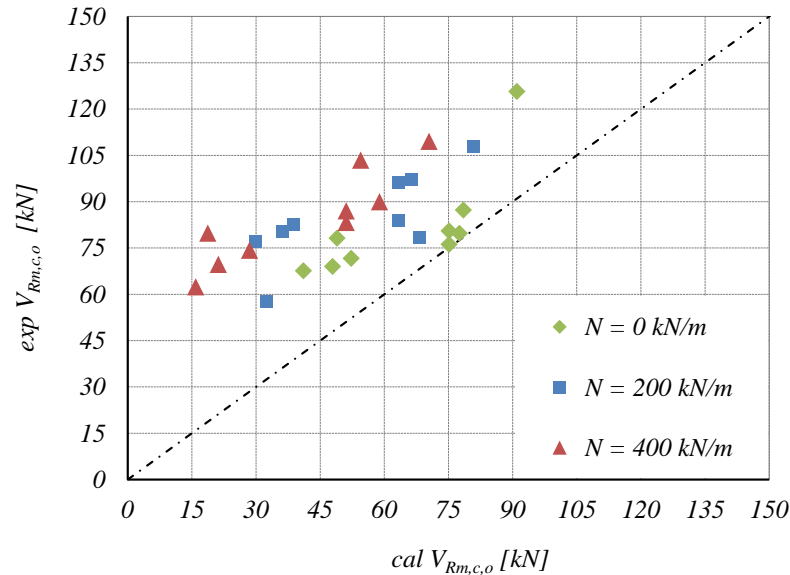


Abbildung 5.11: Vergleich der experimentellen Querkrafttragfähigkeiten mit den Mittelwerten der rechnerischen Querkrafttragfähigkeit für Stahlbetondecken mit integrierten Hohlräumen nach DIN EN 1992-1-1 und DAFSTB HEFT 600.

### 5.8.3 Stahlbetondecken mit integrierten Hohlkörpern

Unabhängig von der Längszugbeanspruchung war bei allen Versuchskörpern der Serien S8-S9 an Hohlkörperplattenstreifen das Querkraftversagen maßgebend. Unter Längszug bildeten sich vertikale Trennrissen im Querschnitt stets durch die Hohlkörperachse, da hier die Nettoquerschnittsfläche des Betons ihr Minimum erreicht. Infolge der größeren Querschnittsschwächung im Gegensatz zu Plattenstreifen mit integrierten Leitungen traten in der Nähe von Trennrissen einige Sekundärrisse an den Bauteiloberflächen auf, die von dort ausgehend schräg zur Hohlkörpermitte an den Trennrisse verliefen. Im Unterschied zu Massivdecken bildet der obere und untere Betondeckenspiegel bei Hohlkörperdecken den wesentlichen Wirkungsbereich der Bewehrung, vergleichbar mit der reduzierten Querschnittsfläche  $A_{c,eff}$  nach DIN EN 1992-1-1. Bei allen Versuchen bildeten sich Schrägrisse durch die einzelnen Hohlkörper unter Querbelastung, aus denen sich in Auflagernähe ein maßgebender Schubriss entwickelte. Analog zu nahezu allen in diesem Programm durchgeführten Querkraftversuchen kreuzten die Schrägrisse aus der Querbelastung die eingepprägten Trennrissen aus dem Beanspruchungszustand 1.

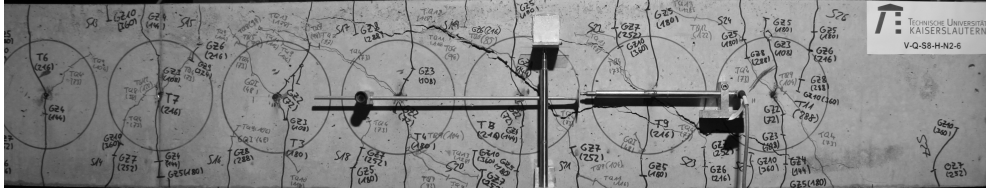


Abbildung 5.12: Versuchskörper V-Q-S8-H-N2-6 mit integrierten Hohlkörpern vom Typ Cobiax Eco-Line im Bruchzustand.

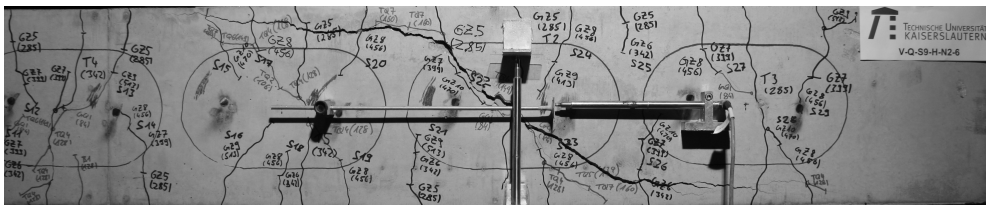


Abbildung 5.13: Versuchskörper V-Q-S8-H-N2-6 mit integrierten Hohlkörpern vom Typ Cobiax Slim-Line im Bruchzustand.

Tabelle 5.9: Zusammenstellung der Querkrafttragfähigkeiten für die Versuche an Stahlbetonplattenstreifen mit integrierten Hohlkörpern.

Versuchskörper	Längzugkraft	experimentelle Querkrafttragfähigkeit aus Prüflast	Querkraft aus Eigengewicht (Probekörper + Presse)	Querkraft aus Längzugkraft (nach Theorie II. Ordnung)	experimentelle Querkrafttragfähigkeit $V_{Rm,c,P} + \Delta V_{G1+G2} + \Delta V_{NEk2}$	Normierungsfaktor	normierte, experimentelle Querkrafttragfähigkeit
V-Q- [–]	$N_{Ek2}$ [kN]	<i>exp</i> $V_{Rm,c,P}$ [kN]	$\Delta V_{G1+G2}$ [kN]	$\Delta V_{NEk2}$ [kN]	<i>exp</i> $V_{Rm,c}$ [kN]	$f_{nom}$ [–]	<i>exp</i> $V_{Rm,c,nom}$ [kN]
S8-H-N0-4	0	60,3	3,44	0	63,8	1,07	68,1
S8-H-N1-5	80	63,2	3,44	0,41	66,2	1,12	74,3
S8-H-N2-6	160	71,6	3,44	1,18	73,9	1,11	82,3
S9-H-N0-4	0	94	6,02	0	100	0,67	66,7
S9-H-N1-5	140	93	6,02	0,71	98,3	0,68	67,1
S9-H-N2-6	280	87,8	6,02	0,68	93,1	0,68	63,6

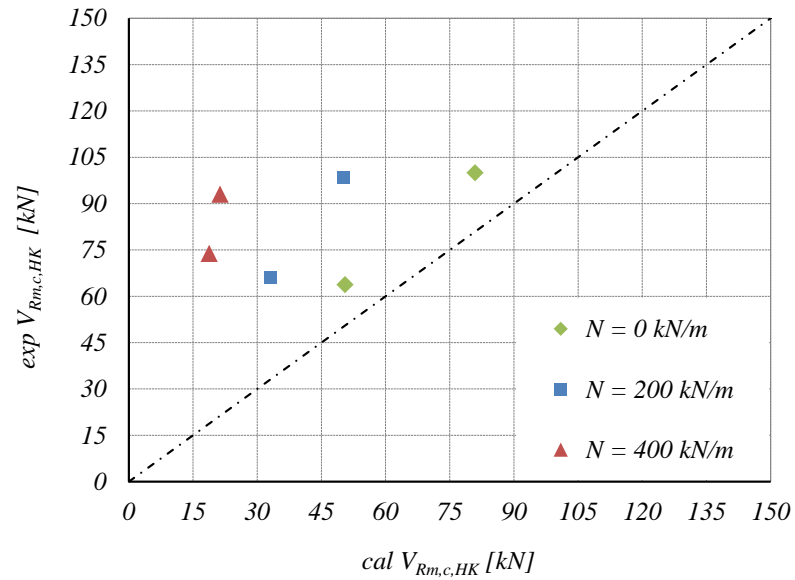


Abbildung 5.14: Vergleich der experimentellen Querkrafttragfähigkeiten mit den Mittelwerten der rechnerischen Querkrafttragfähigkeit für Stahlbetondecken mit integrierten Hohlkörpern vom Typ COBIAX ECO-LINE und COBIAX SLIM-LINE.

### 5.9 Versuchsauswertung

Zur Auswertung der Versuche muss die normierte, experimentell bestimmte Querkrafttragfähigkeit mit der rechnerischen Querkrafttragfähigkeit verglichen werden. Die rechnerische Querkrafttragfähigkeit entspricht dem Mittelwert der Querkrafttragfähigkeit  $V_{Rm,c}$  nach Gl. (5.7). Sofern nicht abweichend angegeben, bezieht sich die Längsspannung auf den kleinsten, durch Leitungen geschwächten Betonquerschnitt im Bereich des maßgebenden Schubrisses. Bei Plattenstreifen mit integrierten Hohlräumen bezieht sich die Längsspannung auf den kleinsten, durch Hohlkörper geschwächten Betonquerschnitt im Bereich des maßgebenden Schubrisses.

Für die Querkrafttragfähigkeit von massiven Plattenstreifen aus Stahlbeton gilt nach DIN EN 1992-1-1 in Verbindung mit DIN EN 1992-1-1/NA:

$$V_{Rm,c} = \left[ C_{Rm,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{1ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d \quad (5.12)$$

mit

$C_{Rm,c} = 0,20$  für den Mittelwert der Querkrafttragfähigkeit

$C_{Rk,c} = 0,15$  für den charakteristischen Wert der Querkrafttragfähigkeit

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0,02$$

$$f_{1ck} = 0,95 \cdot (f_{cm,zyl} - 4)$$

$$k_1 = 0,12$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ek2}}{A_c}$$

$N_{Ek2}$  = Längszugkraft im Beanspruchungszustand 2

$A_c$  = kleinste Querschnittsfläche

Für die Querkrafttragfähigkeit von Plattenstreifen aus Stahlbeton mit integrierten Leitungsöffnungen gilt nach DIN EN 1992-1-1 in Verbindung mit DIN EN 1992-1-1/NA und DAFSTB HEFT 600:

$$V_{Rm,c,o} = \left[ k_o \cdot C_{Rm,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{1ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d \quad (5.13)$$

mit

$k_o$  = Abminderungsfaktor für Öffnungen nach Gl. (4.9) bis (4.12)

$C_{Rm,c}$  = 0,20 für den Mittelwert der Querkrafttragfähigkeit

$C_{Rk,c}$  = 0,15 für den charakteristischen Wert der Querkrafttragfähigkeit

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0,02$$

$$f_{1ck} = 0,95 \cdot (f_{cm,zyl} - 4)$$

$$k_1 = 0,12$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ek2}}{A_{c,netto}}$$

$N_{Ek2}$  = Längszugkraft im Beanspruchungszustand 2

$A_{c,netto}$  = kleinste Querschnittsfläche im Leitungsbereich

Für die Querkrafttragfähigkeit von Plattenstreifen aus Stahlbeton mit integrierten Hohlkörpern gilt nach COBIAX ECO-LINE, COBIAX SLIM-LINE, COBIAX CLS und UNIDOME XS:

$$V_{Rm,c,o} = \left[ f \cdot C_{Rm,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{1ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d \quad (5.14)$$



mit

$f$  = Abminderungsfaktor für Hohlkörperdecken gemäß Gl. (4.13)

$C_{Rm,c}$  = 0,20 für den Mittelwert der Querkrafttragfähigkeit

$C_{Rk,c}$  = 0,15 für den charakteristischen Wert der Querkrafttragfähigkeit

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0$$

$$\rho_l = \frac{Asl}{b_w \cdot d} \leq 0,02$$

$$f_{1ck} = 0,95 \cdot (f_{cm,zyl} - 4)$$

$$k_1 = 0,12$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ek2}}{A_{c,netto}}$$

$N_{Ek2}$  = Längszugkraft im Beanspruchungszustand 2

$A_{c,netto}$  = kleinste Querschnittsfläche im Leitungsbereich

Die Berücksichtigung einer Längszugspannung ist bei der Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit von Hohlkörperdecken in den Zulassungen COBIAX ECO-LINE, COBIAX SLIM-LINE, COBIAX CLS und UNIDOME XS für den Grenzzustand der Tragfähigkeit nicht geregelt. Für die Auswertung der Versuche mit Längszug wird daher angenommen, dass der Einfluss einer Längszugspannung auf die Querkrafttragfähigkeit von Hohlkörperdecken analog zum Einfluss einer Längszugspannung auf die Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetondecken mit integrierten Hohlräumen nach DAFSTB HEFT 600 zu betrachten ist. Daher wird der Abminderungsfaktor  $f$  für Hohlkörperdecken analog zu dem Abminderungsfaktor  $k_o$  für Decken mit integrierten Leitungsöffnungen nicht auf die Abminderung der Querkrafttragfähigkeit über  $k_1 \cdot \sigma_{cp}$  infolge einer Längszugspannung bezogen.

Die Auswertung der Versuchsergebnisse und die Überprüfung der Bemessungsansätze erfolgt wesentlich über die Berechnung und Bewertung der Modellunsicherheiten nach Gl. (5.15).

$$\gamma_{Mod} = \frac{exp V_{Rm,c}}{cal V_{Rm,c}} \quad (5.15)$$

Dabei ist

$\gamma_{Mod}$  = die Modellunsicherheit

$exp V_{Rm,c}$  = die experimentell bestimmte Querkrafttragfähigkeit in kN

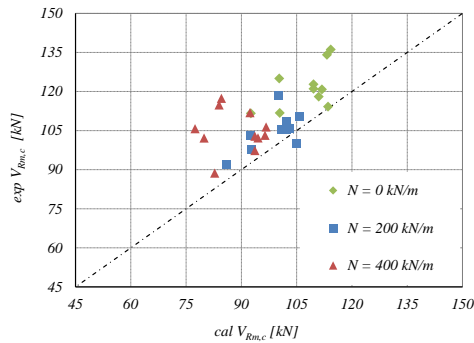
$cal V_{Rm,c}$  = der Mittelwert der rechnerischen Querkrafttragfähigkeit in kN

### 5.9.1 Stahlbetondecken ohne integrierte Hohlräume

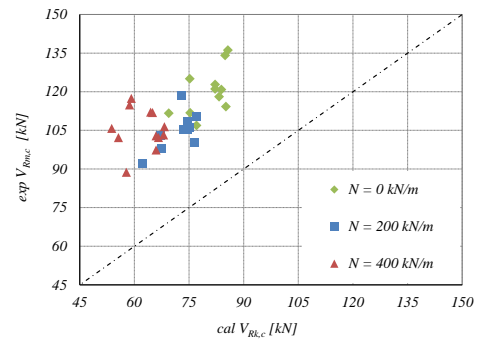
Die Versuche zur Querkrafttragfähigkeit an massiven Plattenstreifen haben gezeigt, dass eine Längszugbeanspruchung einen ungünstigen Einfluss auf die Querkrafttragfähigkeit hat. Dabei konnte analog zu den Feststellungen in EHMANN 2003 und HEGGER U. A. 2020 bestätigt werden, dass die Traglastminderung relativ mit zunehmender Längszugkraft abnimmt. Im Mittel liegen die experimentell ermittelten Querkrafttragfähigkeiten näherungsweise 12% über den Mittelwerten der rechnerischen Querkrafttragfähigkeit. Das 5%-Quantil der Versuchswerte liegt ungefähr 28% über dem 5%-Quantil der rechnerischen, charakteristischen Querkrafttragfähigkeit, so dass ein ausreichendes Sicherheitsniveau des Bemessungskonzeptes nach DIN EN 1992-1-1 in Verbindung mit DIN EN 1992-1-1/NA besteht. Die Streuung der Versuchswerte ist mit einer Standardabweichung von  $\sigma_{cp} = 0,11$  relativ gering, insbesondere vor dem Hintergrund der kombinierten Beanspruchung aus Quer- und Zuglast.

Tabelle 5.10: Modellunsicherheiten für die Querkrafttragfähigkeit von massiven Plattenstreifen ohne Hohlräume unter Längszugbeanspruchung.

Versuchskörper	Öffnungsgeometrie	Abminderungsfaktor	Vorfaktor für Längszugspannung	Längszugspannung	experimentelle Querkrafttragfähigkeit	Mittelwert der rechnerischen Querkrafttragfähigkeit $C_{Rm,c} = 0,20$	Modellunsicherheit	charakteristischer Wert der rechnerischen Querkrafttragfähigkeit $C_{Rk,c} = 0,15$	Modellunsicherheit
V-Q- [-]	$d_o/b_o$ [mm]	$k_o/f$ [-]	$k_1$ [-]	$\sigma_{cp}$ [MN/m <sup>2</sup> ]	$exp V_{Rm,c}$ [kN]	$cal V_{Rm,c}$ [kN]	$\gamma_{Mod,m}$ [-]	$cal V_{Rk,c}$ [kN]	$\gamma_{Mod,k}$ [-]
S0a-M-N0-1	-	1,0	0,12	0	111,8	111,8	1,11	75,3	1,48
S0a-M-N1-2	-	1,0	0,12	1,33	118,9	118,9	1,39	59,2	1,98
S0a-M-N2-3	-	1,0	0,12	1,33	90	90	1,07	57,8	1,53
S0b-M-N0-1	-	1,0	0,12	0	122,8	122,8	1,12	82,2	1,49
S0b-M-N1-2	-	1,0	0,12	0,67	118,5	118,5	1,18	73,0	1,62
S0b-M-N2-3	-	1,0	0,12	1,33	112,1	112,1	1,22	64,5	1,74
S1-M-N0-1	-	1,0	0,12	0	118	118	1,06	83,3	1,42
S1-M-N1-2	-	1,0	0,12	0,67	108,5	108,5	1,06	74,5	1,46
S1-M-N2-3	-	1,0	0,12	1,33	97,3	97,3	1,04	66,0	1,48
S2-M-N0-1	-	1,0	0,12	0	134,1	134,1	1,18	84,9	1,58
S2-M-N1-2	-	1,0	0,12	0,67	105,2	105,2	1,03	74,5	1,41
S2-M-N2-3	-	1,0	0,12	1,33	102,9	102,9	1,10	66,0	1,56
S3-M-N0-1	-	1,0	0,12	0	106,9	106,9	1,04	77,1	1,39
S3-M-N1-2	-	1,0	0,12	0,67	97,9	97,9	1,06	67,3	1,45
S3-M-N2-3	-	1,0	0,12	1,33	114,9	114,9	1,37	58,7	1,96
S4-M-N0-1	-	1,0	0,12	0	114,2	114,2	1,01	85,2	1,34
S4-M-N1-2	-	1,0	0,12	0,67	100,2	100,2	0,95	76,6	1,31
S4-M-N2-3	-	1,0	0,12	1,33	103,2	103,2	1,07	68,0	1,52
S5-M-N0-1	-	1,0	0,12	0	136,1	136,1	1,19	85,7	1,59
S5-M-N1-2	-	1,0	0,12	0,67	110,5	110,5	1,05	77,1	1,43
S5-M-N2-3	-	1,0	0,12	1,33	106,4	106,4	1,1	68,3	1,56
S6-M-N0-1	-	1,0	0,12	0	121	121	1,1	82,2	1,47
S6-M-N1-2	-	1,0	0,12	0,67	105,5	105,5	1,04	73,6	1,43
S6-M-N2-3	-	1,0	0,12	1,33	111,9	111,9	1,21	65,0	1,72
S7-M-N0-1	-	1,0	0,12	0	120,8	120,8	1,08	83,9	1,44
S7-M-N1-2	-	1,0	0,12	0,67	105,9	105,9	1,03	75,3	1,41
S7-M-N2-3	-	1,0	0,12	1,33	102,2	102,2	1,08	66,6	1,53
S8-M-N0-1	-	1,0	0,12	0	125	125	1,25	75,2	1,66
S8-M-N1-2	-	1,0	0,12	0,67	103,1	103,1	1,11	67,3	1,53
S8-M-N2-3	-	1,0	0,12	1,33	102,2	102,2	1,28	55,6	1,84
S9-M-N0-1	-	1,0	0,12	0	111,6	111,6	1,21	69,4	1,61
S9-M-N1-2	-	1,0	0,12	0,67	92,1	92,1	1,07	62,4	1,48
S9-M-N2-3	-	1,0	0,12	1,33	105,7	105,7	1,37	53,8	1,97
Mittelwert $\mu$							1,13		1,56
Standardabweichung $s$							0,11		0,17
Variationskoeffizient $\nu$							0,09		0,11
5% - Quantil $p_{0,05}$							1,01		1,36

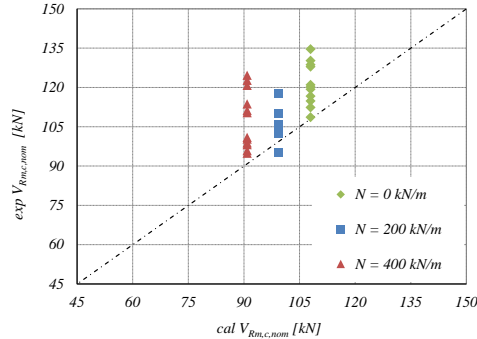


(a)

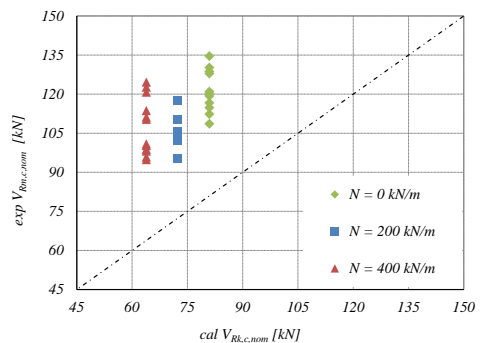


(b)

Abbildung 5.15: Grafische Darstellung der Modellunsicherheit für die Querkrafttragfähigkeit von massiven Plattenstreifen mit und ohne Längszugbeanspruchung für rechnerische Mittelwerte der Querkrafttragfähigkeit (links) und für charakteristische Werte der Querkrafttragfähigkeit (rechts).



(a)



(b)

Abbildung 5.16: Grafische Darstellung der Modellunsicherheit für die Querkrafttragfähigkeit von massiven Plattenstreifen mit und ohne Längszugbeanspruchung für rechnerische Mittelwerte der normierten Querkrafttragfähigkeit (links) und für charakteristische Werte der normierten Querkrafttragfähigkeit (rechts).

Trotz der ausreichend großen Gesamtsicherheit in den Versuchen kann gegenüber dem Bemessungskonzept nach DIN EN 1992-1-1 ein deutlich ungünstigerer Einfluss einer Längszugbeanspruchung auf die Querkrafttragfähigkeit von Massivdecken festgestellt werden.

Für eine geeignete Darstellung der Problematik wird die experimentelle, normierte Querkrafttragfähigkeitsminderung  $exp \Delta V_{Rm,c,nom}$  infolge Längszug eingeführt. Diese berechnet sich nach Gl. (5.16) aus der Differenz der normierten, experimentellen Querkrafttragfähigkeit von Plattenstreifen unter Längszug und dem Mittelwert der normierten, experimentellen Querkrafttragfähigkeit von Plattenstreifen ohne Längszug.

$$exp \Delta V_{Rm,c,nom} = \frac{\sum_{i=1}^n exp V_{Rm,c,nom,i} (\sigma_{cp} = 0)}{n} - exp V_{Rm,c,nom,i} \quad (5.16)$$

Dabei ist

$exp \Delta V_{Rm,c,nom}$  = die normierte, experimentell bestimmte Minderung der Querkrafttragfähigkeit mit Längszug

$\frac{\sum_{i=1}^n exp V_{Rm,c,nom,i} (\sigma_{cp} = 0)}{n}$  = der Mittelwert der normierten, experimentell

bestimmten Querkrafttragfähigkeit ohne Längszug

$exp V_{Rm,c,nom,i}$  = die experimentell bestimmte Querkrafttragfähigkeit mit Längszug

Das Bemessungskonzept nach Gl. (5.12) gemäß DIN EN 1992-1-1 wurde in REINECK 1999 über den Vorfaktor  $C_{Rk,c}$  für charakteristische Werte der Festigkeiten anhand der experimentell bestimmten Querkrafttragfähigkeit ausgewählter Versuche ohne Längszug kalibriert. Die Auswahl der Versuche wurde dabei anhand von eindeutig festgelegten Auswahlkriterien vorgenommen. Bei dem Vorfaktor  $k_1$  hingegen handelt es sich um einen Mittelwert, mit dem die tatsächliche Traglastreduktion in Abhängigkeit der Längszugspannung über eine lineare Funktion beschrieben wird. Die Berücksichtigung des Mittelwertes der Querkrafttragfähigkeitsminderung bei der Berechnung der charakteristischen Querkrafttragfähigkeit, die selbst dem 5%-Quantil der Gesamtheit der Tragfähigkeiten entspricht, ist vor dem Hintergrund nachvollziehbar, dass sowohl für die Reduktion der Querkrafttragfähigkeit infolge Längszug als auch für die Steigerung der Querkrafttragfähigkeit infolge Längsdruck ein gemeinsamer Vorfaktor für den Einfluss von Längskräften auf die Querkrafttragfähigkeit eingeführt wurde. Gleichwohl bleibt festzuhalten, dass diese Formulierung alleine aus statistischen und sicherheitstheoretischen Gründen nicht konsistent mit dem Bemessungskonzept ist. Die Anrechnung des 95%-Quantils der Querkrafttragfähigkeitsminderung auf den charakteristischen Wert

der Querkrafttragfähigkeit würde zu einer deutlichen Erhöhung des Sicherheitsniveaus für nicht querkraftbewehrte Stahlbetonbauteile unter Längszug führen. Diese Vorgehensweise würde die Einführung von Vorfaktoren  $k_{1,k}$  und  $k_{1,m}$  bedingen, die zudem getrennt für den ungünstigen Einfluss von Längszug und den günstigen Einfluss von Längsdruck ermittelt werden müssten. Für die Bestimmung der experimentellen Vorfaktoren  $k_1$  wird die Vorgehensweise nach Gl. (5.17) gewählt.

$$\begin{aligned}
 \exp \Delta V_{Rm,c,nom} &= k_1 \cdot \sigma_{cp} \cdot b_{w,nom} \cdot d & (5.17) \\
 \Leftrightarrow \frac{\exp \Delta V_{Rm,c,nom}}{b_{w,nom} \cdot d} &= k_1 \cdot \sigma_{cp} \\
 \Leftrightarrow \exp \Delta \nu_{Rm,c,nom} &= k_1 \cdot \sigma_{cp} \\
 \Leftrightarrow \frac{\exp \Delta \nu_{Rm,c,nom}}{\sigma_{cp}} &= k_1
 \end{aligned}$$

Dabei ist

$\exp \Delta \nu_{Rm,c,nom}$  = die Schubspannungsdifferenz im Bruchzustand in  $MN/m^2$

$b_{w,nom}$  = die normierte Bauteilbreite in  $m$

$d$  = die statische Bauteilhöhe in  $m$

$k_1$  = der experimentell bestimmte Vorfaktor für Längsspannung

$\sigma_{cp}$  = die Längsspannung in  $MN/m^2$

Die Streuungen der berechneten Traglastdifferenzen von Plattenstreifen unter Längszug unterscheiden sich nur unwesentlich von der natürlichen Streuung der Querkrafttragfähigkeit von Plattenstreifen ohne Längszug. Die Traglastdifferenzen können jedoch in einem nichtlinearen Verhältnis zu den Längszugspannungen stehen und wurden daher getrennt berechnet. Nach Auswertung der Versuche an massiven Plattenstreifen ergeben sich nach Gl. (5.18) die Mittelwerte für den Vorfaktor  $k_1$  in Abhängigkeit der Längszugspannung.

$$k_1 = \begin{cases} 0,22 & \text{für Längszugspannungen } \sigma_{cp} = -0,67 \text{ MN/m}^2 \\ 0,10 & \text{für Längszugspannungen } \sigma_{cp} = -1,33 \text{ MN/m}^2 \end{cases} \quad (5.18)$$

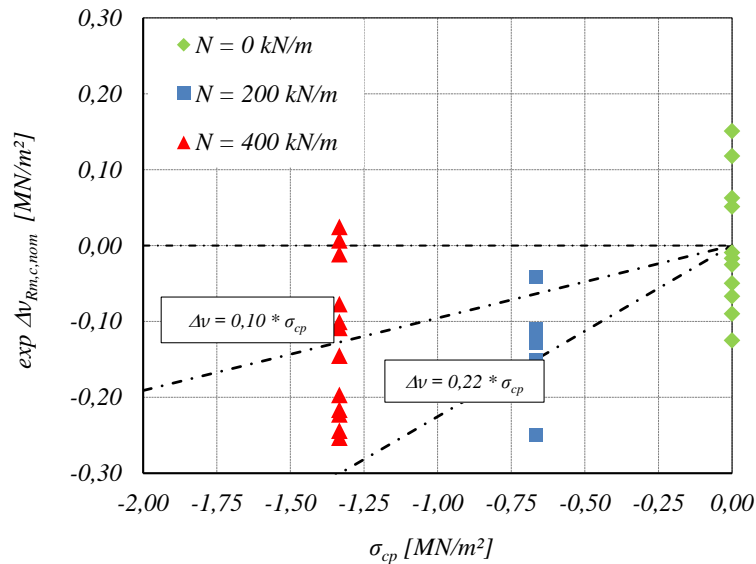


Abbildung 5.17: Beziehung zwischen experimenteller Bruchschubspannungsdifferenz  $\Delta \nu_{Rm,c,nom}$  und der Längszugspannung  $\sigma_{cp}$  für die Versuche an massiven Plattenstreifen mit und ohne Längszug.

Für Zugspannungen in Höhe von 50% der zentrischen Zugfestigkeit ( $\sigma_{cp} = 0,5 \cdot f_{ctm}$ ) wird die Abminderung der Querkrafttragfähigkeit im Mittel mit einem Vorfaktor  $k_1 \approx 0,10$  zutreffend erfasst. Das Bemessungskonzept nach DIN EN 1992-1-1/NA bietet mit einem Vorfaktor  $k_1 = 0,12$  eine ausreichende Zuverlässigkeit. Für Zugspannungen in Höhe von 25% der zentrischen Zugfestigkeit ( $\sigma_{cp} = 0,25 \cdot f_{ctm}$ ) liegt der Abminderungsfaktor mit  $k_1 \approx 0,22$  deutlich über dem normativen Wert. Für diese Zugbeanspruchung ist eine deutliche Unzuverlässigkeit im bestehenden Bemessungskonzept festzustellen.

Kritisch zu beurteilen ist diese Feststellung insbesondere dadurch, dass Längszugspannungen in einem Wertebereich von  $0 < \sigma_{cp} \leq 0,25 \cdot f_{ctm}$  praktisch in vielen Hochbaudecken auch ohne Längszugkräfte aus direkten Einwirkungen infolge indirekter Einwirkungen vorhanden sein können. Wie in DRIDIGER 2019 festgestellt, verbleibt ein Teil der Zugspannungen aus Zwangbeanspruchungen auch nach entlastender Trennrissbildung im Betonquerschnitt, weil die zugversteifende Wirkung des Betons über die gesamte Bauteillänge bis zum lokalen Erreichen der Stahlspannung an der Plastizitätsgrenze erhalten bleibt. Die Nichtberücksichtigung einer Längszugkraft infolge einer Zwangbeanspruchung bei der Bemessung der Querkrafttragfähigkeit nach DIN

EN 1992-1-1 muss nach diesen Erkenntnissen hinterfragt werden.

### 5.9.2 Stahlbetondecken mit integrierten Leitungen

Die Versuche zur Querkrafttragfähigkeit an Plattenstreifen mit integrierten Leitungen haben gezeigt, dass der an Massivdecken festgestellte, ungünstige Einfluss einer Längszugbeanspruchung auf die Querkrafttragfähigkeit deutlich geringer ist. Für einige Hohlraumkonstellationen konnte kein oder sogar ein geringfügig günstiger Einfluss der Längszugbeanspruchung auf die Querkrafttragfähigkeit festgestellt werden. Im Gegensatz zu den Versuchen an massiven Plattenstreifen, weisen die Plattenstreifen mit integrierten Leitungen unter Längszug ein deutlich größeres Vermögen auf, nach Schrägrissbildung weitere Querlasten aufzunehmen. Diese Eigenschaft könnte auf frühe Spannungsumlagerungen zurückzuführen sein, die sich im querschnittsgeschwächten Schubfeld nach früher Schrägrissbildung einstellen. Die Bogen-Zugband-Tragwirkung oder Sprengwerk-Tragwirkung ist bei Plattenstreifen mit integrierten Hohlräumen, die im überwiegend zugbeanspruchten Querschnittsbereich liegen, nicht zwangsläufig geringer als in massiven Plattenstreifen. Insgesamt liegen die experimentellen Querkrafttragfähigkeiten im Mittel näherungsweise 80% über den Mittelwerten der reduzierten, rechnerischen Querkrafttragfähigkeit nach DIN EN 1992-1-1 in Verbindung mit den Regelungen nach DAFSTB HEFT 600. Eine derart große Sicherheit ist insofern plausibel, als dass die Abminderungsfaktoren in THIELE 2010 keine Mittelwerte, sondern untere Grenzwerte kleiner dem 0%-Quantil der Gesamtheit darstellen und die experimentelle Varianz der Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetondecken mit integrierten Leitungen größer ist als bei Massivdecken. Zudem wurden auch Bauteile mit Öffnungsgeometrien und -lagen geprüft, deren geometrische Eigenschaften außerhalb der Anwendungsgrenzen des Konzeptes nach DAFSTB HEFT 600 liegen. Das 5%-Quantil der Modellunsicherheit bezogen auf die Mittelwerte der Querkrafttragfähigkeit liegt bei  $p_{0,05} = 1,04$  und entspricht damit näherungsweise dem festgelegten Sicherheitsniveau für Stahlbetonbauteile mit integrierten Leitungen.



Tabelle 5.11: Modellunsicherheiten für die Querkrafttragfähigkeit von Plattenstreifen aus Stahlbeton mit integrierten Leitungen unter Längszugbeanspruchung.

Versuchskörper	Öffnungsgeometrie	Abminderungsfaktor	Vorfaktor für Längszugspannung	Längszugspannung	experimentelle Querkrafttragfähigkeit	Mittelwert der rechnerischen Querkrafttragfähigkeit $C_{Rm,c} = 0,20$	Modellunsicherheit	charakteristischer Wert der rechnerischen Querkrafttragfähigkeit $C_{Rk,c} = 0,15$	Modellunsicherheit
V-Q- [-]	$d_o/b_o$ [mm]	$k_o/f$ [-]	$k_1$ [-]	$\sigma_{cp}$ [MN/m <sup>2</sup> ]	$exp V_{Rm,c}$ [kN]	$cal V_{Rm,c}$ [kN]	$\gamma_{Mod,m}$ [-]	$cal V_{Rk,c}$ [kN]	$\gamma_{Mod,k}$ [-]
S0a-H-N0-4	0 / 140	0,48	0,12	0	69	47,9	1,44	35,9	1,92
S0a-H-N1-5	0 / 140	0,48	0,12	1,25	57,7	32,6	1,77	20,4	2,83
S0a-H-N2-6	0 / 140	0,48	0,12	2,5	62,5	15,9	3,93	3,9	16,04
S0b-H-N0-4	0 / 140	0,48	0,12	0	71,7	52,2	1,37	39,2	1,83
S0b-H-N1-5	0 / 140	0,48	0,12	1,25	80,3	36,2	2,22	23,1	3,47
S0b-H-N2-6	0 / 140	0,48	0,12	2,5	69,7	21,2	3,29	7,8	8,88
S1-H-N0-4	0 / 90	0,66	0,12	0	76,2	75,1	1,01	56,3	1,35
S1-H-N1-5	0 / 90	0,66	0,12	0,95	96,2	63,3	1,52	44,4	2,17
S1-H-N2-6	0 / 90	0,66	0,12	1,9	87	51,1	1,7	32,2	2,7
S2-H-N0-4	0 / 90	0,66	0,12	0	80,5	75,1	1,07	56,3	1,43
S2-H-N1-5	0 / 90	0,66	0,12	0,95	84	63,3	1,33	44,4	1,89
S2-H-N2-6	0 / 90	0,66	0,12	1,9	83,3	51,1	1,63	32,2	2,59
S3-H-N0-4	0 / 90	0,76	0,12	0	87,3	78,5	1,11	58,8	1,48
S3-H-N1-5	0 / 90	0,76	0,12	0,95	97,3	66,4	1,46	46,8	2,08
S3-H-N2-6	0 / 90	0,76	0,12	1,9	103,5	54,5	1,9	34,7	2,98
S4-H-N0-4	425/25	0,68	0,12	0	87,4(79,8)	77,5	1,03	58,1	1,37
S4-H-N1-5	425/25	0,68	0,12	0,73	81,5(78,5)	68,2	1,15	48,8	1,61
S4-H-N2-6	425/25	0,68	0,12	1,45	105,8(90,0)	58,9	1,53	39,5	2,28
S5-H-N0-4	425/50	0,43	0,12	0	78,2	48,9	1,6	36,7	2,13
S5-H-N1-5	425/50	0,43	0,12	0,8	82,7	38,7	2,14	26,5	3,12
S5-H-N2-6	425/50	0,43	0,12	1,6	74,3	28,5	2,61	16,2	4,58
S6-H-N0-4	50	0,83	0,12	0	125,7	91	1,38	68,2	1,84
S6-H-N1-5	50	0,83	0,12	0,8	107,8	80,8	1,33	58	1,86
S6-H-N2-6	50	0,83	0,12	1,6	109,5	70,4	1,56	47,7	2,3
S7-H-N0-4	280/70	0,37	0,12	0	67,7	41,1	1,65	30,8	2,2
S7-H-N1-5	280/70	0,37	0,12	0,87	77,1	29,9	2,58	19,6	3,93
S7-H-N2-6	280/70	0,37	0,12	1,74	79,8	18,7	4,27	8,4	9,45
Mittelwert $\mu$							1,84		3,35
Standardabweichung $s$							0,82		3,16
Variationskoeffizient $\nu$							0,45		0,94
5% - Quantil $p_{0,05}$							1,04		1,39

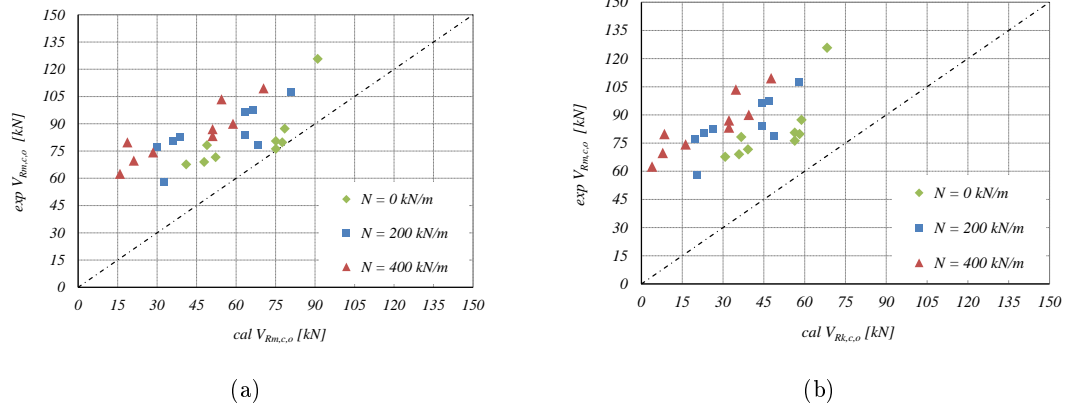


Abbildung 5.18: Modellunsicherheit für die Querkrafttragfähigkeit von Plattenstreifen mit integrierten Leitungen mit und ohne Längszugbeanspruchung für rechnerische Mittelwerte der Querkrafttragfähigkeit (a) und für charakteristische Werte der Querkrafttragfähigkeit (b).

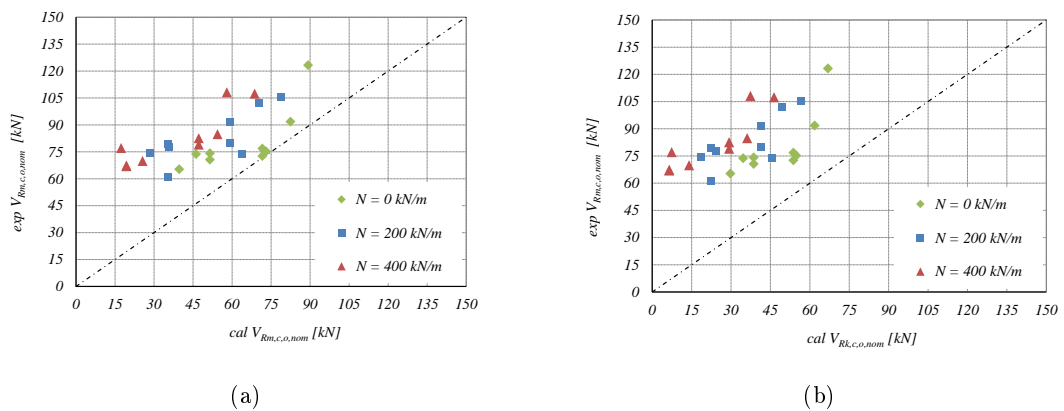


Abbildung 5.19: Modellunsicherheit für die Querkrafttragfähigkeit von Plattenstreifen mit integrierten Leitungen mit und ohne Längszugbeanspruchung für rechnerische Mittelwerte der normierten Querkrafttragfähigkeit (a) und für charakteristische Werte der normierten Querkrafttragfähigkeit (b).

Die Versuchsergebnisse lassen die Vermutung zu, dass ein nichtlinearer Zusammenhang zwischen Längszugspannung, Querschnittschwächung und Querkrafttragfähigkeit existiert. Nach einer differenzierten Betrachtung wird die Vermutung aufgestellt, dass mit zunehmender Querschnittschwächung und zunehmender Längszugspannung der ungünstige Einfluss auf die Querkrafttragfähigkeit zurückgeht. Des Weiteren wird vermutet, dass der konstante Vorfaktor  $k_1$  im Bemessungskonzept nach DIN EN 1992-1-1 kei-

ne geeignete Funktion zur Erfassung des bruchmechanischen Einflusses von Längszug auf die Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetondecken mit integrierten Hohlräumen ist. Diese Erkenntnis kann mit einer Visualisierung der Beziehung zwischen der Modellunsicherheit  $\gamma_{Mod}$  und dem Abminderungsfaktor  $k_o$  für den Einfluss der Traglastminderung durch Querschnittschwächung nach Abb. 5.20 veranschaulicht werden.

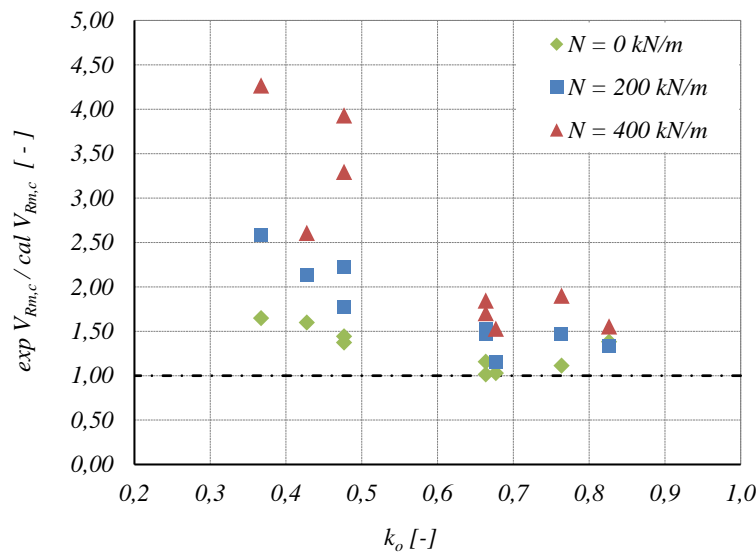


Abbildung 5.20: Beziehung zwischen der Modellunsicherheit der Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetondecken mit integrierten Leitungen und dem Abminderungsfaktor  $k_o$  mit und ohne Längszug.

Ungeachtet der erkennbaren Nichtlinearität werden die Vorfaktoren  $k_1$  analog zu den massiven Plattenstreifen nach Gl. (5.16) und (5.17) berechnet. Abweichend bezieht sich die Traglastminderung hier jedoch immer auf die normierte, experimentelle Querkrafttragfähigkeit des Plattenstreifens mit integrierten Leitungen ohne Längszug aus der jeweiligen Versuchsserie, da aufgrund der unterschiedlichen Hohlraumparameter kein allgemein gültiger Referenzwert für alle Versuchsserien existiert. Für Plattenstreifen mit integrierten Leitungen unter Längszug kann im Mittel kein ungünstiger Einfluss durch eine Längszugbeanspruchung abgeleitet werden, weil die Streuung der Versuchswerte aufgrund der vermeintlich nicht zutreffenden mechanischen Beschreibung im Bemessungskonzept zu groß ist. Die festgestellte Traglastminderung in den Versuchen ist insgesamt deutlich geringer als die rechnerische Traglastminderung nach DIN EN 1992-1-1. Trotzdem existieren einzelne Versuche, für die ein ungünstiger Einfluss einer Längszug-

beanspruchung festgestellt werden konnte. Entsprechend der Annahme, dass der Einfluss von Längszug auf die Querkrafttragfähigkeit mit zunehmender Querschnittsschwächung abnimmt, treten die größten Traglastminderungen auch entsprechend bei Versuchskörpern mit kleinen Leitungsdurchmessern  $d_o = 0,2 \cdot d$  auf, die aufgrund der geringen Querschnittsschwächung den massiven Versuchskörpern ähneln. Diese Feststellung bildet eine wichtige, theoretische Grundlage für einen konsistenten Übergang zwischen Bemessungsansätzen für Stahlbetondecken mit und ohne integrierte Hohlräume.

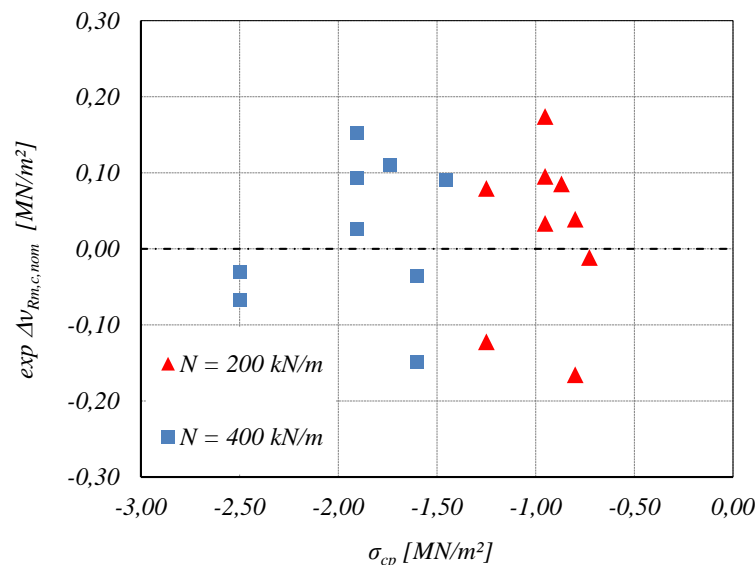


Abbildung 5.21: Beziehung zwischen experimenteller Differenz der Bruchschubspannung  $\Delta \nu_{Rm,c,nom}$  und dem Mittelwert der Längszugspannung  $\sigma_{cp}$  für die Versuche an Plattenstreifen mit integrierten Leitungen unter Längszug.

### 5.9.3 Stahlbetondecken mit integrierten Hohlkörpern

Die Versuche an Plattenstreifen mit integrierten Hohlkörpern haben gezeigt, dass der ungünstige Einfluss einer Längszugbeanspruchung auf die Querkrafttragfähigkeit im Vergleich zu Massivdecken mit zunehmender Querschnittsschwächung eindeutig zurückgeht. Die Längszugbeanspruchung hat bei Hohlkörperplattenstreifen vom Typ Cobiax Eco-Line zu einer geringfügigen Steigerung der Querkrafttragfähigkeit und bei Hohlkörperplattenstreifen vom Typ Cobiax Slim-Line zu einer geringfügigen Minderung der Querkrafttragfähigkeit geführt. Die Versuchsergebnisse der Hohlkörperplattenstreifen ohne Längszug liegen im Mittel näherungsweise 25% über dem Mittelwert der rech-

nerischen Querkrafttragfähigkeit. Damit entspricht die Querkrafttragfähigkeit in ihrer Größenordnung qualitativ den experimentellen und numerischen Ergebnissen der Untersuchungen zur Querkrafttragfähigkeit von Hohlkörperdecken vom Typ Cobiax in ALDEJOHANN 2008, ALBERT U. NITSCH 2008a, ALBERT U. NITSCH 2008b und ABRAMSKI U. NITSCH 2008. Erwartungsgemäß ist die Querkrafttragfähigkeit der Hohlkörperdecke vom Typ Cobiax Eco-Line geringfügig größer als die Querkrafttragfähigkeit der Hohlkörperdecke vom Typ Cobiax Slim-Line. Diese Tendenz entspricht ebenfalls den Erfahrungen aus vorangegangenen Querkraftversuchen an beiden Deckensystemen und steht im Einklang mit der größeren, relativen Betonverdrängung durch die ellipsoidförmigen Hohlkörper vom Typ Cobiax Slim-Line.

Eine Auswertung der Versuchsergebnisse zeigt, dass der rechnerische Ansatz zur Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit von Hohlkörperdecken unter Längszug mit einer linearen Abminderungsfunktion nach Gl. (5.14) keine realitätsnahen Ergebnisse liefert. Im Vergleich zu Plattenstreifen mit integrierten Leitungen ist die rechnerische Abminderung, die sich aufgrund der hohen Längszugspannung in dem erheblich reduzierten Betonquerschnitt in Hohlkörperachse ergibt, deutlich größer. Daher tendiert der charakteristische Wert der rechnerischen Querkrafttragfähigkeit von Hohlkörperdecken näherungsweise ab einer Längszugbeanspruchung in Höhe der zentrischen Zugfestigkeit ( $\sigma_{cp} = 1,0 \cdot f_{ctm}$ ) gegen Null. Das bestehende Konzept nach den Zulassungen COBIAx ECO-LINE, COBIAx SLIM-LINE und UNIDOME XS liefert für eine kombinierte Beanspruchung aus Querlast und Längszug realitätsferne und unwirtschaftliche Ergebnisse, weil die experimentell bestimmten Traglasten in dem Bemessungsmodell deutlich unterschätzt werden.

Tabelle 5.12: Modellunsicherheiten für die Querkrafttragfähigkeit von Plattenstreifen aus Stahlbeton mit integrierten Hohlkörpern der Firma Cobiax unter Längszugbeanspruchung.

Versuchskörper	Öffnungsgeometrie	Abminderungsfaktor	Vorfaktor für Längszugspannung	Längszugspannung	experimentelle Querkrafttragfähigkeit	Mittelwert der rechnerischen Querkrafttragfähigkeit $C_{Rm,c} = 0,20$	Modellunsicherheit	charakteristischer Wert der rechnerischen Querkrafttragfähigkeit $C_{Rk,c} = 0,15$	Modellunsicherheit
V-Q- [-]	$d_o/b_o$ [mm]	$k_o/f$ [-]	$k_1$ [-]	$\sigma_{cp}$ [MN/m <sup>2</sup> ]	$exp V_{Rm,c}$ [kN]	$cal V_{Rm,c}$ [kN]	$\gamma_{Mod,m}$ [-]	$cal V_{Rk,c}$ [kN]	$\gamma_{Mod,k}$ [-]
S8-H-N0-4	E-180	0,5	0,12	0	63,8	50,5	1,26	37,9	1,68
S8-H-N1-5	E-180	0,5	0,12	1,16	66,2	33,2	1,99	21,2	3,12
S8-H-N2-6	E-180	0,5	0,12	2,32	73,9	18,8	3,94	6,7	11,11
S9-H-N0-4	S-180	0,5	0,12	0	100,0	80,9	1,24	60,7	1,65
S9-H-N1-5	S-180	0,5	0,12	1,28	98,3	50,2	1,96	30,4	3,23
S9-H-N2-6	S-180	0,5	0,12	2,57	93,1	21,3	4,36	1,6	58,98
Mittelwert $\mu$							1,84		3,35
Standardabweichung $s$							0,82		3,16
Variationskoeffizient $\nu$							0,45		0,94
5% - Quantil $p_{0,05}$							1,04		1,39

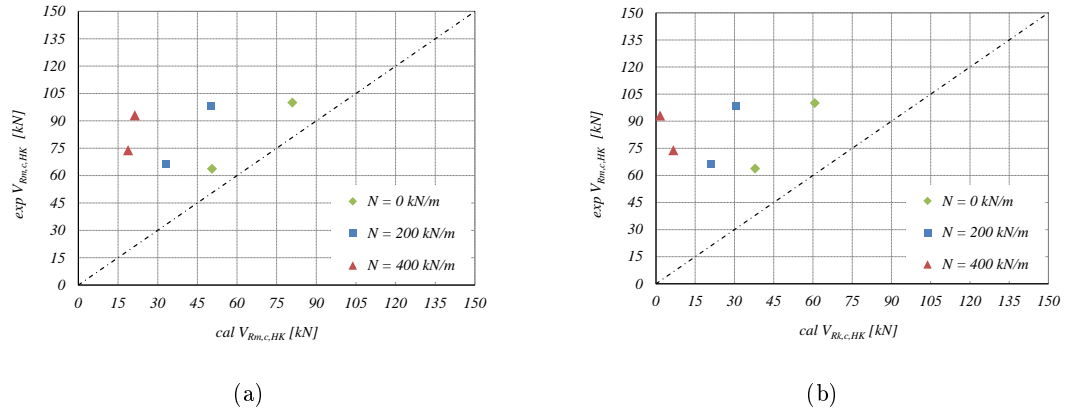


Abbildung 5.22: Modellunsicherheit für die Querkrafttragfähigkeit von Plattenstreifen mit integrierten Hohlkörpern mit und ohne Längszugbeanspruchung für rechnerische Mittelwerte der Querkrafttragfähigkeit (a) und für charakteristische Werte der Querkrafttragfähigkeit (b).

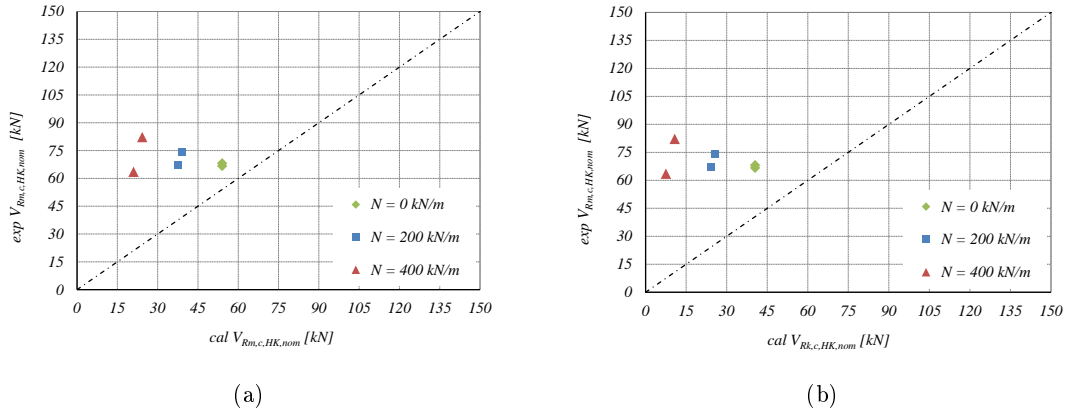


Abbildung 5.23: Modellunsicherheit für die Querkrafttragfähigkeit von Plattenstreifen mit integrierten Hohlkörpern mit und ohne Längszugbeanspruchung für rechnerische Mittelwerte der normierten Querkrafttragfähigkeit (a) und für charakteristische Werte der normierten Querkrafttragfähigkeit (b).

Die Vorfaktoren  $k_1$  werden analog zu den massiven Plattenstreifen nach Gl. (5.16) und (5.17) berechnet. Abweichend bezieht sich die Traglastminderung hier jedoch immer auf die normierte, experimentelle Querkrafttragfähigkeit des Plattenstreifens mit integrierten Hohlkörpern ohne Längszug aus der jeweiligen Versuchsserie, da aufgrund der eingebauten Hohlkörper kein allgemein gültiger Referenzwert für alle Versuchs-

rien existiert. Für Plattenstreifen mit integrierten Hohlkörpern unter Längszug ist im Mittel kein ungünstiger Einfluss durch eine Längszugbeanspruchung festzustellen. Die Traglastreduktion infolge Längszug wird analog zu Stahlbetondecken mit integrierten Leitungen durch einen konstanten Vorfaktor deutlich überschätzt. Allerdings könnte aufgrund der systemeigenen, relativ großen Querschnittschwächung der Hohlkörperdecken ein abweichender, konstanter Vorfaktor  $k_1$  mathematisch grundsätzlich vertreten werden.

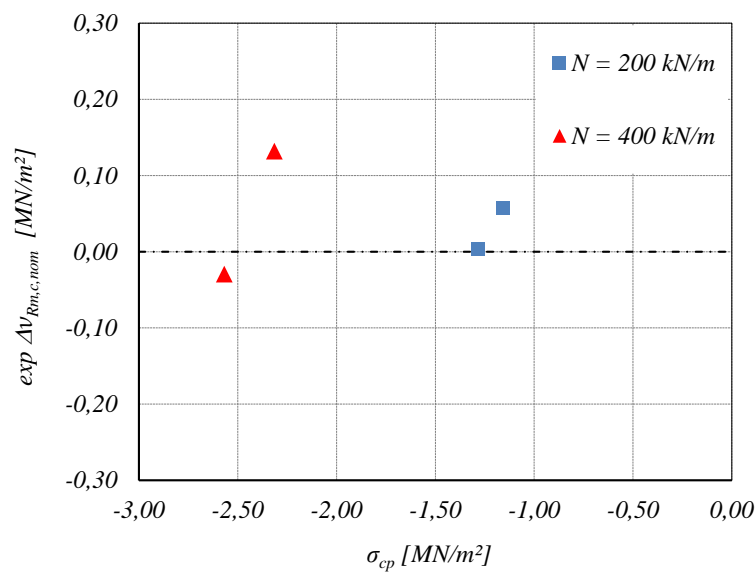


Abbildung 5.24: Beziehung zwischen experimenteller Differenz der Bruchschubspannung  $\Delta\nu_{Rm,c,nom}$  und dem Mittelwert der Längszugspannung  $\sigma_{cp}$  für die Versuche an Plattenstreifen mit integrierten Hohlkörpern unter Längszug.



## 6 Simulationen

In einem zweiten Teil des Forschungsprojektes wurde in Ergänzung zum Versuchsprogramm zur Untersuchung der Querkrafttragfähigkeit von nicht querkraftbewehrten Stahlbetondecken mit integrierten Hohlräumen unter Längszug eine numerische Parameterstudie an Finite-Elemente-Modellen durchgeführt. In der Parameterstudie konnten die im Versuchsprogramm gewonnenen Erkenntnisse reproduziert und eine größere Datenbasis zur Auswertung der Problemstellung aufgebaut werden. Das Rechenmodell zur Beschreibung des Querkraftproblems wurde vor Durchführung der Parameterstudie an Versuchen aus der Schubdatenbank nach DAFSTB HEFT 597 validiert.

### 6.1 Allgemeines

Für die Berechnung der Querkrafttragfähigkeit von nicht querkraftbewehrten Stahlbetonbauteilen existiert kein analytisches Rechenverfahren, mit dem eine kombinierte Beanspruchung aus Quer- und Längslast und darüber hinaus eine Kombination mit integrierten Hohlräumen theoretisch bestimmt werden kann. Theoretische Näherungsverfahren für diese Problemstellung sind numerische Verfahren, die aufgrund der Komplexität ausschließlich computergestützt durchgeführt werden können. Die meisten strukturellen Probleme der Festigkeitslehre können mit der Finite-Elemente-Methode (FEM) näherungsweise beschrieben werden, sofern realitätsnahe Materialgesetze und Randbedingungen in einem funktionierenden Rechenmodell formuliert sind.

Die FEM zerlegt die Gesamtstruktur in einzelne, diskrete Elemente, die an den Elementrändern über Elementknoten miteinander verbunden sind und an diesen Stellen identische Kraft- und Weggrößen besitzen. Die Eigenschaften und Randbedingungen für die Elemente werden problem- und dimensionsabhängig definiert. Eine Näherungslösung ist ein hinreichend genauer Gleichgewichtszustand zwischen äußeren Kräften und inneren Knotenkräften in einem Belastungsschritt. Eine Lösung wird akzeptiert, wenn für ein oder mehrere Konvergenzkriterien eine definierte Konvergenzgenauigkeit erreicht ist. Diese Lösungen beinhalten alle berechneten Informationen in den Integrationspunkten der einzelnen Elemente wie Dehnungen und Spannungen, die über eine grafische Schnittstelle an der untersuchten Geometrie visualisiert werden können. Die Simulationen wurden mit dem Programm DIANA 2014 (DIplacement ANALyzer) durchgeführt. Das Programm ist ein nicht fachspezifisches Finite-Elemente-Programm, mit dem geometrisch und physikalisch nichtlineare Berechnungen an zwei- und dreidimensionalen

Strukturen durchgeführt werden können.

Die bruchmechanischen Vorgänge im Beton sind nichtlinear, so dass eine realitätsnahe Formulierung der Entfestigung selbst und die realitätsnahe Beschreibung aller beeinflussenden Randbedingungen im Schädigungsmodell komplex sind. Wie im Abschnitt 4.1.2 erläutert ist die Entfestigung von Beton bei Rissbildung mit geringer Längenänderung verbunden und somit im Vergleich zu plastizierenden Werkstoffen durch ein sprödes Verhalten charakterisiert. Zusätzlich liefert die Heterogenität des Betons, die aufgrund der Zusammensetzung herstellungsbedingt gegeben ist, eine Streuung der Eigenschaften im Bauteil, die eine identische Abbildung der gerissenen Struktur im Modell unmöglich macht. Bei der Beschreibung des Querkraftversagens von nicht querkraftbewehrten Stahlbetonbauteilen ist dieses Problem besonders relevant, weil hier die Zugtragwirkung des Betons unmittelbar Einfluss auf die Rissbildung und den Rissverlauf hat und damit insgesamt die Querkrafttragfähigkeit beeinflusst. Auch aus diesem Grund basiert das genormte Bemessungsverfahren nach DIN EN 1992-1-1 zwar auf einer mechanischen Grundlage, wurde jedoch mit empirisch ermittelten, konstanten Vorfaktoren kalibriert.

## 6.2 Finite Elemente

### 6.2.1 Strukturelemente

Für die numerischen Berechnungen wurden unterschiedliche FE-Modelle eingesetzt. Ein wesentlicher Unterschied besteht zwischen den zweidimensionalen Modellen zur Berechnung der Querkrafttragfähigkeit von Plattenstreifen aus Stahlbeton mit und ohne integrierte Leitungen und den dreidimensionalen Modellen zur Berechnung der Querkrafttragfähigkeit von Hohlkörperdecken. Im Versuch waren alle Plattenstreifen ohne Querdehnungsbehinderung eingebaut, so dass sich aufgrund der Lagerungsbedingungen keine mehraxialen Spannungszustände einstellen konnten. Im Hinblick auf die innere Struktur einer Hohlkörperdecke, bei der die Betonquerschnitte gleichmäßig variieren, entstehen jedoch räumliche Spannungszustände unabhängig von den Lagerungsbedingungen. Für die Hohlkörperdecken existiert kein äquivalenter Deckenquerschnitt, für den in einem zweidimensionalen Modell die räumlichen Spannungszustände zutreffend erfasst werden können. Daher muss für Hohlkörperdecken ein Modell aus Volumenelementen eingesetzt werden. Die Plattenstreifen mit und ohne integrierte Leitungen können hingegen in einem zweidimensionalen Modell grundsätzlich mit Scheibenelementen abgebildet werden, wodurch der Rechenaufwand möglichst gering gehalten wird. Dabei bildet das Modell nur einen idealisierten Streifen des gesamten Plattenstreifens ab, damit die Theorie des ebenen Spannungszustandes gilt.

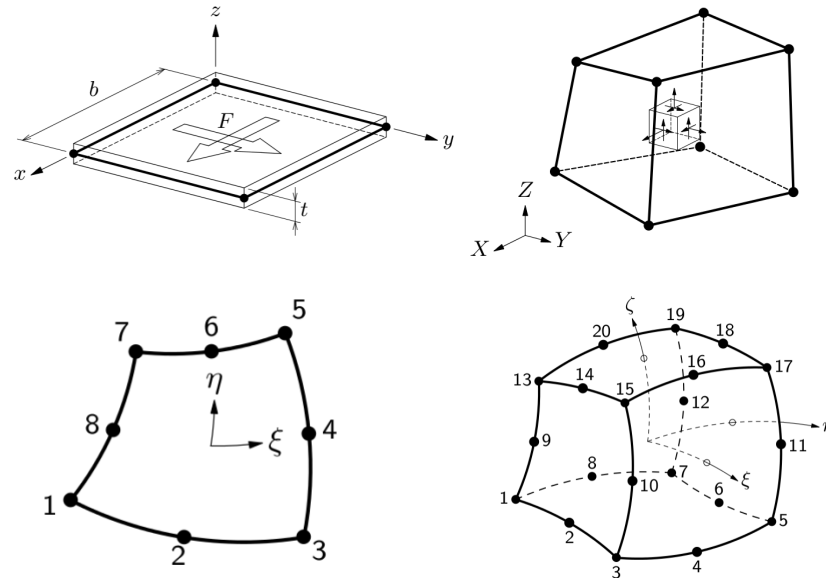


Abbildung 6.1: Scheibenelement allgemein (links oben), Volumenelement allgemein (rechts oben), 8-Knoten-Scheibenelement CQ16M (links unten) und 20-Knoten-Volumenelement (rechts unten) aus DIANA 2014.

Für nichtlineare Berechnungen mit der FEM werden Elemente mit quadratischen Ansatzfunktionen verwendet, um das Problem einer ungewollten Schubversteifung in Elementen zu vermeiden. Die Ansatzfunktionen werden für Formbildung und Verschiebung gleichermaßen verwendet, die Elemente sind also isoparametrisch. Die Schubversteifung<sup>1</sup> kann bei der Integration von biegebeanspruchten Elementen mit linearen Ansatzfunktionen auftreten, also bei der geraden Verbindung von Elementeckknoten, und zu einem ungewollt schubsteifen Modellverhalten führen. Im Resultat führt das Problem zur Erhöhung der Gesamtsteifigkeit des Systems, die sich auf die Spannungszustände und somit auf die Verformungs- und Traglastberechnung auswirkt. Bei geringer Ausprägung kann eine Identifizierung des Problems nicht grundsätzlich erwartet werden. Die Elementkanten der verwendeten zweidimensionalen Elemente CQ16M und der dreidimensionalen Elemente CHX60 nach Abb. 6.1 besitzen einen Zwischenknoten und eine zugehörige quadratische Ansatzfunktion. Als Volumenelemente stehen neben den quaderförmigen Elementen auch tetraederförmige Elemente zur Verfügung, mit denen automatisierte Netzgenerierungen möglich sind. Nachteilig wirkt sich die Automatisie-

<sup>1</sup>shear locking

rung durch die Generierung von schlanken Tetraedern in komplexen Geometrien aus, wie sie bei der Hohlkörperdecke anzutreffen sind. Die eingeschlossenen Winkel zwischen den Elementkanten sind im Übergang zu den Hohlräumen häufig derart klein, dass bei der Berechnung Konvergenzprobleme auftreten können und sich an diesen Knoten Singularitäten bilden. Gegenüber einer automatisierten Vernetzung mit tetraederförmigen Elementen ist der Aufwand bei der Vorbereitung der geometrischen Struktur für eine Vernetzung mit quaderförmigen Elementen ungleich größer, da die Knotenanzahl von gegenüberliegenden Kanten in einem Körper stets identisch sein muss. In vergleichenden Berechnungen konnte häufig ein biege- und schubversteifender Einfluss durch die tetraederförmigen Elemente festgestellt werden, so dass in den Modellen ausschließlich rechteckige bzw. quaderförmige Elemente eingesetzt werden.

### 6.2.2 Bewehrungselemente

Für die Abbildung der eingelegten Bewehrung in einem Stahlbetonbauteil stehen unterschiedliche Methoden zur Verfügung. Die Bewehrung kann über diskrete Bewehrungselemente als Teil der Modellstruktur oder nicht diskret über die Einbettung in bestehende Strukturelemente erfasst werden. Grundsätzlich lassen sich folgende Elementtypen unterscheiden:

- Stabelemente<sup>2</sup>
- Balkenelemente<sup>3</sup>
- Scheibenelemente<sup>4</sup>
- Volumenelemente<sup>5</sup>

In den überwiegenden Fällen werden Stab- und Balkenelemente in die Strukturelemente eingebettet.<sup>6</sup> Dadurch kann die Bewehrung relativ unabhängig von der Elementierung, mit Ausnahme von Elementkanten und -knoten, als zusammenhängender Stababschnitt eingelegt werden. In dreidimensionalen Modellen bietet sich zusätzlich die Möglichkeit, die Bewehrung anstelle von einzelnen Stäben durch ein Bewehrungsnetz mit einer äqui-

---

<sup>2</sup>truss elements

<sup>3</sup>beam elements

<sup>4</sup>plane elements

<sup>5</sup>solid elements

<sup>6</sup>embedded reinforcements

valenten Dicke abzubilden. Die erforderlichen Integrationspunkte im Element und die Lagepunkte auf den Elementkanten werden anhand des Stab- oder Netzverlaufes automatisch bestimmt, wodurch sich eine elementweise Definition vermeiden lässt. Zur Berechnung werden die geometrischen und physikalischen Eigenschaften des Elementes und des Bewehrungsstabes miteinander verrechnet, so dass der Bewehrungsstab nicht diskret in den Strukturelementen verbleibt, sondern die zugversteifende Wirkung des Betons in den Strukturelementen unter Annahme idealer Verbundbedingungen in das Materialgesetz der Bewehrung implementiert wird.<sup>7</sup> Für die in Strukturelemente eingebetteten Bewehrungsstäbe entstehen Spannungs-Dehnungs-Beziehungen für den Betonstahl, die denen nach DAFSTB HEFT 600, MODEL CODE 1990 und MODEL CODE 2010 qualitativ gleichen.

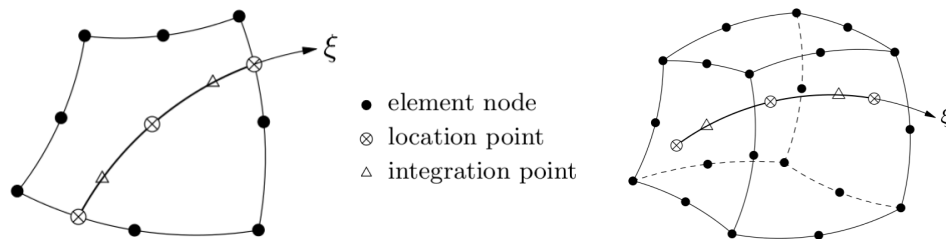


Abbildung 6.2: Topologie eines sektionalen, eingebetteten Bewehrungsstabes in einem Scheibenelement (links) und in einem Volumenelement (rechts) aus DIANA 2014.

### 6.2.3 Schnittstellenelemente

In einem Stahlbetonbauteil wird die Kraftübertragung zwischen Bewehrung und Beton durch den Verbund beider Werkstoffe ermöglicht. Die Verbundeigenschaften sind einerseits material- und formabhängig und andererseits spannungsabhängig. Der Verbund wird im Allgemeinen über eine Beziehung zwischen der Verbundspannung  $\tau(x)$  und dem dazugehörigen Schlupf der Bewehrung  $s(x)$  erfasst. Der Verbund zwischen Bewehrung und Beton steht unter Längsdehnung mit dem Schlupf anfänglich in einem linearen Zusammenhang. Für die Simulation des Querkraftversagens von Stahlbetonbauteilen mit entsprechend hohem Längsbewehrungsgrad und moderaten Längsdehnungen ist in der Regel nur dieser Bereich relevant. In diesen Fällen ist die Formulierung von nichtlinearen Verbundeigenschaften nicht erforderlich, so dass mit der Annahme eines idealen

<sup>7</sup>tension stiffening

Verbundes zwischen Bewehrung und Beton realitätsnahe Berechnungsergebnisse erzielt werden können. In anderen Fällen mit hohen Längsdehnungen, die sich beispielsweise in Bauteilen mit relativ geringem Bewehrungsgrad oder in Bauteilen unter Längszug einstellen können, kann das nichtlineare Verbundverhalten nicht ohne eine vorgelagerte Untersuchung vernachlässigt werden. In einem FE-Modell kann die Beziehung zwischen Strukturelementen, hier beispielsweise die Verbundbeziehung in normaler und tangentialer Richtung, über Schnittstellenelemente<sup>8</sup> beschrieben werden.

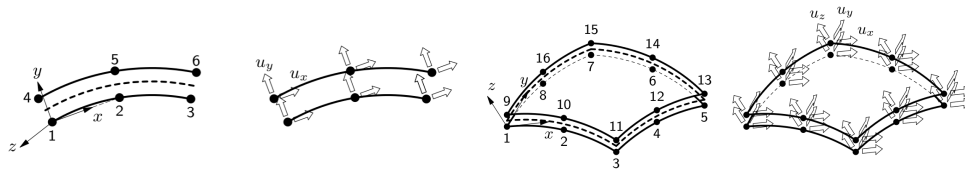


Abbildung 6.3: Topologie der Schnittstellenelemente. Ebenes Interface-Element CL12I (links) und räumliches Interface-Element CQ48I (rechts) aus DIANA 2014.

<sup>8</sup>interface elements

## 6.3 Materialmodelle

### 6.3.1 Allgemeines

Zur realitätsnahen Abbildung des Tragverhaltens von Stahlbeton müssen geeignete, nichtlineare Materialmodelle eingesetzt werden. Besondere Bedeutung hat bei der Querkrafttragfähigkeit von nicht querkraftbewehrten Bauteilen das Nachbruchverhalten nach Rissbildung. Die realitätsnahe Beschreibung der Rissbildung und der damit verbundenen Steifigkeitsverluste bei kleiner, lokaler Längenänderung sind die wesentlichen Problemstellungen bei der numerischen Simulation des Querkraftproblems. Die Materialmodelle müssen darüber hinaus mit Funktionen erweitert werden, mit denen Festigkeitseinflüsse aus mehraxialen Spannungszuständen zutreffend erfasst werden können.

### 6.3.2 Rissmodell

Ein bekanntes Rissmodell für die wirklichkeitsnahe Modellierung von Beton unter Last ist das „Total Strain Crack Model“, das auf der „Modified Compression Field Theory“ zur Beschreibung des nichtlinearen Materialverhaltens von Betonscheiben unter Druck-, Zug- und Schubbeanspruchung nach VECCHIO U. COLLINS 1976 basiert. Die dreidimensionale Erweiterung für dieses Modell basiert auf den Formulierungen in SELBY U. VECCHIO 1993. Das grundlegende Konzept des Rissmodells ist die Beschreibung von diskreten Rissen als lokal begrenzte Dehnungsänderung. Ein Riss mit einer bestimmten Rissweite wird daher als Dehnung einer endlichen Abschnittsbreite, dem sogenannten Rissband, erfasst. Die Rissbandtheorie geht auf die grundlegenden Arbeiten von BAZANT U. OH 1983 zurück, in denen erstmalig eine Rissbildung über Dehnungen mit der FEM beschrieben werden konnte. Die Beschreibung der Rissöffnung als Dehnung wird auch als „verschmierte Rissbildung“ bezeichnet. Für alle Modelle mit verschmierter Rissbildung<sup>9</sup> gilt die Beziehung nach Gl. (6.1).

$$w_c = \epsilon_c \cdot h \tag{6.1}$$

---

<sup>9</sup>Smeared Crack Models



Dabei ist

$w_c$  = die tatsächliche Rissweite in mm

$\epsilon_c$  = die Betondehnung des Rissbandes in mm/m

$h$  = die Rissbandbreite in mm

Die Definition des Rissbandes selbst hat ihren Ursprung in der Beschreibung der Rissvorgänge unterschiedlicher Materialien im Hinblick auf Maßstabeffekte in der nichtlinearen Bruchmechanik. Im direkten Vergleich zwischen zugbelasteten Stahl- und Betonquerschnitten konzentriert sich die Nichtlinearität im Stahlgefüge auf einen geometrisch relativ kleinen Bereich, während sich eine Nichtlinearität im Betongefüge über einen relativ großen Bereich, die Bruchprozesszone, erstreckt. In einem Betonquerschnitt entsteht demnach immer ein geschädigter Bereich aus Mikro- und Makrorissen, die sich über ein Rissband erstrecken. Die Rissbandbreite in einem FE-Modell ist immer abhängig von dem Abstand der Integrationspunkte und von der Anzahl der gerissenen Elemente orthogonal zur Rissrichtung, auch wenn die Rissbandbreite netzunabhängig festgelegt wird. Diese Abhängigkeit ist sehr bedeutend und muss in den Berechnungen netzabhängig untersucht und hinterfragt werden.

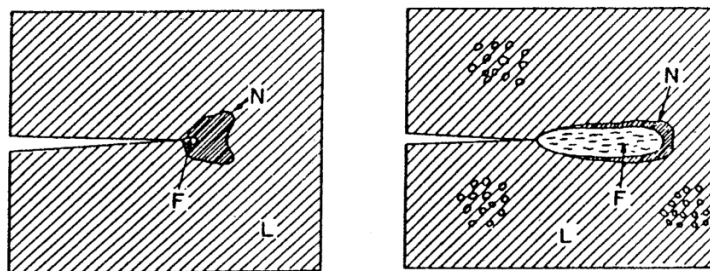


Abbildung 6.4: Relative Größendarstellung der Bruchprozesszonen in Keilspaltversuchen für den Werkstoff Stahl (links) und den Baustoff Beton (rechts) aus BAZANT U. OH 1983.

Das „Total Strain Crack Model“ in DIANA 2014 kann mit fester Rissrichtung<sup>10</sup> oder mit

<sup>10</sup>fixed crack model

rotierender Rissrichtung<sup>11</sup> eingesetzt werden. Nach Rissbildung im Beton sind die sich verzahnenden Rissufer bis zu einer Grenzrissöffnung grundsätzlich in der Lage, in tangentialer Richtung Schubspannungen zu übertragen. Voraussetzung dafür ist, dass ein gegenseitiger Versatz der Rissufer eintritt. In biegebeanspruchten Stahlbetonbauteilen tritt eine Rissuferverschiebung bei lotrechten Biegerissen nahezu nicht auf. Bei einem gekrümmten Schubriss mit entsprechender Risskinematik im Schubfeld ist eine Rissuferverschiebung jedoch von Bedeutung. Das grundlegende Modell zur Rissuferverzahnung in Betonstrukturen wurde in WALRAVEN 1980 entwickelt. Für die verschmierten Rissmodelle existieren vielzählige Ersatzmodelle zur Erfassung der Schubsteifigkeit im gerissenen Zustand. Werden im „Fixed Crack Model“ Schubspannungen im Riss funktionsabhängig aufgebaut, verändert sich die Orientierung der Hauptspannungen zur ursprünglichen Orientierung bei Rissbildung. Durch diesen Mechanismus können in der Theorie gekrümmte Rissverläufe entstehen. Das „Rotated Crack Model“ bietet tangential zum Riss keine Schubsteifigkeit nach Rissbildung, dafür können die Risse in Abhängigkeit des Spannungszustandes ihre Neigung ändern und grundsätzlich einen vergleichbaren Hauptspannungszustand wie im „Fixed Crack Model“ beschreiben. In Abhängigkeit der Funktion zur Erfassung der Rissuferverzahnung können die Berechnungen mit beiden Modellen ähnliche Ergebnisse erzielen. In den meisten Fällen unterscheiden sich die Ergebnisse jedoch, wobei die Gesamtsteifigkeit des „Fixed Crack Models“ in der Tendenz realitätsnäher ist, der Rissverlauf aber durch das „Rotated Crack Model“ zutreffender erfasst wird. In dieser Arbeit werden die Rissmodelle miteinander verknüpft und gemeinsam in einem FE-Modell in unterschiedlichen Bauteilbereichen eingesetzt.

### 6.3.3 Beton unter Druckbeanspruchung

Beton unter einaxialer Druckbeanspruchung kann mit diversen Materialmodellen beschrieben werden. In den numerischen Berechnungen wird das Materialgesetz nach THORENFELDT U. A. 1987 verwendet, welches ursprünglich für hochfeste Betone entwickelt wurde. Wie in Abb. 6.5 dargestellt liefert das Materialmodell für normalfeste Betone vergleichbare Werte wie das Materialmodell für nichtlineare Schnittgrößenermittlungen und Verformungsberechnungen nach DIN EN 1992-1-1.

---

<sup>11</sup>rotated crack model

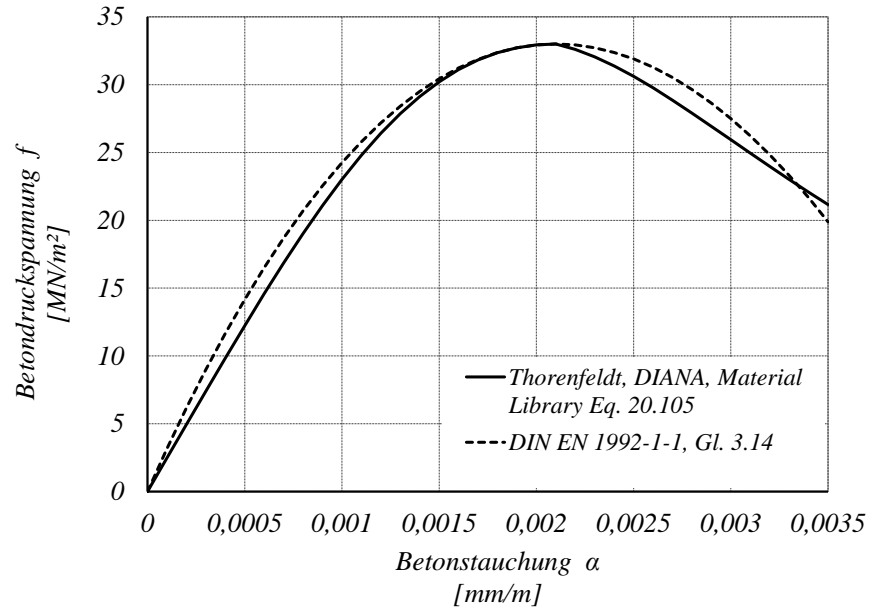


Abbildung 6.5: Spannungs-Dehnungs-Beziehungen für einaxial druckbeanspruchte Würfel- und Zylinder aus Normalbeton C25/30 nach THORENFELDT U. A. 1987 und DIN EN 1992-1-1.

$$f = -f_p \cdot \frac{\alpha}{\alpha_p} \cdot \left( \frac{n}{n - \left(1 - \left(\frac{\alpha}{\alpha_p}\right)^{nk}\right)} \right) \quad (6.2)$$

Dabei ist

$f$  = Betondruckspannung in  $MN/m^2$

$f_p$  = Betondruckfestigkeit in  $MN/m^2$

$$n = 0,80 + \frac{f_p}{17}$$

$$\begin{cases} 1 & \text{für } \alpha_p < \alpha < 0 \\ 0,67 + \frac{f_p}{62} & \text{für } \alpha \leq \alpha_p \end{cases}$$

Bei der Verwendung der nichtlinearen Spannungs-Dehnungs-Beziehung nach THORENFELDT U. A. 1987 in den numerischen Berechnungen ist zu beachten, dass Prüfwerte der

Betondruckfestigkeit, die an würfel- oder zylinderförmigen Proben bestimmt wurden, aufgrund der Festhaltungen in der Prüfeinrichtung nicht der einaxialen Druckfestigkeit entsprechen. In REINECK 1999 und DAFSTB HEFT 597 ist eindeutig dargelegt, dass die einaxiale Prismendruckfestigkeit von der Zylinderdruckfestigkeit zu unterscheiden ist. Der Beiwert  $\alpha_{cc}$  nach DIN EN 1992-1-1 zur Berücksichtigung von Langzeitauswirkungen auf die Betondruckfestigkeit beinhaltet neben dem Langzeiteinfluss auch die Umrechnung der Zylinderdruckfestigkeit auf die einaxiale Druckfestigkeit.

$$f_{1ck} = 0,95 \cdot f_{ck,zyl} \quad (6.3)$$

Dabei ist

$f_{1ck}$  = die einaxiale Druckfestigkeit eines schlanken Betonprismas in  $MN/m^2$

$f_{ck,zyl}$  = die Druckfestigkeit eines Betonzylinders in  $MN/m^2$

$$\alpha_{cc} = \alpha_{cc,1} \cdot \alpha_{cc,2} \quad (6.4)$$

Dabei ist

$\alpha_{cc} = 0,85$  der Beiwert zur Berücksichtigung von Langzeitauswirkungen nach DIN EN 1992-1-1

$\alpha_{cc,1} = 0,95$  der Beiwert zur Umrechnung der Zylinderdruckfestigkeit in die einaxiale Prismendruckfestigkeit

$\alpha_{cc,2} = 0,90$  der Beiwert zur Berücksichtigung von Langzeitauswirkungen auf die Betondruckfestigkeit

Für die Umrechnung zwischen Würfel- und Zylinderdruckfestigkeiten wird folgende Beziehung in Anlehnung an ALBRECHT 2014 verwendet:

$$f_{cm,zyl} = (0,7953 + 0,0003 \cdot f_{cm,cube}) \cdot f_{cm,cube} \quad (6.5)$$

Eine im Ergebnis ähnliche Formulierung wurde in DAFSTB HEFT 597 verwendet:

$$f_{cm,zyl} = \frac{0,75}{0,95} \cdot f_{cm,cube} \approx 0,789 \cdot f_{cm,cube} \quad (6.6)$$

Dabei ist

$f_{cm,zyl}$  = Mittelwert der Druckfestigkeit eines Betonzylinders  $D = 150$  mm in  $MN/m^2$

$f_{ck,zyl}$  = Mittelwert der Druckfestigkeit eines Betonwürfels  $a = 150$  mm in  $MN/m^2$

Das Betontragverhalten unter mehraxialer Belastung wird über additive Funktionen berücksichtigt. In KUPFER U. GERSTLE 1973 und GERSTLE 1981a wurde eine Steigerung der Druckfestigkeit unter zweiachsender Druckbeanspruchung festgestellt und eine entsprechende Formulierung vorgeschlagen. Dieser Effekt ist nach GERSTLE 1981b bei dreiachsender Beanspruchung im quasi-hydrostatischen, dreiachsenden Druckzustand noch stärker ausgeprägt. Im „Total Strain Model“ wird die Steigerung der Druckfestigkeit von Beton unter mehraxialer Belastung durch ein vierparametrisches Schädigungsmodell<sup>12</sup> beschrieben, bei dem die Druckfestigkeit in Abhängigkeit der äußeren Halterung angepasst wird.

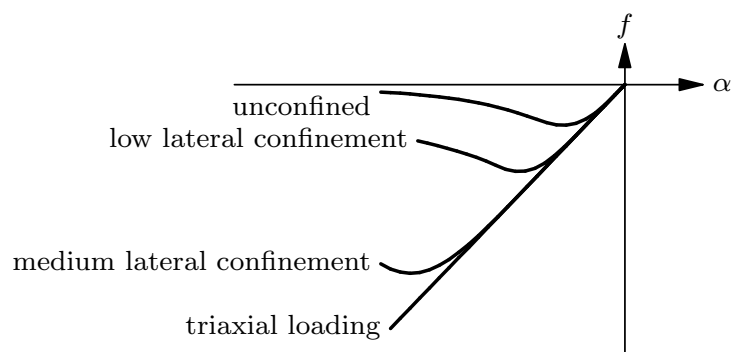


Abbildung 6.6: Funktion zur Steigerung der Druckfestigkeit in Abhängigkeit der äußeren Festhaltung aus DIANA 2014.

<sup>12</sup>Hsieh-Ting-Chen-Kriterium

Zugspannungen senkrecht zur Ebene der Druckspannungen führen umgekehrt zu einer Verringerung der Druckfestigkeit. Die vorhandenen, äußeren Zugspannungen verringern den Traganteil der noch aufnehmbaren Zugspannungen infolge Querdehnung senkrecht zur Druckspannungsrichtung. Im „Total Strain Model“ wird dieser Effekt durch ein Modell von VECCHIO U. COLLINS 1993 berücksichtigt, das an einer Vielzahl von Versuchen kalibriert wurde. Über den Faktor  $\beta_{\sigma_{cr}}$  wird die Spannungs-Dehnungs-Kurve nach Gl. (6.7) modifiziert.

$$\beta_{\sigma_{cr}} = \frac{1}{1 + K_c} \leq 1 \quad (6.7)$$

Dabei ist

$$K_c = 0,27 \cdot \left( -\frac{\alpha_{lat}}{\epsilon_0} - 0,37 \right)$$

$$\alpha_{lat} = \sqrt{\alpha_{l,1}^2 + \alpha_{l,2}^2}$$

mit

$\epsilon_0$  = Dehnung bei Erreichen der einaxialen Druckfestigkeit in  $mm/m$

$\alpha_{lat}$  = Dehnung in Richtung der Zugbeanspruchung orthogonal zur Druckbeanspruchung in  $mm/m$

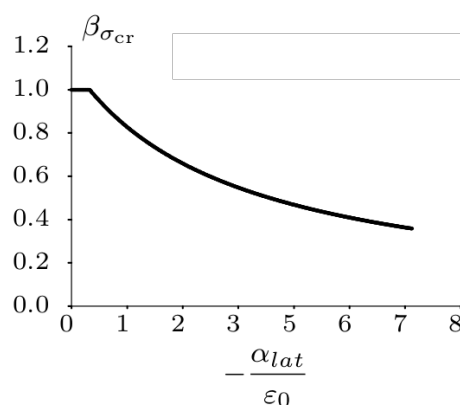


Abbildung 6.7: Funktion zur Abminderung der Druckfestigkeit gerissener Betonquerschnitte unter gleichzeitiger Beanspruchung aus Druck und Zug aus VECCHIO U. COLLINS 1993.

Einhergehend mit dem Grad der Risschädigung eines Betonquerschnitts unter Zugbeanspruchung wird die Volumentreue eines elastischen Körpers unter einaxialer Belastung aufgelöst. Eine Zugbeanspruchung orthogonal zum Rissverlauf verursacht keine oder eine nur geringe Querkontraktion in Rissrichtung. Dieser Effekt wurde in SELBY U. VECCHIO 1993 experimentell festgestellt und eine passende Formulierung für den dreidimensionalen Dehnungsvektor abgeleitet. Für ein gerissenes Element werden im „Total Strain Model“ die Elastizitätsmoduln, die Schubmoduln und die Querdehnzahlen in der Steifigkeitsmatrix entsprechend reduziert.

#### **6.3.4 Beton unter Zugbeanspruchung**

Das Spannungs-Dehnungs-Verhalten von Beton unter Zug zeigt bis zum Erreichen der Zugfestigkeit einen nahezu linearen Verlauf. Beim Erreichen der Zugfestigkeit entsteht ein Trennriss im Querschnitt, der eine nichtlineare Entfestigung mit zunehmender Rissöffnung einleitet. Die Energie, die aufgebracht werden muss, um die Rissufer vollständig voneinander zu trennen, wird als Bruchenergie bezeichnet. Mathematisch ist die Bruchenergie das Integral der Spannungs-Rissöffnungs-Beziehung von der Rissentstehung bei Erreichen der Zugfestigkeit bis zur vollständigen Trennung, bei der über die Rissflanken keine Zugspannungen mehr übertragen werden können. Dieses Tragverhalten kann ohne weitere Effekte ausschließlich in zentrischen Zugversuchen ermittelt werden. In anderen Versuchsanordnungen treten nicht konstante Zugspannungsverläufe über den Querschnitt auf, die wiederum maßstabhängig sind und somit die Ergebnisse unterschiedlich beeinflussen. Daher kann die zentrische Zugfestigkeit beispielsweise mit guter Übereinstimmung nach DIN EN 1992-1-1 aus der Spaltzugfestigkeit abgeleitet werden, jedoch weniger zutreffend aus der Biegezugfestigkeit. Umfassende Versuche an zentrisch belasteten Zugproben aus Beton wurden unter anderem in DAFSTB HEFT 419, DAFSTB HEFT 444 und DAFSTB HEFT 477 durchgeführt und analysiert. Die realitätsnahe, bruchmechanische Abbildung des Zugtragverhaltens von Beton ist wesentlich zur numerischen Beschreibung des Querkrafttragverhaltens von nicht querkraftbewehrten Stahlbetonbauteilen.

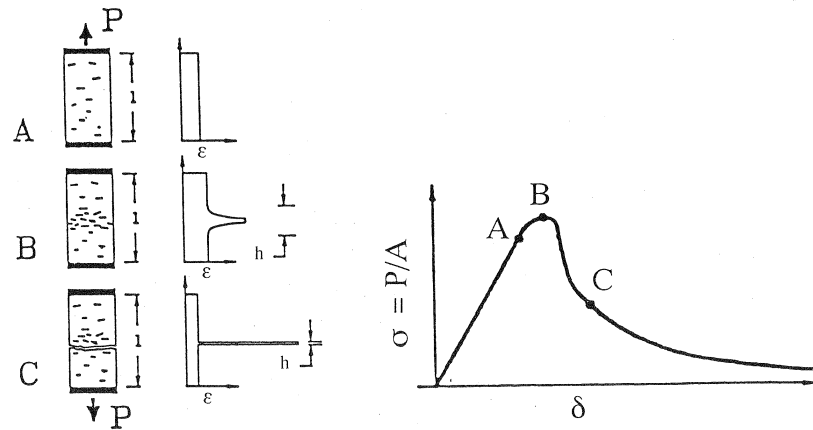


Abbildung 6.8: Qualitative Darstellung der Dehnungen  $\epsilon$  und der Rissbandbreite  $h$  (links) sowie der Spannungs-Rissöffnungs-Beziehung für eine zentrisch belastete Zugprobe aus Beton (rechts) aus DAFSTB HEFT 419.

Zur realitätsnahen Erfassung der nichtlinearen Entfestigung von Beton muss die Spannungs-Rissöffnungs-Beziehung im „Total Strain Model“ in eine Spannungs-Dehnungs-Beziehung überführt werden. Für alle Berechnungen in dieser Arbeit wurde das Modell nach HORDIJK 1991 verwendet. Das Modell besteht aus einer nichtlinearen Entfestigungsfunktion, die den Zusammenhang zwischen Zugspannung und Dehnung definiert. Über die Bruchenergie  $G_f$  wird in dem Modell die Grenzzugsdehnung  $\epsilon_{ult}$  bestimmt, bei der keine Zugspannungen mehr im Element aufgenommen werden können.

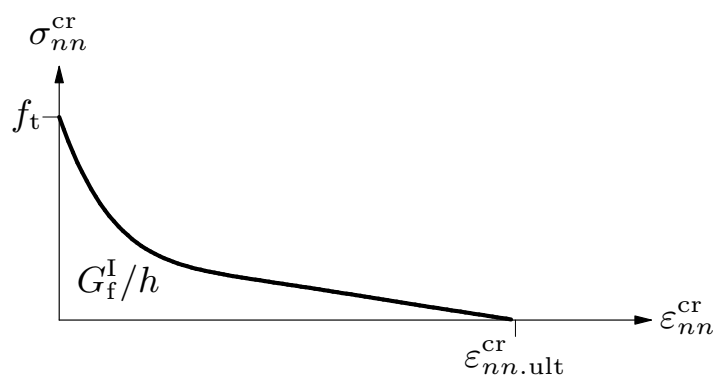


Abbildung 6.9: Nichtlineare Spannungs-Dehnungs-Beziehung für die zentrische Zugbeanspruchung eines unbewehrten Betonquerschnitts nach dem Modell von HORDIJK 1991 aus DIANA 2014.



$$\begin{aligned}
\epsilon_{nn,ult}^{cr} &= \frac{1}{\alpha} \cdot \frac{G_f^I}{h \cdot f_t} \\
&= \frac{1}{0,195} \cdot \frac{G_f^I}{h \cdot f_t} \\
&= 5,136 \cdot \frac{G_f^I}{h \cdot f_t}
\end{aligned} \tag{6.8}$$

Dabei ist

$\epsilon_{nn,ult}^{cr}$  = die Grenzrissdehnung in  $mm/m$

$\frac{1}{\alpha}$  = eine Integrationskonstante

$G_f^I$  = die Bruchenergie des Betons in  $Nmm/mm^2$

$h$  = die Rissbandbreite in  $mm/m$

$f_t$  = die zentrische Zugfestigkeit in  $N/mm^2$

Die Bruchenergie  $G_f$  ist eine Materialkonstante, deren Größe im Wesentlichen von der Betonfestigkeit und der Gesteinskörnung bestimmt wird. Die experimentelle Bestimmung der Bruchenergie ist gegenüber Festigkeitsprüfungen vergleichsweise aufwändig, so dass sich die Verwendung einer geeigneten theoretischen Beziehung zur Abschätzung der Bruchenergie anbietet. In einer eigenen, vergleichenden Gegenüberstellung von berechneten Bruchenergien und Versuchsergebnissen aus DAFSTB HEFT 444 konnte festgestellt werden, dass die Formulierung für die Bruchenergie nach MODEL CODE 2010 eine sehr gute Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen aufweist.

$$G_f = 73 \cdot f_{cm,zyl}^{0,18} \tag{6.9}$$

Dabei ist

$G_f$  = die Bruchenergie des Betons in  $Nmm/mm^2$

$f_{cm,zyl}$  = der Mittelwert der Zylinderdruckfestigkeit in  $N/mm^2$

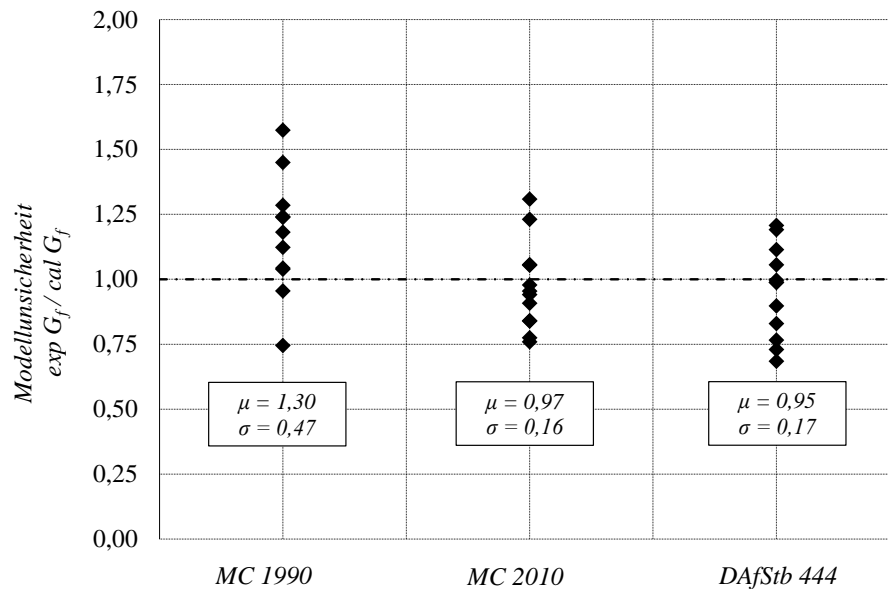


Abbildung 6.10: Auswertung der Modellunsicherheiten von rechnerischen Verfahren zur Bestimmung der Bruchenergie von unbewehrten Betonbauteilen für die Modelle nach MODEL CODE 1990, MODEL CODE 2010 und DAFSTB HEFT 444.

In Abb. 6.11 ist das Ergebnis einer numerischen Simulation an einem zweidimensionalen Modell eines Zugversuches aus DAFSTB HEFT 444 dargestellt. Dabei wurde neben dem nichtlinearen Entfestigungsmodell nach Gl. (6.8) ein bilineares Entfestigungsmodell nach MODEL CODE 2010 getestet. Die Bruchenergie selbst wurde dafür aufgrund der guten Übereinstimmung nach Gl. (6.9) berechnet. Die Rissbandbreite wurde gleich dem Abstand der Integrationspunkte der verwendeten Elemente gesetzt. Mit den gewählten Modellparametern konnte eine sehr gute Übereinstimmung zwischen Simulation und Versuch erzielt werden, so dass die realitätsnahe Erfassung des Zugtragverhaltens in den FE-Simulationen als hinreichend gegeben gilt. Aufgrund der geringfügig höheren Genauigkeit und Rechenstabilität wurde das nichtlineare Entfestigungsmodell nach HORDIJK 1991 in den FE-Simulationen eingesetzt.

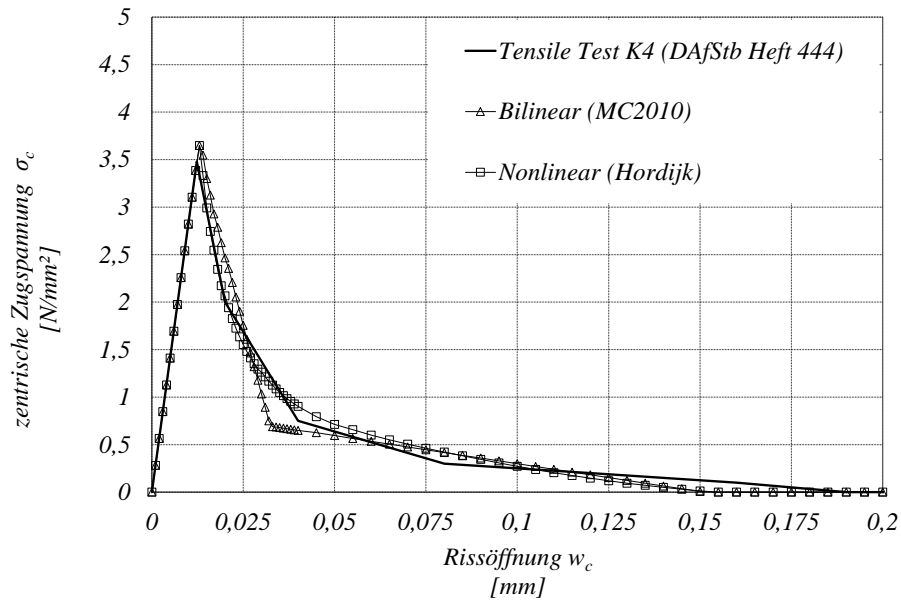


Abbildung 6.11: Darstellung der Spannungs-Rissöffnungs-Beziehung für den Zugversuch K4 aus DAFSTB HEFT 444 und für die numerische Berechnung mit dem nichtlinearen Modell nach HORDIJK 1991 und dem bilinearen Entfestigungsmodell nach MODEL CODE 2010.

Zur Überführung der Spannungs-Rissöffnungs-Beziehung in eine Spannungs-Dehnungs-Beziehung muss der Theorie nach die Rissbandbreite  $h$  definiert werden, über die eine Risschädigung als Dehnung wirksam wird. Die tatsächliche Bruchprozesszone korreliert für einen Normalbeton nach BAZANT U. OH 1983 näherungsweise mit dem dreifachen Durchmesser des Größtkorns. Für übliche Stahlbetonbauteile ergeben sich somit Werte von  $h = 24 \text{ mm}$  bis  $h = 96 \text{ mm}$ .

$$h = 3 \cdot d_G \quad (6.10)$$

Dabei ist

$h$  = die Rissbandbreite in  $mm$

$d_G$  = der Durchmesser des Größtkorns in  $mm$

Die Rissbandbreite kann mechanisch als idealisierte Bruchprozesszone in Richtung der Hauptzugspannung verstanden werden und kann für die numerischen Berechnungen netzunabhängig vorgegeben oder netzabhängig automatisch berechnet werden. Die Problematik bei der Definition der Rissbandbreite liegt in der unbekanntem Ausbreitung eines Risses im Finite-Elemente-Modell. Ein realer Riss kann sich in Abhängigkeit der Diskretisierung in mehreren gerissenen, nebeneinander liegenden Elementen darstellen. In diesen Fällen ist ein Vielfaches der materialspezifischen Bruchenergie durch die in Reihe geschalteten Risse vorhanden, wodurch ein weniger sprödes und mehr duktiles Bauteilverhalten erzeugt wird. Dieser Effekt ist bei der Rissentstehung besonders ausgeprägt und führt bei Biegeträgern zu einer Versteifung in der Rissformationsphase. Auf höherem Belastungsniveau verliert sich dieser Effekt, weil durch die aufgewendete Bruchenergie die aufnehmbare Zugspannung im Nachbruchbereich zurückgeht. Mit einer konstanten Rissbandbreite  $h = konst.$  kann über die Oberflächenenergie der einzelnen Elemente  $W_f = \frac{G_f}{h}$  somit unmittelbar Einfluss auf die Gesamtoberflächenenergie eines gerissenen Bereiches genommen werden. Diese eigene Erkenntnis konnte auf Grundlage umfangreicher FE-Simulationen gewonnen werden. Ein FE-Modell liefert genau dann ein eindeutiges Ergebnis unabhängig von der Anzahl der gerissenen Elemente, wenn für die Rissbandbreite  $h$  gilt:

$$n_{cr} \cdot \frac{G_f}{h} \cdot l_{int} = G_f \Rightarrow h = n_{cr} \cdot l_{int} \quad (6.11)$$

Dabei ist

$h$  = die Rissbandbreite in mm

$G_f$  = die Bruchenergie des Werkstoffes in N/mm<sup>2</sup>

$n_{cr}$  = die Anzahl der gerissenen, nebeneinander liegenden Elemente im Modell

$l_{int}$  = der Abstand der Integrationspunkte im Element in mm

Letztendlich ist dieser Ansatz gleichbedeutend mit einer Abminderung der Bruchenergie um den Faktor  $n_{cr}$  bei identischem Abstand  $l_{int}$  zwischen den Integrationspunkten, sofern die Anzahl der nebeneinander liegenden Elemente a priori bekannt ist. Dies ist mit Ausnahme von einfachen, numerischen Problemen nicht gegeben, so dass für die Anwendung von netzunabhängigen Rissbandbreiten stets Tastberechnungen erforderlich

sind. Auch wenn der Übergang in den gerissenen Zustand nicht vollkommen realitätsnah erfasst werden kann, liefert die netzabhängige Rissbandbreite in Verbindung mit der realitätsnahen Formulierung der Bruchenergie nach MODEL CODE 2010 ein insgesamt zutreffendes Tragverhalten mit zutreffenden Traglasten. Die Rissbandbreiten wurden daher in den Berechnungen netzabhängig mit den Vorschriften nach Gl. (6.13) und Gl. (6.14) bestimmt.

$$h = \sqrt{2a} \text{ für lineare zweidimensionale Elemente} \quad (6.12)$$

$$h = \sqrt{a} \text{ für quadratische zweidimensionale Elemente} \quad (6.13)$$

$$h = \sqrt[3]{V} \text{ für dreidimensionale Elemente} \quad (6.14)$$

Dabei ist

$A$  = die Elementfläche von zweidimensionalen Elementen in  $mm^2$

$V$  = das Volumen von dreidimensionalen Elementen in  $mm^3$

### 6.3.5 Beton unter Schubbeanspruchung

Die Verzahnung der Rissufer und die hier übertragbaren Rissreibungskräfte in gerissenen Betonstrukturen wurden in WALRAVEN 1980 eingehend erforscht. Die entworfenen Modelle zur Rissuferverzahnung<sup>13</sup> dienen der realitätsnahen Berechnung von übertragbaren Normal- und Schubspannungen in gerissenen Betonbauteilen. Die Funktionen korrespondieren miteinander über die Rissöffnung quer zum Riss und die Rissuferverschiebung parallel zum Riss. Das Rissmodell wurde beispielsweise im Bemessungsmodell für die Querkrafttragfähigkeit von nicht querkraftbewehrten Stahlbetonbauteilen nach GÖRTZ 2004 angewendet, um den Querkrafttraganteil infolge Rissreibung beschreiben zu können. In Finite-Elemente-Simulationen können diese Funktionen letztendlich nur als Eigenschaften von Koppелеlementen in diskreten Rissmodellen und nicht in verschmierten Rissmodellen zur Entstehung und Entwicklung von Rissen eingesetzt werden. Daher wird in verschmierten Rissmodellen eine erheblich vereinfachte, wenn auch bruchmechanisch durchaus ähnliche Beziehung verwendet, um eine nicht schlagartige

<sup>13</sup>aggregate interlock

Entfestigung der Schubsteifigkeit nach Rissbildung abbilden zu können.

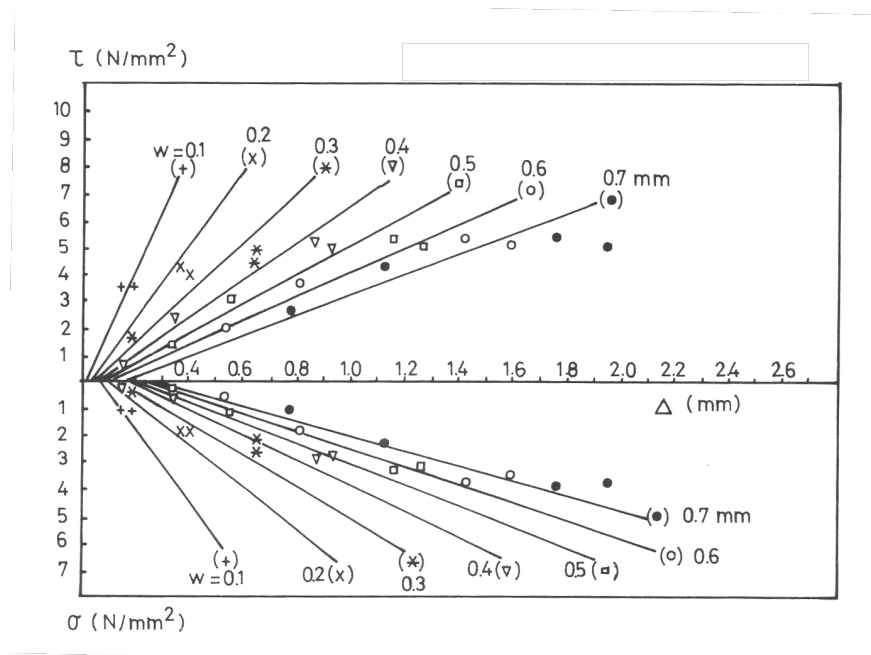


Abbildung 6.12: Idealisertes Modell zur Beschreibung der Schub- und Zugnormalspannungen zwischen den Rissuferen in Abhängigkeit der Rissöffnung und der Rissgleitung für Normalbetone mit einem Größtkorndurchmesser  $d_G = 16 \text{ mm}$  nach WALRAVEN 1980.

Für  $\tau \leq 0$ :

$$\tau = -\frac{f'_{cc}}{30} + \left[ 1,8 \cdot w^{-0,80} + (0,234 \cdot w^{-0,707} - 0,20) \cdot f'_{cc} \right] \cdot \Delta \quad (6.15)$$

Für  $\sigma \leq 0$ :

$$\sigma = -\frac{f'_{cc}}{20} + \left[ 1,35 \cdot w^{-0,63} + (0,191 \cdot w^{-0,552} - 0,15) \cdot f'_{cc} \right] \cdot \Delta \quad (6.16)$$

Dabei ist

$\sigma$  = die Drucknormalspannung in  $N/mm^2$

$\tau$  = die Schubspannung in  $N/mm^2$

$f'_{cc}$  = der Mittelwert der Würfeldruckfestigkeit in  $MN/m^2$

$w$  = die Rissbreite in  $mm$

$\Delta$  = die Rissuferverschiebung in  $mm$

Bei Schubrissen in Stahlbetonbauteilen wird der Einfluss der Rissreibung auf die Querkrafttragfähigkeit kontrovers diskutiert. In einem frühen Belastungsstadium ist das Potenzial der Rissreibung groß, da geringe Rissweiten eine gute Verzahnung der Rissflanken ermöglichen. Gleichzeitig sind jedoch die relativen Verschiebungen der Rissufer so klein, dass die Verzahnung selbst nur eine untergeordnete Tragwirkung erzeugen kann. Bei einem gekrümmten Schubrissverlauf weisen nur die Rissflanken in der Nähe des Rissendes eine gegenseitige Rissuferverschiebung auf, die Schubspannungen gegenseitig übertragen können. Diese Verschiebungen sind vergleichsweise groß, gehen jedoch gleichzeitig mit einer großen Rissöffnung und demnach auch mit einer geringen Rissverzahnung einher. Zweifelsohne kann nach Abb. 6.12 festgehalten werden, dass die im Riss übertragbare Schubspannung mit der Rissöffnung abnimmt. Basierend auf dieser Grundlage wird in verschmierten Rissmodellen in der einfachsten Formulierung der Schubmodul des Betons nach Rissbildung über einen konstanten Faktor abgemindert. Mit einer konstanten Abminderungsfunktion über einen Restschubfaktor<sup>14</sup>  $\beta$  wird die verbleibende Schubsteifigkeit nach Rissbildung als eine mittlere Schubsteifigkeit im Riss definiert, die ab dem Zeitpunkt der Rissentstehung bis zum Versagen konstant bleibt. Die Schwierigkeit bei der konstanten Reduktion des Schubmoduls ist die Wahl einer zutreffenden, mittleren Restschubsteifigkeit für alle Betonelemente.

---

<sup>14</sup>shear retention factor

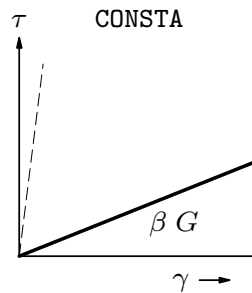


Abbildung 6.13: Modell der konstanten Abminderung des Schubmoduls von Beton aus DIANA 2014 zur Beschreibung des Zusammenhangs von Schubspannung und Gleitung nach Rissbildung.

In dieser Arbeit wurde eine nichtlineare Abminderungsfunktion verwendet, die den Abbau der Schubsteifigkeit an die Entfestigungsfunktion nach Abb. 6.9 koppelt. Die Beschreibung der Restschubsteifigkeit ist nur für das „Total Strain Fixed Crack Model“ von Bedeutung, da im „Total Strain Rotated Crack Model“ die Hauptzugspannungen stets senkrecht zur Rissebene stehen.

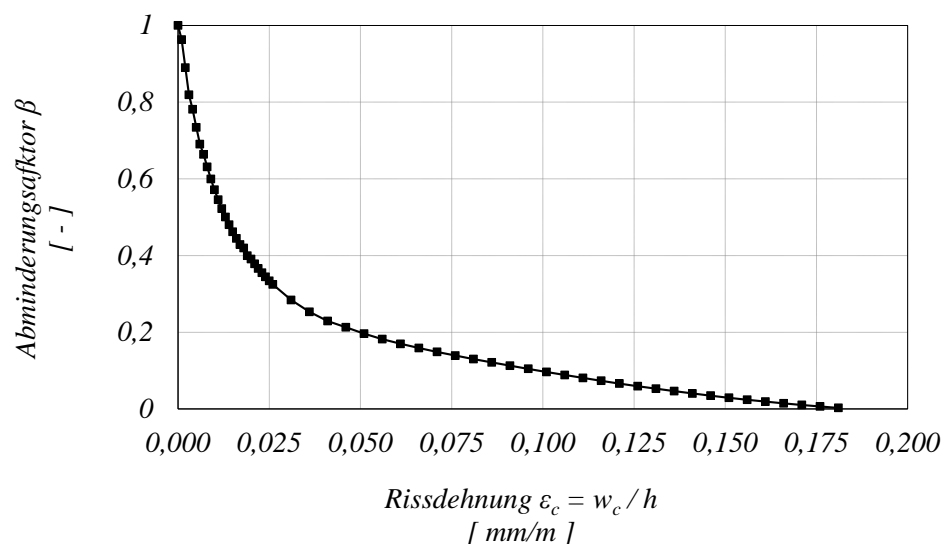


Abbildung 6.14: Exemplarische Darstellung des Zusammenhangs zwischen dem schadigungsbasierten Restschubfaktor  $\beta$  und der Rissdehnung in normaler Richtung analog zur Entfestigungsfunktion nach HORDIJK 1991.



### 6.3.6 Stahl unter Druck- und Zugbeanspruchung

Im Gegensatz zur Beschreibung des physikalisch nichtlinearen Materialverhaltens von Beton ist das Materialverhalten von Stahl aufgrund der Homogenität des Werkstoffes weniger komplex. Für die Bewehrung aus Betonstahl wird ein isotropes Plastizitätsgesetz mit einer Fließbedingung verwendet. Für die Simulation des Querkraftversagens in nicht querkraftbewehrten Stahlbetonbauteilen ist ein bilineares, elastisch-plastisches Materialgesetz für Betonstahl vollkommen ausreichend, wobei zumeist sogar ein lineares, elastisches Materialgesetz aufgrund der moderaten Stahlspannungen ausreichend wäre. Die Plastizitätstheorie teilt das Materialverhalten von Stahl unter Belastung in zwei differenzierte Bereiche auf. Im elastischen Bereich verhalten sich Spannungen und Dehnungen linear zueinander, wobei Dehnungen bei Entlastung reversibel sind. Im plastischen Spannungsbereich oberhalb der Streckgrenze ist im einfachsten Fall eine Spannungszunahme nicht möglich, wobei die Dehnungen im Stahl bis zu einer Grenzdehnung weiter zunehmen können. Die Gesamtdehnung des Stahls setzt sich nach Plastizierung aus beiden Dehnungsanteilen zusammen.

$$\epsilon_s = \epsilon_{s,el} + \epsilon_{s,pl} \quad (6.17)$$

Dabei ist

$\epsilon_s$  = die Stahldehnung in  $mm/m$

$\epsilon_{s,el}$  = der elastische Anteil der Stahldehnung in  $mm/m$

$\epsilon_{s,pl}$  = der plastische Anteil der Stahldehnung in  $mm/m$

Die Fließbedingung bestimmt dabei den Übergang zwischen beiden Bereichen. Ein Querkraftversagen von Stahlbetonbauteilen mit gleichzeitiger Plastizierung der Bewehrung kann nur bei sehr geringen Bewehrungsgraden auftreten und stellt somit einen Sonderfall dar. Die Versuche in der Forschungsarbeit wurden derart bemessen, dass eine Plastizierung der Bewehrung theoretisch ausgeschlossen ist und lediglich der linear-elastische Lastbereich der Bewehrung ausgenutzt wird.

## 6.4 Nachrechnung der Schubdatenbank

### 6.4.1 Modellbildung

Das zweidimensionale Finite-Elemente-Modell zur Berechnung der Querkrafttragfähigkeit nicht querkraftbewehrter Stahlbetonbauteile besteht aus Scheibenelementen mit eingebetteten Bewehrungsstäben. Die mit Bewehrungsstäben durchzogenen Elemente besitzen demnach verschmierte Materialeigenschaften aus Beton und Stahl. In dem Modell sind sowohl das „Rotated Crack Model“ als auch das „Fixed Crack Model“ implementiert. In Voruntersuchungen konnte gezeigt werden, dass sich der Schubriss bei alleiniger Verwendung des „Rotated Crack Model“ zu weit in Richtung der Lasteinleitung verschiebt, wodurch die Querkrafttragfähigkeit stets unterschätzt wurde. Ausschlaggebend dafür ist die ausgeprägte Risskinematik in dem Modell, die im Bereich großer Biegemomente verstärkt wird. Der tatsächliche Rissbeginn liegt nach GÖRTZ 2004 bei ungestörten, massiven Plattenstreifen in einem Schubfeld, das sich zwischen dem 0,3fachen bis 0,6fachen des Schubarmes befindet. Durch die Kombination beider Modelle entsteht der Schubriss zuverlässig in diesem Bereich, so dass eine realitätsnahe Spannungsverteilung und Schubrissentwicklung vorliegt. Die Auflager- und Lasteinleitungsplatten haben einen zweischichtigen Aufbau aus einer Schicht mit einem isotropen, linear-elastischen Materialgesetz und einer Kontaktschicht mit einem orthotropen, linear-elastischen Materialgesetz. Die Orthotropie der Zwischenschicht ist derart eingestellt, dass eine biege- und schubversteifende Wirkung für das Bauteil durch die Auflager- und Lastplatten vermieden wird. Tatsächlich hat eine biege- und schubsteife Modellierung der Lasteinleitung einen deutlich günstigen Einfluss auf die rechnerische Tragfähigkeit, so dass die gewählte Idealisierung für eine realitätsnahe Simulation von großer Bedeutung ist. Zudem werden infolge Querdehnungen keine zusätzlichen Spannungen in Auflagernähe des Bauteiles aufgebaut, so dass sich relativ gleichmäßige Spannungsverteilungen ohne Singularitäten im Einleitungsbereich einstellen. Soweit möglich werden Bauteilsymmetrien zur Verkleinerung des Modells ausgenutzt und über Festhaltungen generiert. Zur Bestimmung der Tragfähigkeit werden die Knoten an der Lasteinleitung inkrementell bis zum Erreichen der Bruchlast verschoben.

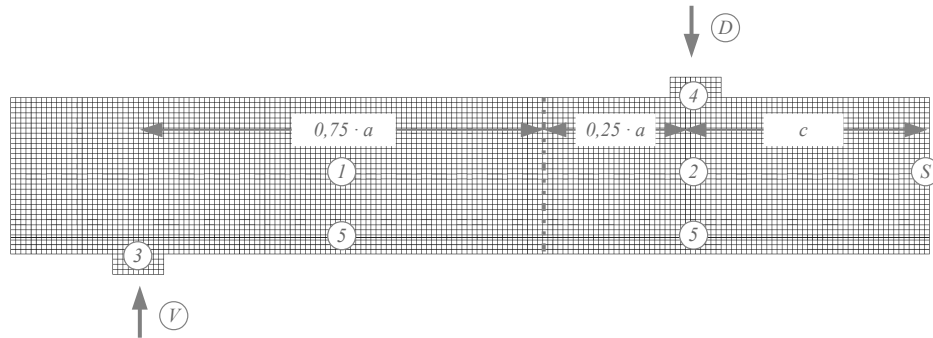


Abbildung 6.15: Schematische Darstellung des Finite-Elemente-Modells für die Berechnung der Querkrafttragfähigkeit von massiven, nicht querkraftbewehrten Plattenstreifen aus Stahlbeton.

Tabelle 6.1: Modelleigenschaften des Finite-Elemente-Modells für die Berechnung der Querkrafttragfähigkeit von massiven, nicht querkraftbewehrten Plattenstreifen aus Stahlbeton.

Nr.	Elementtyp	Materialgesetz	Parameter
1	CQ16M Scheibenelement isoparametrisch	Total Strain Rotated Crack nichtlinear, isotrop	$f_{1cm} = 0,95 \cdot f_{cm,zyl}$ $f_{ctm} = 0,9 \cdot f_{ct,sp}$ $G_f = 73 \cdot f_{cm,zyl}^{0,8}$ $E_{cm} = 22.000 \cdot (f_{cm,zyl}/10)^{0,8}$ $h = A^{0,5}$
2	CQ16M Scheibenelement isoparametrisch	Total Strain Fixed Crack nichtlinear, isotrop	$f_{1cm} = 0,95 \cdot f_{cm,zyl}$ $f_{ctm} = 0,9 \cdot f_{ct,sp}$ $G_f = 73 \cdot f_{cm,zyl}^{0,8}$ $E_{cm} = 22.000 \cdot (f_{cm,zyl}/10)^{0,8}$ $h = A^{0,5}$
3	CQ16M Scheibenelement isoparametrisch	Total Strain Schicht 1: isotrop, linear elastisch	$E = 2 \cdot E_{cm}$ $\mu = 0,2$
		Schicht 2: orthotrop, linear elastisch	vertikal: $E = E_{cm}$ horizontal: $E = 1$ $G = 1, \mu = 0$
4	CQ16M Scheibenelement isoparametrisch	Total Strain Schicht 1: isotrop, linear elastisch	$E = 2 \cdot E_{cm}$ $\mu = 0,2$

Tabelle 6.1: Modelleigenschaften des Finite-Elemente-Modells für die Berechnung der Querkrafttragfähigkeit von massiven, nicht querkraftbewehrten Plattenstreifen aus Stahlbeton.

Nr.	Elementtyp	Materialgesetz	Parameter
		Schicht 2: orthotrop, linear elastisch	vertikal: $E = E_{cm}$ horizontal: $E = 1$ $G = 1, \mu = 0$
5	L4TRU Stabelement isoparametrisch	Embedded Reinforcement Plasticity Model	$f_{sy} = exp f_{sy}$ $E_{sy} = exp E_{sy}$

#### 6.4.2 Modellvalidierung

Im Vorfeld der Parameterstudie zur weiteren Untersuchung der Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetondecken mit integrierten Hohlräumen unter Längszug wurde die Güte des FE-Modells überprüft. Zu diesem Zweck wurde das Modell, entgegen der praxisüblichen Vorgehensweise, nicht problembezogen anhand der durchgeführten Großversuche kalibriert, sondern über eine umfangreiche Nachrechnung von Querkraftversuchen allgemein getestet. In der Studie wurden Querkraftversuche aus der Schubdatenbank nach DAFSTB HEFT 597 verwendet, in der Daten von mehr als 1.000 Großversuchen zur Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetondecken ohne Querkraftbewehrung dokumentiert und ausgewertet wurden. Die Auswahl der Versuche zur Überprüfung des Finite-Elemente-Modells basiert auf dem Auswahlkriterium „KONA2“, welches bereits in REINECK 1999 zur Überprüfung der Bemessungsansätze für die Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbauteilen zusammengestellt wurde. Das Auswahlkriterium „KONA2“ setzt sich aus den Filterkriterien nach Tab. 6.2 zusammen und wurde in REINECK 1999 ebenso zur Kalibrierung der Vorfaktoren im Bemessungskonzept nach DIN 1045–1, wie in Abschnitt 4.1.4 erläutert, eingesetzt.

Tabelle 6.2: Filterkriterien des Auswahlkriteriums „KONA2“ für die Auswahl von Versuchsdaten zur Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetondecken ohne Bügel unter Einzelast aus der Querkraftdatenbank nach DAFSTB HEFT 597.

Kriterium	Bedingung	Erläuterung	Anzahl	Anteil [%]
kon1	$f_{1c} \geq 12 \text{ MN/m}^2$	Prismendruckfestigkeit	990	98
kon3	$b_w \geq 50 \text{ mm}$	Bauteilbreite	972	96
kon4	$h > 70 \text{ mm}$	Bauteilhöhe	993	99
kon5	$a/d > 2,89$	Schubslankheit	804	80
kon7	$\xi_{test} \leq 0,50$	Druckzonenhöhe	976	97
kon8	$\beta_{flex} = \mu_u / \mu_{flex} < 1,00$	Biegeversagen	841	83
kon81	$1,00 \leq \beta_{flex} < 1,10$	Biegeversagen +10%	85	8
kon10	$f_r = r$ : gerippt	gerippte Bewehrung	928	92
kon11	$\beta_{lb} = l_{b,erf} / l_{b,vorh} < 1,00$	Verankerungslänge	980	97
kon15	„andbr“	Versagensart	923	92
KONA0	1, 3, 4, 7, 10, 11, 15	Auswahlkriterium	459	46
KONA21	A0, 5, 8	Auswahlkriterium	529	53
KONA22	A0, 5, 81	Auswahlkriterium	37	4
KONA2	KONA21, KONA22	Auswahlkriterium	566	56

Die Filterung der Datenbank mit dem Auswahlkriterium „KONA2“ ergibt eine Datenbasis mit 566 Querkraftversuchen, die alle Filterkriterien erfüllen. Davon weisen 60 Versuche eine Querschnittsprofilierung mit  $b > b_w$  auf, welche für die Validierung des zweidimensionalen Modells nicht berücksichtigt werden konnten. Demnach können 506 Querkraftversuche für die Nachrechnung der Versuche verwendet werden. Zur Auswertung der Ergebnisse werden die Modellunsicherheiten des numerischen Verfahrens  $\gamma_{FEM}$  den Modellunsicherheiten des rechnerischen Verfahrens  $\gamma_{EC2}$  nach DIN EN 1992-1-1 gegenübergestellt.

$$\gamma_{FEM} = \frac{exp V_{Rm,c}}{cal V_{Rm,c,FEM}} \quad (6.18)$$

$$\gamma_{EC2} = \frac{exp V_{Rm,c}}{cal V_{Rm,c,EC2}} \quad (6.19)$$

Dabei ist

$\gamma_{FEM}$  = Modellunsicherheit nach FEM

$\gamma_{EC2}$  = Modellunsicherheit nach EC2

$exp V_{Rm,c}$  = die experimentelle Querkrafttragfähigkeit in  $kN$

$cal V_{Rm,c,FEM}$  = die numerisch bestimmte Querkrafttragfähigkeit in  $kN$

$cal V_{Rm,c,EC2}$  = die rechnerisch bestimmte Querkrafttragfähigkeit nach EC2 in  $kN$

Aufgrund der berechtigten Annahme, dass der bruchmechanische Ansatz des halbempirischen Modells nach DIN EN 1992-1-1 richtig ist, kann von den Nachrechnungen mit dem Finite-Elemente-Modell ein ähnliches oder geringfügig besseres Ergebnis erwartet werden. Tatsächlich ergeben die Berechnungen mit beiden Verfahren sowohl im Mittel als auch in der Varianz ähnliche Ergebnisse. Eine deutlich geringere Varianz ist aufgrund aller materialspezifischen Streuungen, insbesondere der Streuung der Zugfestigkeit, sowie der labortechnischen Ungenauigkeiten in der Versuchsdurchführung kaum zu erwarten gewesen.

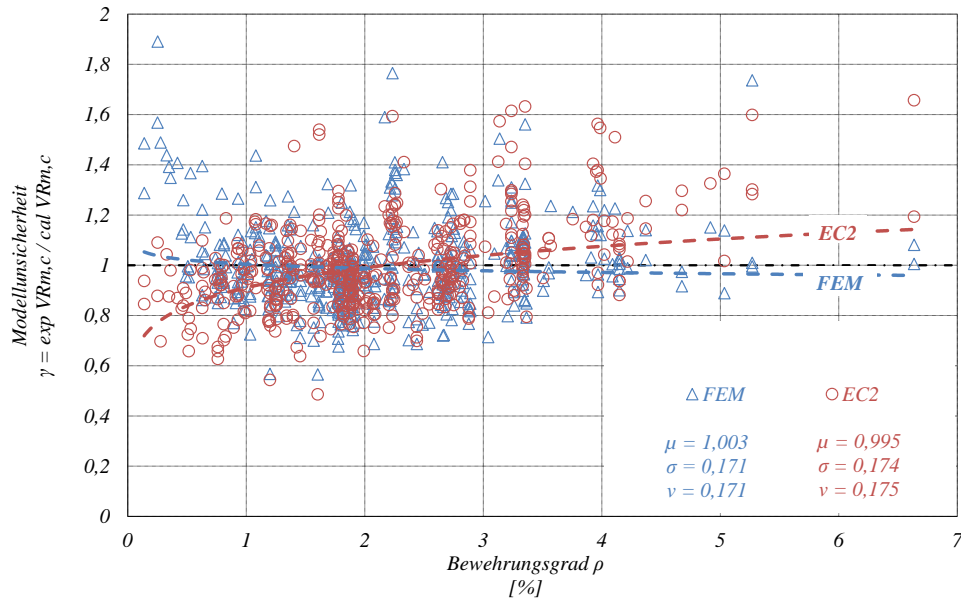


Abbildung 6.16: Beziehung zwischen Modellunsicherheit und Längsbewehrungsgrad für die rechnerische Querkrafttragfähigkeit nach FEM und nach DIN EN 1992-1-1 von 506 Querkraftversuchen aus DAFSTB HEFT 597.

Ein wesentlicher Unterschied beider Verfahren kann jedoch qualitativ herausgestellt werden. Für Bauteile mit geringem Längsbewehrungsgrad  $\rho_l < 1\%$  zeigt sich eine kontroverse mechanische Interpretation in den Verfahren. Während in dem Bemessungskonzept nach DIN EN 1992-1-1 die experimentelle Querkrafttragfähigkeit dieser Bauteile überschätzt wird, wird die Traglast dieser Bauteile in den numerischen Berechnungen unterschätzt. Die Abweichungen von der realen Bauteiltragfähigkeit können in der FEM durch eine zu ausgeprägte Rissbildung infolge der verschmierten Rissbildung bei vergleichsweise biegeweichen Bauteilen begründet werden, die bereits auf geringem Lastniveau zu einer frühen Entfestigung des Betons und zu einer geringeren Gesamtsteifigkeit des Bauteiles führt. Das Bemessungskonzept nach DIN EN 1992-1-1 hingegen überschätzt die Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetondecken mit geringen Längsbewehrungsgraden, wenngleich eine geringfügig bessere mechanische Übereinstimmung mit den Versuchen festgestellt werden kann. Die Überschätzung der Querkrafttragfähigkeit ist insofern kritisch zu hinterfragen, als dass der überwiegende Anteil der Stahlbetondecken im Hochbau mit geringen Längsbewehrungsgraden  $\rho_l < 0,50\%$  ausgeführt wird.

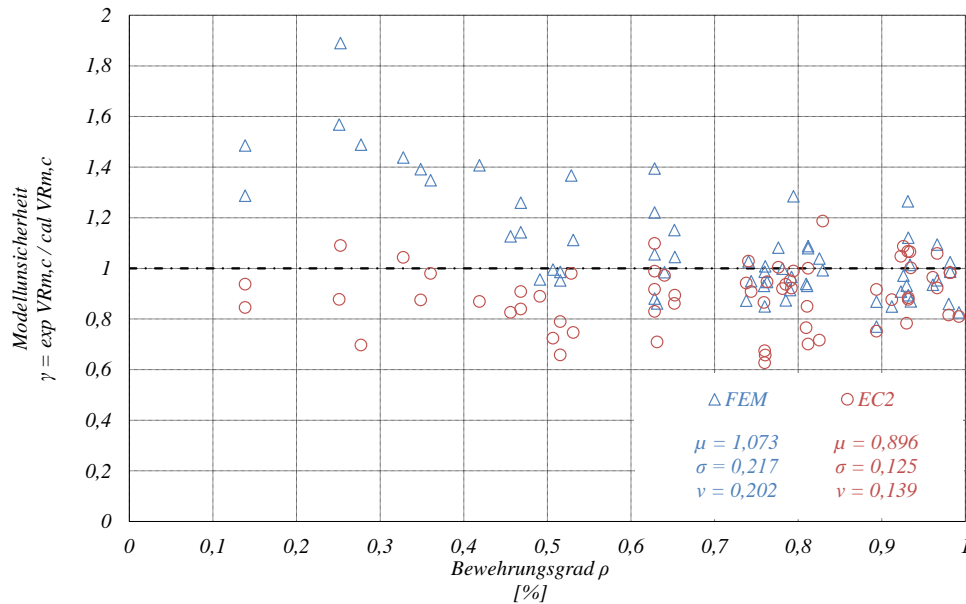


Abbildung 6.17: Beziehung zwischen Modellunsicherheit und Längsbewehrungsgrad für die rechnerische Querkrafttragfähigkeit nach FEM und nach DIN EN 1992-1-1 von 64 Querkraftversuchen aus DAFSTB HEFT 597.

Große Längsdehnungen bei kleinen geometrischen Bewehrungsgraden ergeben sich in Querkraftversuchen häufig durch den Einsatz hochfester Stähle, die im Allgemeinen einen geringeren Elastizitätsmodul als normalfeste Betonstähle aufweisen. In Bauteilen mit einem geringen geometrischen Längsbewehrungsgrad müssen auf Bruchlastniveau höhere Stahlfestigkeiten ausgenutzt werden, um ein Biegeversagen vermeiden zu können. In Realität führt eine höhere Stahlspannung bei gleicher äußerer Belastung jedoch zu einer Verkleinerung der Druckzone und zu einer stärkeren Risschädigung im zugbeanspruchten Querschnittsbereich. Dadurch reduziert sich die Gesamtsteifigkeit des Bauteils, wodurch sich auf gleichem Lastniveau größere Verformungen mit ungünstigem Schubrißwachstum in die Druckzone einstellen. In dem Bemessungskonzept nach DIN EN 1992-1-1 sind solche versuchsbedingten Nebeneffekte nicht explizit berücksichtigt. Das Finite-Elemente-Modell reagiert auf hohe Längsdehnungen in der Bewehrung durch den idealen Verbund zwischen Stahl und Beton mit einer überproportionalen Schädigung des zugbeanspruchten Querschnittsbereiches, so dass die Gesamtsteifigkeit vermutlich etwas zu stark reduziert wird.

Wie in Abschnitt 4.1.2 detailliert erläutert ist die modellhafte Erfassung von Maßstabs-



effekten durch den Einfluss auf die Gesamtsteifigkeit für die numerische Berechnung der Querkrafttragfähigkeit mit Finite-Elemente-Modellen zweifelsohne von Bedeutung. Der Maßstabseinfluss aus einer nichtlinearen Zugspannungsverteilung in den Rissen wird theoretisch durch die verwendete Rissbandtheorie nach BAZANT U. OH 1983 im „Total Strain Model“ berücksichtigt. Über mehrere gerissene Elemente eines Biegerisses kann sich eine realitätsnahe, nichtlineare Spannungsverteilung einstellen. Die Elementspannungen und -dehnungen folgen dabei der verwendeten Entfestigungsfunktion. Ein gekrümmter Rissverlauf kann sich durch einen sprunghaften Wechsel zwischen Elementen mit gleichen Elementknoten problemlos einstellen. Bei numerisch hinreichender Diskretisierung des Bauteils kann ein gleichmäßiger, realitätsnaher Rissverlauf simuliert werden.

Die Erfassung einer Verdübelungswirkung durch die Längsbewehrung hängt von der Schubsteifigkeit im Schubriss, die den Rissuferversatz bestimmt, und von der Schubsteifigkeit der verwendeten Bewehrungselemente ab. Ein maßstäblicher Einfluss der Netto-Querschnittsbreite auf die Dübeltragwirkung kann jedoch nur in dreidimensionalen Modellen erfasst werden. Wie die Versuchsergebnisse in Abschnitt 6.4.2 gezeigt haben, scheint der maßstäbliche Einfluss einer Verdübelungswirkung auf die Querkrafttragfähigkeit eine untergeordnete Rolle zu spielen. Die eigenen Versuchsbeobachtungen zum Einfluss der Dübeltragwirkung im Bruchzustand nach Abschnitt 5.9 stützen diese Vermutung, weil in der Regel nach einer deutlichen Rissbildung entlang der Biegezugbewehrung, die mit einer erheblichen Reduktion der Dübeltragwirkung der Längsbewehrung einhergehen muss, eine Traglaststeigerung mit einem Schubrisswachstum in die Druckzone zur Lasteinleitung beobachtet werden konnte. In den vorgenannten Fällen erscheint das Vorhandensein der maximalen Dübeltragwirkung zum Zeitpunkt des Querkraftversagens nicht realitätsnah. Für eine genauere Beurteilung werden jedoch FE-Modelle mit schubweichen und schubsteifen Bewehrungselementen vergleichend betrachtet.

Für eine Bewertung der Maßstabeffekte in Finite-Elemente-Modellen wird die Versuchsreihe von KANI 1968 herangezogen, die sich konkret mit den maßstäblichen Einflüssen auf die Biege- und Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbauteilen beschäftigt. Kani hat an nicht querkraftbewehrten Stahlbetonprobekörpern den Einfluss der Schubslankheit und der statischen Höhe auf die Querkrafttragfähigkeit untersucht. Neben der Erkenntnis, dass die Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbalken unter Einzellasten bei Schubslankheiten kleiner  $a/d = 3,0$  überproportional ansteigt, konnte ein Ein-

fluss der Bauteilhöhe auf die Bruchschubspannung von Bauteilen mit gleicher Festigkeit und gleichem Längsbewehrungsgrad festgestellt werden. Mit diesen Versuchen wurde bewiesen, dass der Einfluss der Bauteilhöhe auf die relative Querkrafttragfähigkeit auch für große Bauteilhöhen über 30 cm besteht und bei der Bemessung nicht vernachlässigt werden kann.

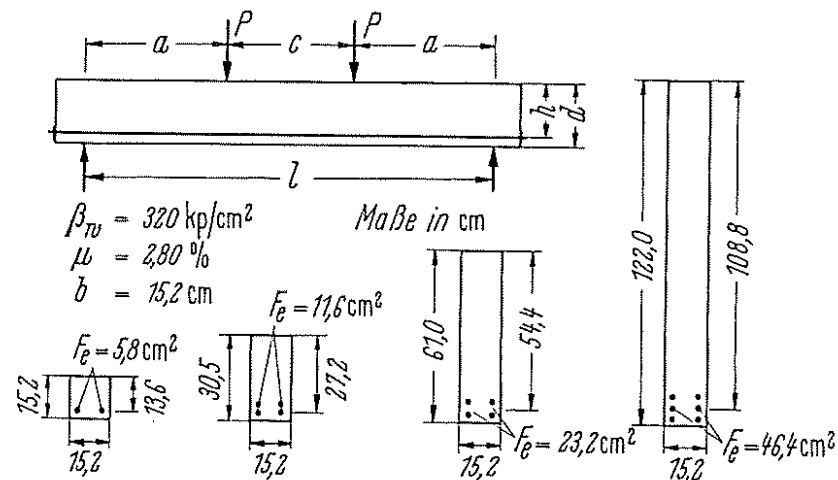


Abbildung 6.18: Lastanordnung und Querschnitte für die vier Versuchsreihen zur Ermittlung des Einflusses der statischen Höhe auf die Querkrafttragfähigkeit aus KANI 1968.

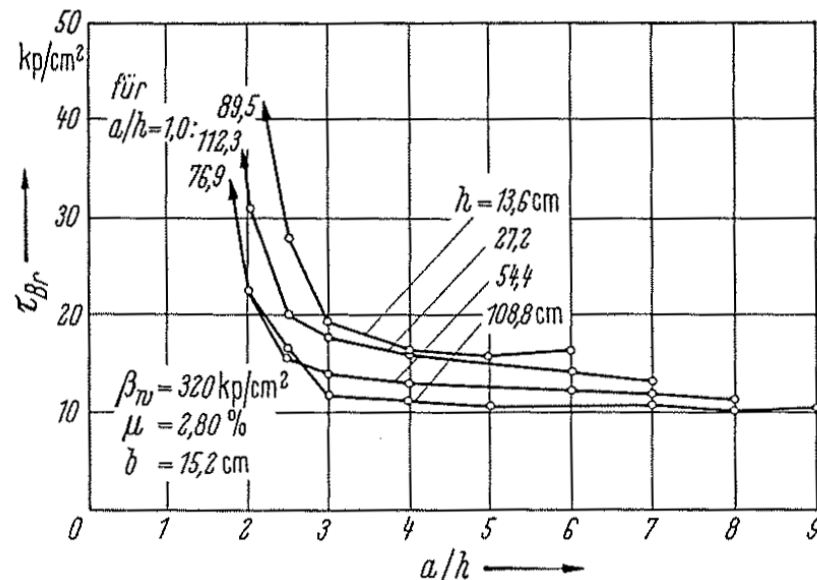


Abbildung 6.19: Experimentelle Hauptbruchspannungen  $\tau_{Br}$  in Abhängigkeit der Schubslankheit  $a/d$  für vier Versuchsreihen aus KANI 1968.

Für die Untersuchung des Einflusses der Schubsteifigkeit der Bewehrungselemente auf die Querkrafttragfähigkeit werden ein Modell mit eingebetteten Fachwerkstäben und ein Modell mit Scheiben- und Interface-Elementen zur Beschreibung der Verbund-Schlupf-Beziehung eingesetzt. Das Modell mit Fachwerkstäben als Bewehrung gleicht dem Modell aus Abschnitt 6.4.2. Die Bewehrung ist in eine Strukturelementreihe eingebettet und besitzt somit ideale Verbundeigenschaften.

Das Modell mit Scheibenelementen als diskrete Bewehrung verhält sich mechanisch wie ein Modell mit eingebetteten Balkenelementen, bei denen nach der Timoshenko-Theorie bei der Integration die Schubverformungen des Querschnittes berücksichtigt werden. Die diskrete Bewehrung hat aufgrund der klaren Trennung zwischen Struktur und Bewehrung im Hinblick auf die Berechnungen mit Längszug den entscheidenden Vorteil, dass die äußeren Kräfte unmittelbar an der Bewehrung angreifen und über die Verbundelemente in die Struktur eingeleitet werden können. Bei eingebetteter Bewehrung existieren hingegen keine Bewehrungselementknoten, so dass äußere Kräfte stets über die Strukturelemente eingeleitet werden müssen, was letztendlich in diesen Bereichen zu numerischen Instabilitäten führen kann. Als Verbund-Schlupf-Beziehung wird das Modell von Noakowski nach DAFSTB HEFT 296 und Abb. 6.20 verwendet.

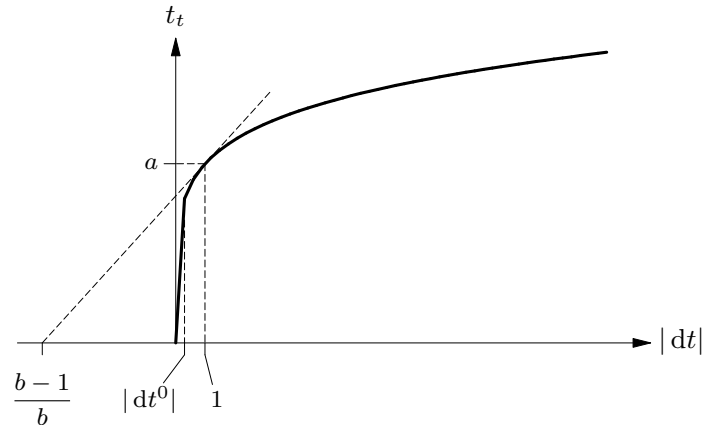


Abbildung 6.20: Beziehung zwischen Verbundspannung  $t_t$  und Schlupf  $d_t$  in der Verbund-Schlupf-Beziehung nach Noakowski aus DIANA 2014.

Die Berechnungsergebnisse sind für beide Modelle nahezu identisch. Analog zu den Versuchen steigen die rechnerischen Hauptbruchspannungen mit zunehmender Bauteilhöhe an. Die Erfassung von Maßstabeffekten mit den Finite-Elemente-Modellen gilt damit als hinreichend bestätigt. Dabei sind die Ergebnisse ein weiteres Indiz für die untergeordnete Bedeutung der Verdübelungswirkung der Längsbewehrung für die Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbauteilen ohne Querkraftbewehrung. Der Theorie nach hätten die Scheibenelemente, die eine der Bewehrung entsprechende Biege- und Schubsteifigkeit aufweisen, zu einer rechnerischen Erhöhung der Querkrafttragfähigkeit führen müssen, die jedoch nicht signifikant festgestellt werden konnte. Daher liegt die Vermutung nahe, dass die Dübeltragwirkung im Bruchzustand keinen bedeutenden, eigenständigen Querkrafttraganteil leistet. Darüber hinaus ist kein traglastrelevanter Einfluss der Verbund-Schlupf-Beziehung auf die Querkrafttragfähigkeit zu erkennen, wenngleich hier ein großer Einfluss der Längsdehnungen aufgrund des hohen Längsbewehrungsgrades in diesen Versuchsreihen auch nicht zu erwarten war. Für die Simulation der Versuche mit Längszug in dieser Arbeit kann der Einfluss von erhöhten Längsdehnungen auf das Trag- und Verformungsverhalten der Bauteile nicht gänzlich ausgeschlossen werden, so dass vorsorglich eine nichtlineare Verbund-Schlupf-Beziehung verwendet wird.

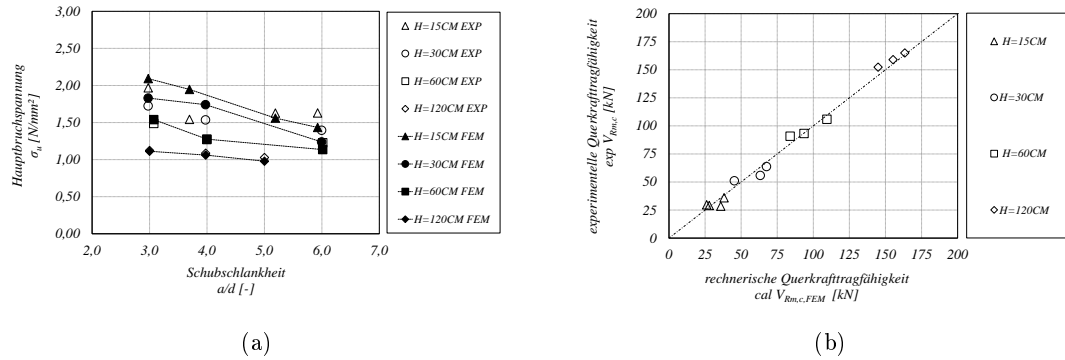


Abbildung 6.21: Experimentell und rechnerisch bestimmte Hauptbruchspannungen  $\sigma_u$  mit dem Finite-Elemente-Modell mit eingebetteter Bewehrung in Abhängigkeit der Schubslankheit  $a/d$  für vier Versuchsreihen aus KANI 1968 (Bild a).

Gegenüberstellung der experimentellen und numerisch bestimmten Querkrafttragfähigkeit mit dem Finite-Elemente-Modell mit eingebetteter Bewehrung für vier Versuchsreihen aus KANI 1968 (Bild b).

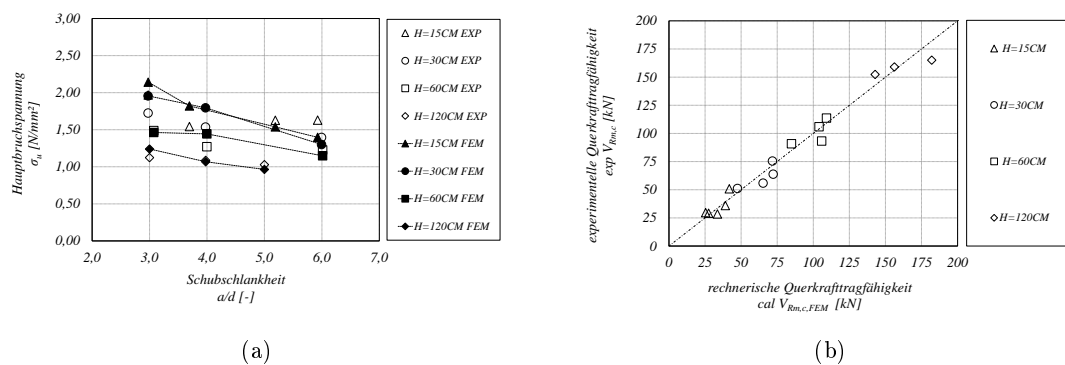


Abbildung 6.22: Experimentell und rechnerisch bestimmte Hauptbruchspannungen  $\sigma_u$  mit dem Finite-Elemente-Modell mit diskreter Bewehrung in Abhängigkeit der Schubslankheit  $a/d$  für vier Versuchsreihen aus KANI 1968 (Bild a).

Gegenüberstellung der experimentellen und numerisch bestimmten Querkrafttragfähigkeit mit dem Finite-Elemente-Modell mit diskreter Bewehrung für vier Versuchsreihen aus KANI 1968 (Bild b).

Die Validierung des Finite-Elemente-Modells hat gezeigt, dass die Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbauteilen ohne Querkraftbewehrung in guter Übereinstimmung mit den Versuchen berechnet werden kann. Statistisch liefert das numerische Verfahren geringfügig genauere Ergebnisse als das Bemessungskonzept nach DIN EN 1992-1-1. Ei-

ne unterschiedliche Abbildung der Verdübelungswirkung und des Verbundes der Längsbewehrung im FE-Modell hat keinen nennenswerten Einfluss auf die berechnete Querkrafttragfähigkeit, so dass für die numerische Beschreibung des Querkrafttragverhaltens von Stahlbetonbauteilen das Einbetten von Bewehrungsstäben in die Strukturelemente mit idealem Verbund ausreichend ist. Trotzdem konnten in den numerischen Berechnungen die in Versuchen festgestellten Maßstabeffekte erzeugt werden, die auf eine realitätsnahe, nichtlineare Zugspannungsverteilung in den gerissenen Elementen im Rissbandmodell zurückzuführen sind. Somit konnte gezeigt werden, dass eine zutreffende Erfassung der Gesamtsteifigkeit im Bauteil über den Belastungsverlauf entscheidend für eine realitätsnahe Simulation des Querkrafttragverhaltens ist. Diesbezüglich ist insbesondere die Zuverlässigkeit von Berechnungen mit geringen Längsbewehrungsgraden und hohen Stahlfestigkeiten kritisch zu überprüfen, was für Bemessungskonzepte gleichermaßen gilt. Sowohl das Finite-Elemente-Modell mit eingebetteter Bewehrung und idealem Verbund als auch das Modell mit diskreter Bewehrung und nichtlinearer Verbund-Schlupf-Beziehung können grundsätzlich für die Simulationen eingesetzt werden. Für die in dieser Arbeit durchgeführten Querkraftversuche mit Zugbeanspruchung und dementsprechend erhöhten Längsdehnungen im Bauteil wird eine diskrete Abbildung der Bewehrung mit einer nichtlinearen Verbund-Schlupf-Beziehung bevorzugt, um mögliche Effekte resultierend aus einem nachlassenden Verbund zwischen Beton und Betonstahl erfassen zu können.

## 6.5 Nachrechnung der Versuche

Zur Vorbereitung der Parameterstudie werden die durchgeführten Querkraftversuche an Plattenstreifen aus Stahlbeton mit und ohne integrierte Hohlräume unter Zugbeanspruchung mit den entwickelten Finite-Elemente-Modellen nachgerechnet. Die Ergebnisse der numerischen Berechnungen werden den experimentellen Ergebnissen und den rechnerischen Werten nach DIN EN 1992-1-1 und DAFSTB HEFT 600 gegenübergestellt. Die wesentlichen Daten und Ergebnisse der numerischen Simulationen sind in Anlage A.2 zusammengestellt.

### 6.5.1 Modellbildung

Für die massiven Plattenstreifen der Versuchsserien S0 - S9 und für die Plattenstreifen mit integrierten Leitungen der Versuchsserien S0 - S7 wurde ein zweidimensionales Finite-Elemente-Modell aus isoparametrischen Scheibenelementen eingesetzt. Die obere und untere Bewehrung wurde diskret mit Scheibenelementen abgebildet und über Schnittstellenelemente mit einer nichtlinearen Verbund-Schlupf-Beziehung nach DAFSTB HEFT 296 an die Strukturelemente gekoppelt. Für die massiven Plattenstreifen wurde die in Abschnitt 6.3.2 beschriebene Kombination aus „Fixed Crack Model“ und „Rotated Crack Model“ verwendet, da somit die Schubbrisslage in Bauteillängsrichtung und die Gesamtsteifigkeit im gerissenen Zustand realitätsnah abgebildet werden kann. Für die Plattenstreifen mit integrierten Leitungen wurde ausschließlich das „Fixed Crack Model“ verwendet.

Für die Plattenstreifen mit integrierten Hohlkörpern wurde ein dreidimensionales FE-Modell aus isoparametrischen, kubischen Volumenelementen eingesetzt, da die dreidimensionalen Spannungszustände durch die Hohlkörpergeometrie in den Bauteilen nicht auf ein ebenes Problem reduziert werden können. In Bauteilquerrichtung wurde die Symmetrie ausgenutzt und zur Reduktion des Rechenaufwands lediglich ein Viertel des gesamten Plattenstreifens modelliert. Aufgrund der unregelmäßigen Elementformen wurden die obere und untere Bewehrungslage hier abweichend als in die Struktur eingebettetes Bewehrungsnetz idealisiert.

Die planmäßige Längszugkraft wurde in den numerischen Berechnungen inkrementell in 10 Lastschritten kraftgesteuert aufgebracht. Anschließend wurde die Querbelastung über eine vertikale, globale Knotenverschiebung in 50-100 Wegschritten bis zum Errei-

chen der Tragfähigkeit gesteigert.

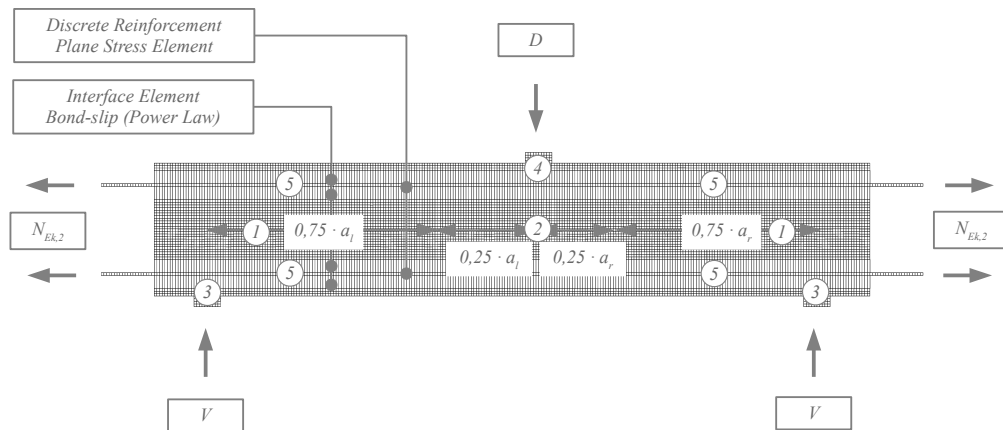


Abbildung 6.23: Schematische Darstellung des Finite-Elemente-Modells für die Nachrechnung der Bauteilversuche an massiven Plattenstreifen ohne integrierte Leitungen unter kombinierter Quer- und Längszugbeanspruchung (Versuchsserien S0-S9).

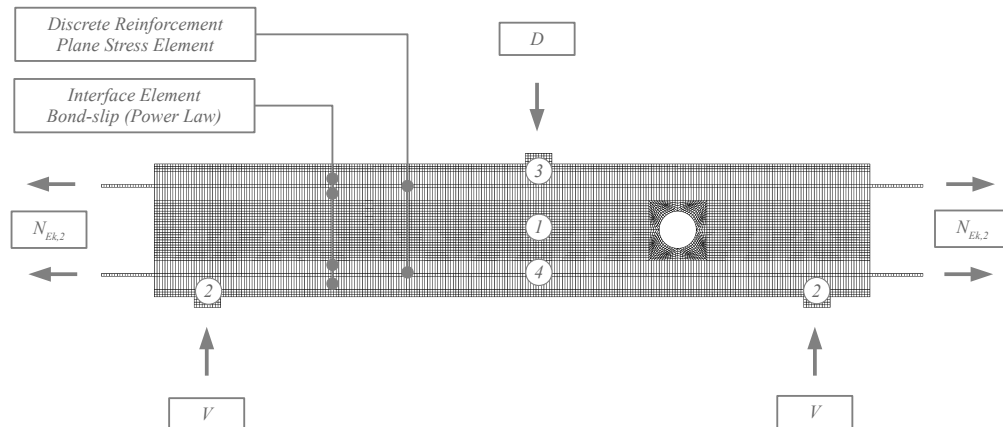


Abbildung 6.24: Schematische Darstellung des Finite-Elemente-Modells für die Nachrechnung der Bauteilversuche an Plattenstreifen mit integrierten Leitungen unter kombinierter Quer- und Längszugbeanspruchung (Versuchsserien S0-S7).



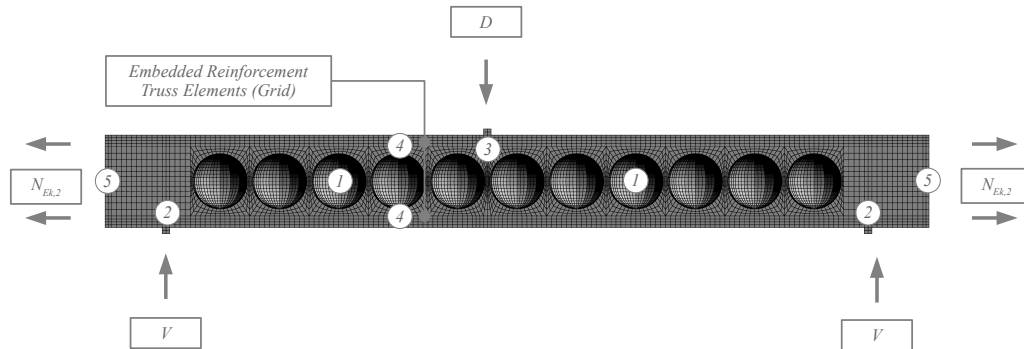


Abbildung 6.25: Schematische Darstellung des Finite-Elemente-Modells für die Nachrechnung der Bauteilversuche an Plattenstreifen mit integrierten Hohlkörpern unter kombinierter Quer- und Längszugbeanspruchung mit Hohlkörpern Cobiax Eco-Line (Versuchsserie S8).

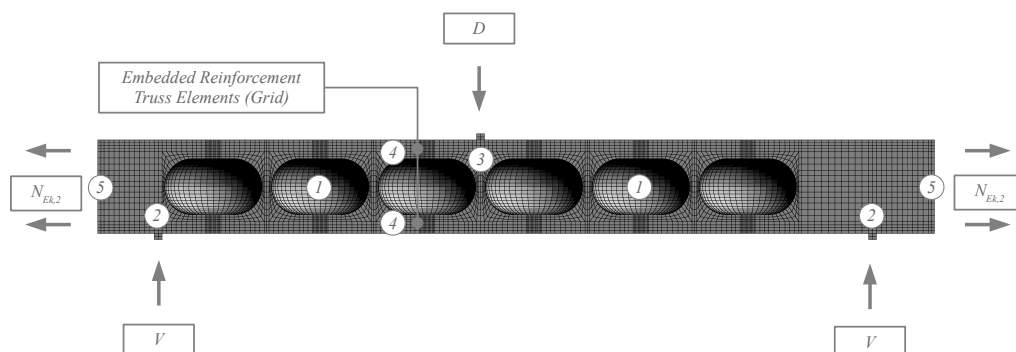


Abbildung 6.26: Schematische Darstellung des Finite-Elemente-Modells für die Nachrechnung der Bauteilversuche an Plattenstreifen mit integrierten Hohlkörpern unter kombinierter Quer- und Längszugbeanspruchung mit Hohlkörpern Cobiax Slim-Line (Versuchsserien S9).

### 6.5.2 Stahlbetondecken ohne integrierte Leitungen

Die numerisch berechneten Last-Verformungs-Kurven und Traglasten von massiven Plattenstreifen aus Stahlbeton weisen im Mittel eine gute Übereinstimmung mit den Versuchen auf, wobei die realen Tragfähigkeiten tendenziell geringfügig unterschätzt werden. Eine Längszugbeanspruchung wirkt sich analog zu den Versuchen ungünstig auf die Querkrafttragfähigkeit aus. Abweichend von den Versuchen steht die Reduktion

der Querkrafttragfähigkeit in einem nahezu linearen Verhältnis mit der Längszugbeanspruchung und kann die leichte Nichtlinearität der Tragfähigkeitsminderung unter Längszug nicht bestätigen. Grundsätzlich unterstützt diese Erkenntnis den normativen Ansatz einer linearen Funktion zur Abminderung der Querkrafttragfähigkeit infolge einer Längszugbeanspruchung.

**Qualitativ konnte in den numerischen Nachrechnungen festgestellt werden, dass Längszugspannungen kleiner  $\sigma_{cp} = 0,5 \cdot f_{ctm}$  bei massiven Stahlbetonplattenstreifen einen ungünstigen Einfluss auf die Querkrafttragfähigkeit haben.**

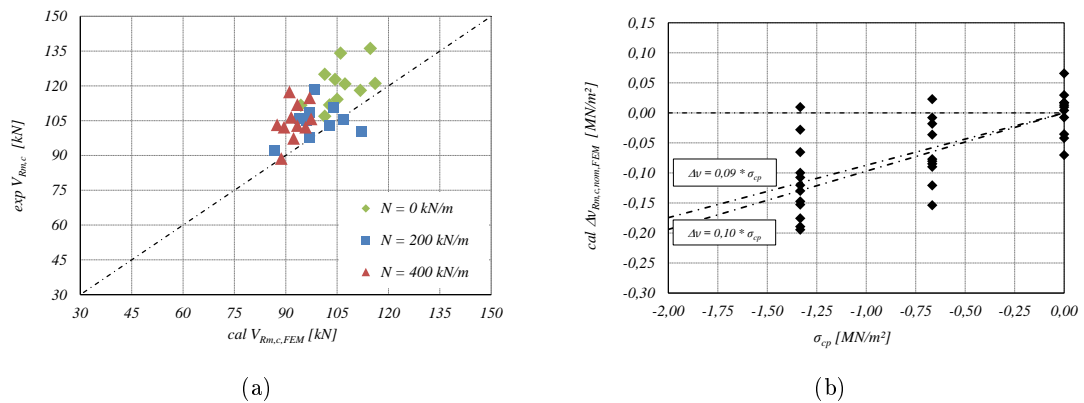


Abbildung 6.27: Gegenüberstellung der experimentellen Querkrafttragfähigkeit und der numerisch bestimmten Querkrafttragfähigkeit von massiven Plattenstreifen mit und ohne Längszug (Bild a).

Beziehung zwischen der Differenz der Bruchschubspannung  $\nu_{Rm,c,nom,FEM}$  und der Längszugspannung  $\sigma_{cp}$  für die numerischen Berechnungen an massiven Plattenstreifen mit Längszug (Bild b).

Die Auswertung der normierten Bruchschubspannungsdifferenzen für die numerisch berechnete Querkrafttragfähigkeit von massiven Plattenstreifen nach (5.17) ergibt die mittleren Vorfaktoren  $k_1$  nach (6.20) zur Minderung der Querkrafttragfähigkeit infolge Längszug.

$$k_1 = \begin{cases} 0,10 & \text{für Längszugspannungen } \sigma_{cp} = -0,67 \text{ MN/m}^2 \\ 0,09 & \text{für Längszugspannungen } \sigma_{cp} = -1,33 \text{ MN/m}^2 \end{cases} \quad (6.20)$$

Die Rissbilder der massiven Plattenstreifen unter Längszug aus den Finite-Elemente-Berechnungen weisen ein gemeinsames, qualitatives Merkmal auf. Die Risse orientieren sich unter zunehmendem Längszug auch zunehmend senkrecht zu den Längszugspannungen, so dass bei gleichzeitiger Querbeanspruchung auch die Schubrisskinematik verloren geht und im Bruchzustand lediglich ein leicht gekrümmter Schubriss verbleibt.

**Qualitativ konnte in den numerischen Berechnungen eine Veränderung der Rissverläufe infolge Längszug festgestellt werden. Qualitativ wird die Druckzone in den numerischen Berechnungen mit zunehmendem Längszug verkleinert und der Schubrissverlauf steiler.**

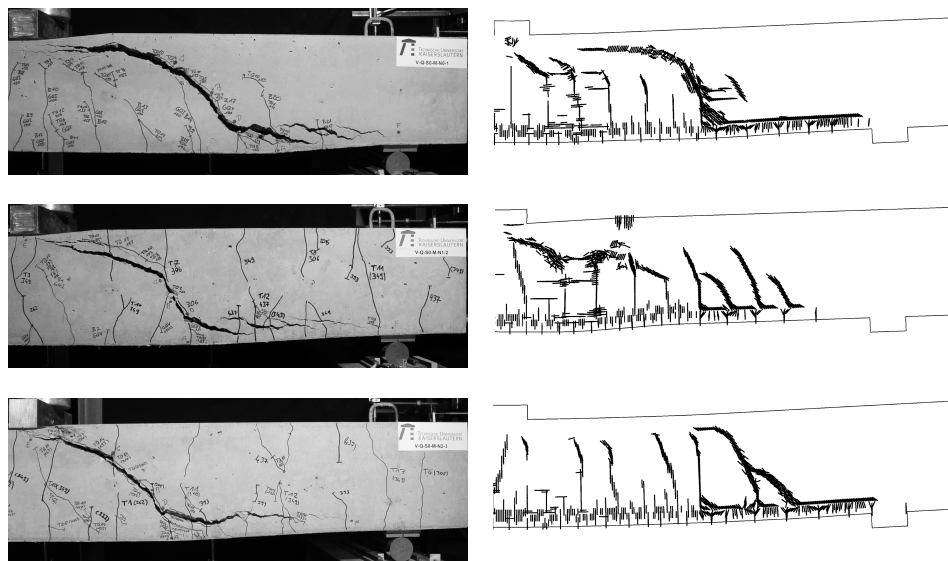


Abbildung 6.28: Exemplanische Gegenüberstellung der Rissbilder von massiven Plattenstreifen im Bruchzustand ohne Längszug (oben), mit einer Längzugspannung in Höhe von  $\sigma_{cp} = 0,25 \cdot f_{ctm}$  (Mitte) und mit einer Längzugspannung in Höhe von  $\sigma_{cp} = 0,5 \cdot f_{ctm}$  (unten).

### 6.5.3 Stahlbetondecken mit integrierten Leitungen

Die numerisch bestimmte Querkrafttragfähigkeit an Plattenstreifen aus Stahlbeton mit integrierten Leitungen weist im Vergleich zur rechnerischen Querkrafttragfähigkeit nach DIN EN 1992-1-1 und DAFSTB HEFT 600 eine wesentlich bessere Übereinstimmung mit der experimentell bestimmten Querkrafttragfähigkeit auf. Die Längszugbeanspru-

chung führt in den Berechnungen stets zu einer Reduktion der Querkrafttragfähigkeit. Die Reduktion der Querkrafttragfähigkeit infolge Längszug ist analog zu den Versuchen bei geschwächten Bauteilen deutlich geringer als bei massiven Bauteilen.

**Qualitativ konnte in den numerischen Berechnungen festgestellt werden, dass Längszugspannungen kleiner  $\sigma_{cp} = 0,5 \cdot f_{ctm}$  bei Stahlbetonplattenstreifen mit integrierten Leitungen im Vergleich zu Massivdecken einen wesentlich geringeren, ungünstigen Einfluss auf die Querkrafttragfähigkeit haben.**

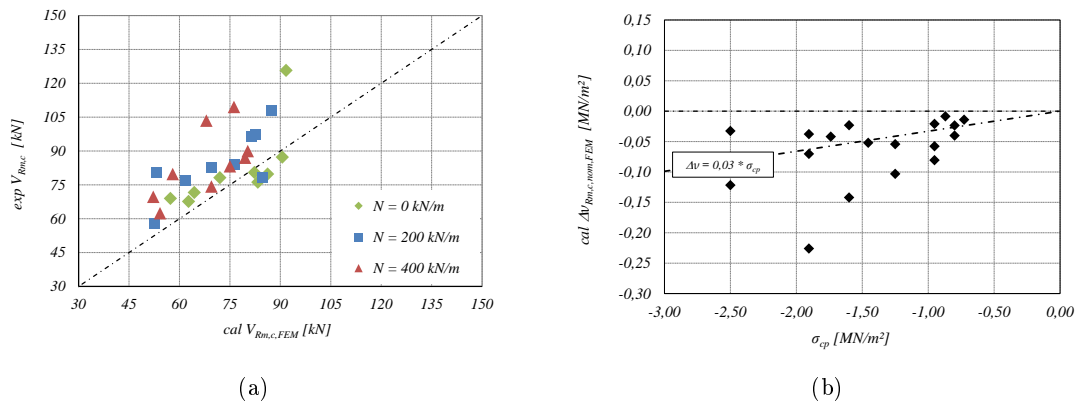


Abbildung 6.29: Gegenüberstellung der experimentellen Querkrafttragfähigkeit und der numerisch bestimmten Querkrafttragfähigkeit von Plattenstreifen mit integrierten Leitungen mit und ohne Längszug (Bild a).

Beziehung zwischen der Differenz der Bruchschubspannung  $\nu_{Rm,c,nom,FEM}$  und der Längszugspannung  $\sigma_{cp}$  für die numerischen Berechnungen an Plattenstreifen mit integrierten Leitungen mit Längszug (Bild b).

Die Auswertung der normierten Bruchschubspannungsdifferenzen für die numerisch berechnete Querkrafttragfähigkeit von Plattenstreifen mit integrierten Leitungen nach Gl. 5.17 ergibt den mittleren Vorfaktor  $k_1$  nach (6.21) zur Minderung der Querkrafttragfähigkeit infolge Längszug.

$$k_1 = 0,03 \text{ für eine mittlere Längszugspannung } \sigma_{cp} = -1,43 \text{ MN/m}^2 \quad (6.21)$$

Die Reduktion der Querkrafttragfähigkeit infolge Längszug mit einer linearen Funk-

tion in Abhängigkeit der Längszugspannung ist mit einer nennenswerten Abweichung einiger Rechenwerte verbunden. Die größten rechnerischen Abweichungen von dem insgesamt deutlich reduzierten, linearen Funktionswert ergeben sich für Probekörper mit vergleichsweise hohen Querkrafttragfähigkeiten und geringer Querschnittsschwächung, die sich auch in den Versuchen der Querkrafttragfähigkeit der massiven Referenzversuchen angenähert haben. Dieses Merkmal entspricht der Feststellung, dass sich Längszugspannungen auf die Querkrafttragfähigkeit von ungeschwächten Massivdecken deutlicher ungünstiger auswirken.

**Qualitativ konnte in den numerischen Berechnungen eine Veränderung der Rissverläufe infolge Längszug festgestellt werden. Der Schubrissverlauf wird jedoch weiterhin wesentlich durch die Öffnungsgeometrie beeinflusst.**

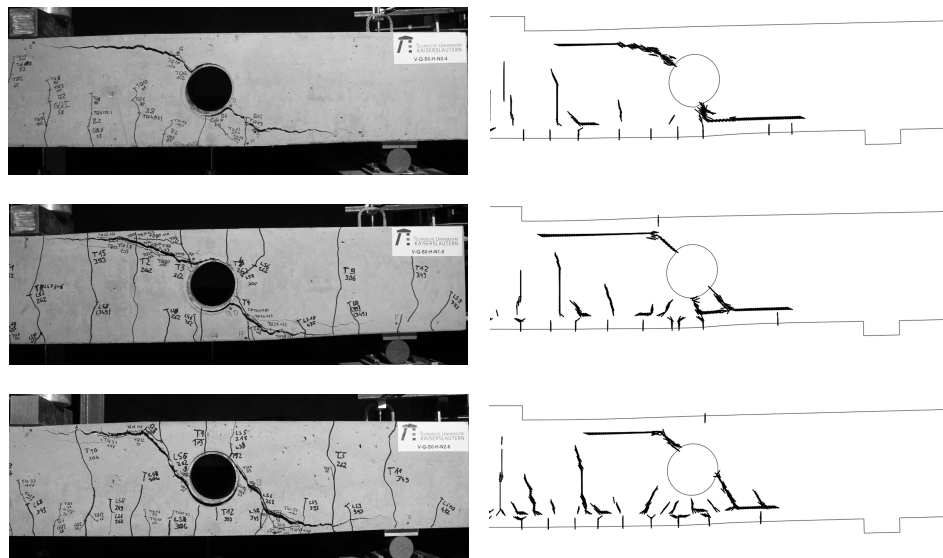


Abbildung 6.30: Exemplarische Gegenüberstellung der Rissbilder von Plattenstreifen mit integrierten Leitungen im Bruchzustand ohne Längszug (oben), mit einer Längszugspannung in Höhe von  $\sigma_{cp} = 0,25 \cdot f_{ctm}$  (Mitte) und mit einer Längszugspannung in Höhe von  $\sigma_{cp} = 0,5 \cdot f_{ctm}$  (unten).

#### 6.5.4 Stahlbetondecken mit integrierten Hohlkörpern

Die rechnerische Querkrafttragfähigkeit aus den numerischen Berechnungen an Plattenstreifen aus Stahlbeton mit integrierten Hohlkörpern weist im Vergleich zur rechneri-

schen Querkrafttragfähigkeit nach den Zulassungen der Deckensysteme COBIAX ECO-LINE und COBIAX SLIM-LINE in Verbindung mit der Ergänzung für die Abminderung einer Längszugspannung nach Gl. (5.14) eine wesentlich bessere Übereinstimmung mit der experimentellen Querkrafttragfähigkeit auf. Eine Längszugbeanspruchung führt im Mittel zu einer geringfügigen Reduktion der Querkrafttragfähigkeit, die in der Größenordnung der rechnerischen Reduktion der Querkrafttragfähigkeit von Decken mit integrierten Leitungen liegt. Somit kann eindeutig eine mechanische Verbindung zwischen dem Einfluss einer Längzugkraft auf Stahlbetondecken mit integrierten Leitungen und Stahlbetondecken mit integrierten Hohlkörpern herausgestellt werden.

**Qualitativ konnte in den numerischen Berechnungen festgestellt werden, dass Längszugspannungen kleiner  $\sigma_{cp} = 0,5 \cdot f_{ctm}$  bei Stahlbetonplattenstreifen mit integrierten Hohlkörpern im Vergleich zu Massivdecken einen wesentlich geringeren Einfluss auf die Querkrafttragfähigkeit haben.**

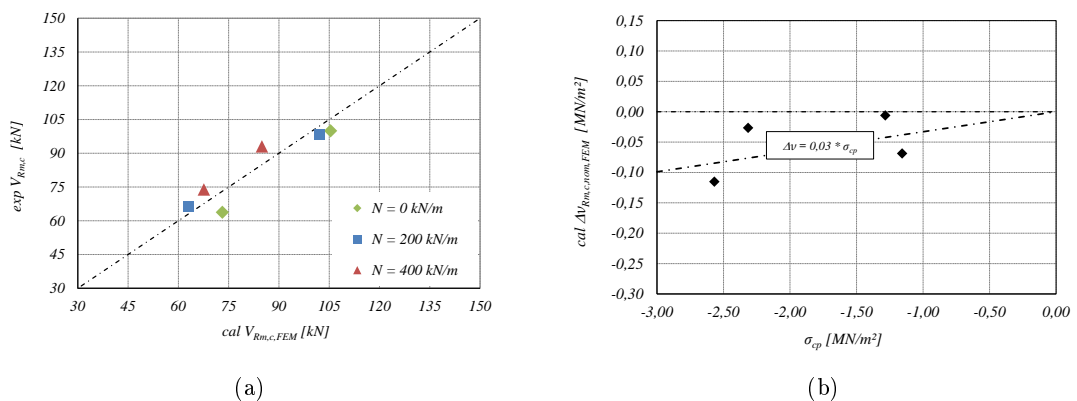


Abbildung 6.31: Gegenüberstellung der experimentellen Querkrafttragfähigkeit und der numerisch bestimmten Querkrafttragfähigkeit von Plattenstreifen mit integrierten Hohlkörpern mit und ohne Längszug (Bild a).

Beziehung zwischen der Differenz der Bruchschubspannung  $\nu_{Rm,c,nom,FEM}$  und der Längszugspannung  $\sigma_{cp}$  für die numerischen Berechnungen an Plattenstreifen mit integrierten Hohlkörpern mit Längszug (Bild b).

Die Auswertung der normierten Bruchschubspannungsdifferenzen für die numerisch berechnete Querkrafttragfähigkeit von Plattenstreifen mit integrierten Hohlkörpern nach (5.17) ergibt den mittleren Vorfaktor  $k_1$  nach (6.22) zur Minderung der Querkrafttragfähigkeit infolge Längszug.

$$k_1 = 0,03 \text{ für eine mittlere Längszugspannung } \sigma_{cp} = -1,83 \text{ MN/m}^2 \quad (6.22)$$

Im Mittel kann die Reduktion der Querkrafttragfähigkeit analog zu Massivdecken über eine lineare Funktion in Abhängigkeit der Längszugspannung hinreichend genau beschrieben werden. Die geringe Abweichung des linearen Ansatzes im Vergleich zu Stahlbetondecken mit integrierten Leitungen bestätigt die Abhängigkeit des Einfluss einer Längszugspannung von dem Maß der Querschnittsschwächung. Für Querschnitte mit ähnlicher Schwächung lassen sich Vorfaktoren ableiten, die hinreichend genau über die wirksame Längszugspannung im Querschnitt die Tragfähigkeitsreduktion erfassen können. Für Querschnitte mit unterschiedlicher Schwächung ist ein einheitlicher Vorfaktor nicht zutreffend, mit einer hohen Streuung verbunden und dadurch letztendlich mechanisch unzureichend und unwirtschaftlich.

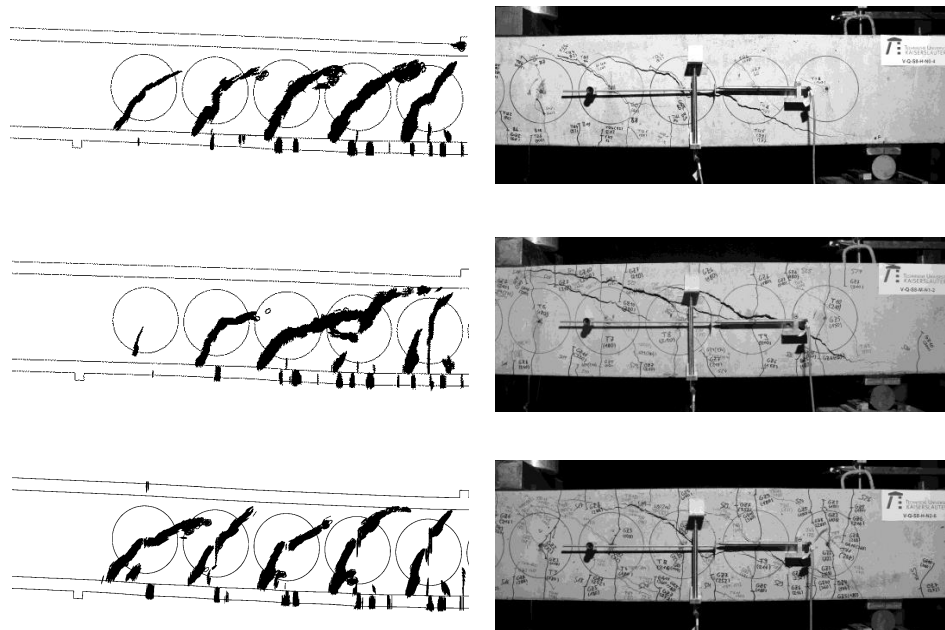


Abbildung 6.32: Exemplanische Gegenüberstellung der Rissbilder von Plattenstreifen mit integrierten Hohlkörpern Cobiax Eco-Line im Bruchzustand ohne Längszug (oben), mit einer Längszugspannung in Höhe von  $\sigma_{cp} = 0,25 \cdot f_{ctm}$  (Mitte) und mit einer Längszugspannung in Höhe von  $\sigma_{cp} = 0,5 \cdot f_{ctm}$  (unten).

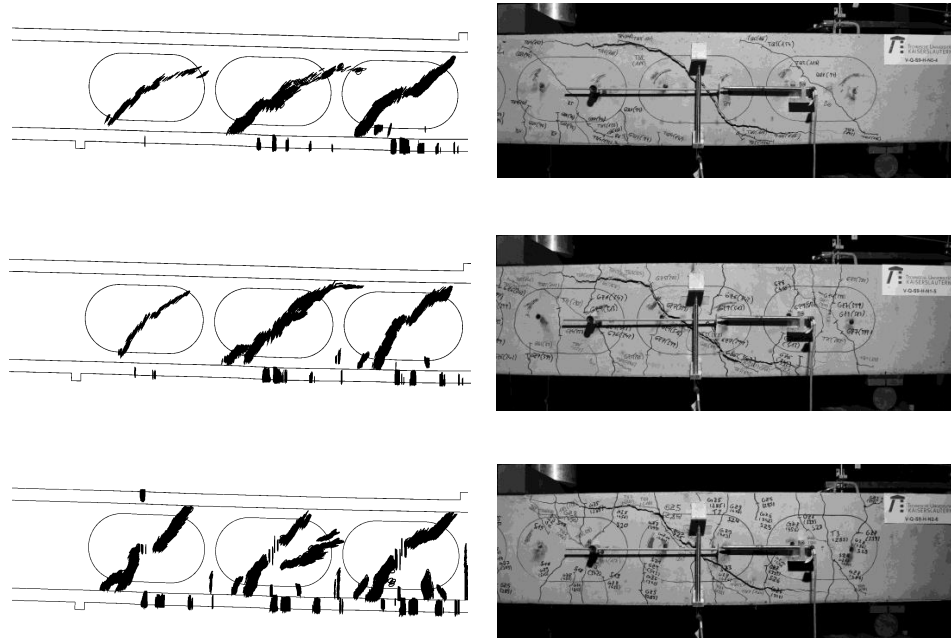


Abbildung 6.33: Exemplarische Gegenüberstellung der Rissbilder von Plattenstreifen mit integrierten Hohlkörpern Cobiax Slim-Line im Bruchzustand ohne Längszug (oben), mit einer Längszugspannung in Höhe von  $\sigma_{cp} = 0,25 \cdot f_{ctm}$  (Mitte) und mit einer Längszugspannung in Höhe von  $\sigma_{cp} = 0,5 \cdot f_{ctm}$  (unten).



## 6.6 Numerische Parameterstudie

Zur Erweiterung der gewonnenen Erkenntnisse aus den Versuchen zur Querkrafttragfähigkeit nicht querkraftbewehrter Stahlbetonbauteile mit integrierten Hohlräumen unter Längszug wurde in SCHNELL U. A. 2018 eine Parameterstudie mit physikalisch nichtlinearen Finite-Elemente-Berechnungen durchgeführt. In der Studie wurden Hohlraumvarianten untersucht, bei denen die experimentellen Ergebnisse eine hohe Reduktion der Querkrafttragfähigkeit unter Längszug vermuten lassen oder die aufgrund der Querschnittsschwächung nach THIELE 2010 eine besonders geringe Querkrafttragfähigkeit aufweisen. Die Ergebnisse der Parameterstudie werden nachfolgend zusammengefasst.

### 6.6.1 Beschreibung der Parameterstudie

Die Parameterstudie wurde aus fünf Versuchsserien mit Plattenstreifen mit integrierten Leitungen und einer Versuchsserie mit massiven Plattenstreifen, deren Tragfähigkeiten als Referenzergebnisse verwendet wurden, zusammengestellt. Die Plattenstreifen wurden in unterschiedlichen Parameterkonstellationen untersucht, um geometrische und materialspezifische Einflüsse auf die Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetondecken mit integrierten Hohlräumen unter Längszug in einem hochbaurelevanten Bereich auswerten zu können. Die physikalisch nichtlinearen Berechnungen wurden für folgende Parameter durchgeführt:

- Bauteilhöhe ( $h = 20 \text{ cm}, h = 30 \text{ cm}, h = 40 \text{ cm}$ )
- Betonfestigkeit (C25/30, C30/37, C35/45)
- Längsbewehrungsgrad ( $\rho_l = 0,6\%, 1,0\%$ )
- Längszugspannung  $\sigma_{cp} = (0 \cdot f_{ctm}, 0,25 \cdot f_{ctm}, 0,50 \cdot f_{ctm})$

Die Parameterstudie hat einen Umfang von insgesamt 324 Simulationen zuzüglich 54 Referenz-Simulationen, die an zweidimensionalen FE-Modellen durchgeführt wurden. Eine Übersicht der untersuchten Hohlraumvarianten ist in Tab. 6.3 dargestellt.

Tabelle 6.3: Zusammensetzung der FE-Parameterstudie zur Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetondecken mit integrierten Leitungen unter Längszug.

Serie	Hohlraumvariante	Anwendungsfall	Abminderungsfaktor
FE-Q-S0	Massiv	DIN EN 1992-1-1, 6.2.2	$k_o = 1,00$
FE-Q-S1	0,2d (unten)	DAFSTB HEFT 600, 6.2.2, Fall a	$k_o = 0,80$
FE-Q-S2	0,2d (oben)	DAFSTB HEFT 600, 6.2.2, Fall b	$k_o = 0,90$
FE-Q-S3	0,35d (unten)	DAFSTB HEFT 600, 6.2.2, Fall a	$k_o = 0,65$
FE-Q-S4	0,35d (oben)	DAFSTB HEFT 600, 6.2.2, Fall b	$k_o = 0,75$
FE-Q-S5	0,50d (mittig)	nicht normativ geregelt	$k_o = 0,60$
FE-Q-S6	$b_o/d_o = 4, d/d_o = 4$	DAFSTB HEFT 600, 6.2.2, Fall d	$k_o = 0,40$

Die Plattenstreifen wurden mit einem Mindest-Längsbewehrungsgrad  $\rho_{l,1} = 0,6\%$  bemessen, um ein Biegeversagen unter kombinierter Quer- und Längsbelastung ausschließen zu können. Zusätzlich wurden Bauteile mit einem höheren Längsbewehrungsgrad  $\rho_{l,2} = 1,0\%$  hinsichtlich ihrer Querkrafttragfähigkeit untersucht, um den Einfluss unterschiedlicher Längsdehnungen in die Untersuchungen miteinbeziehen zu können. Die Längszugbeanspruchung wird analog zu den experimentellen Versuchen in Abhängigkeit der zentrischen Betonzugfestigkeit bestimmt, wodurch Bauteile mit höheren Festigkeiten auch durch höhere Längszugkräfte beansprucht werden.

$$N0 = 0 \cdot f_{ctm} \cdot A_c$$

$$N1 = 0,25 \cdot f_{ctm} \cdot A_c$$

$$N2 = 0,50 \cdot f_{ctm} \cdot A_c$$

Wie sich in den experimentellen Versuchen gezeigt hat, wirkt sich eine Längszugspannung insbesondere bei ungestörten Massivdecken ungünstig auf die Querkrafttragfähigkeit aus. Der ungünstige Einfluss einer erhöhten Längsdehnung auf die Querkrafttragfähigkeit stützt für Massivdecken die Theorie der „kritischen Längsdehnung“ von Stahlbetonbauteilen im Bemessungskonzept für die Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonplatten ohne Querkraftbewehrung nach MUTTONI 2003. Die Grundlage des Verfahrens bildet die anhand von Versuchsergebnissen festgestellte Korrelation zwischen der

Längsdehnung im „kritischen Bereich“ und der Querkrafttragfähigkeit. Der „kritische Bereich“ befindet sich im Abstand  $0,5d$  von der Auflagerachse und im Abstand  $0,6d$  von der Bauteiloberkante. Die „kritische Längsdehnung“ stellt sich nach MUTTONI 2003 durch den sukzessiven Ausfall der Betontragmechanismen zwischen den Rissufern ein. Das Querkraftversagen kann schließlich auf eine mangelhafte Verzahnung der Biege-  
rissufer zurückgeführt werden.



Abbildung 6.34: Mögliche Tragmechanismen zur Aufnahme der Querkraft in gerissenen Stahlbetonbauteilen ohne Querkraftbewehrung nach MUTTONI 2003.

Für die Parameterstudie wird analog zu den experimentellen Versuchen eine Referenzserie eingeführt. Mit der Serie FE-Q-S0 wird die Querkrafttragfähigkeit von massiven Plattenstreifen für alle zu untersuchenden Parameterkonstellationen numerisch berechnet, die als Referenz für alle weiteren, numerisch bestimmten Tragfähigkeiten von Plattenstreifen mit integrierten Leitungen mit und ohne Längszug verwendet wird. Durch diese Vorgehensweise können modellbehaftete Einflüsse auf die rechnerische Querkrafttragfähigkeit aus der Parametervariation weitestgehend ausgeschlossen werden. Die Modelle entsprechen grundsätzlich den Modellen, die zur Versuchsnachrechnung in Abschnitt 6.5 verwendet wurden. Für die Auswertung der Ergebnisse werden die nachfolgenden Rechenwerte der Querkrafttragfähigkeit definiert:

$exp V_{Rm,c,ref}$  = die numerisch bestimmte Referenz-Querkrafttragfähigkeit von massiven Plattenstreifen aus den FE-Simulationen

$exp V_{Rm,c}$  = die numerisch bestimmte Querkrafttragfähigkeit von Plattenstreifen mit integrierten Hohlräumen aus den FE-Simulationen

$cal V_{Rm,c}$  = der Mittelwert der rechnerischen Querkrafttragfähigkeit nach DIN EN 1992-1-1 und DAFSTB HEFT 600

Die rechnerische Querkrafttragfähigkeit wird an FE-Modellen von Plattenstreifen im 4-Punkt-Biegeversuch unter Einzellasten bestimmt. Die Schubslankheit beträgt in allen Versuchen  $a/d = 4$ . Der Abstand zwischen den Lasteinleitungen beträgt in allen Versuchen  $c = 2d$ . Die effektive Spannweite zwischen den Auflagern liegt bei  $l_{eff} = 10d$ . Die Öffnungen sind in Bauteillängsrichtung analog zu den Versuchen mittig im Schubfeld positioniert. Die Betondruckfestigkeit entspricht in den Berechnungen dem Mittelwert der einaxialen Prismendruckfestigkeit, die sich nach REINECK 1999 aus der charakteristischen Zylinderdruckfestigkeit nach Gl. (6.23) bestimmen lässt.

$$f_{1cm} = 0,95 \cdot f_{cm,zyl} = 0,95 \cdot (f_{ck,zyl} + 4) \quad (6.23)$$

### 6.6.2 Ergebnisse der Parameterstudie

#### FE-Serie FE-Q-S0

Die FE-Serie FE-Q-S0 beinhaltet massive Plattenstreifen ohne integrierte Leitungen, an denen die Referenz-Querkrafttragfähigkeiten für die gesamte Parameterstudie bestimmt wurden. Die numerisch berechneten Querkrafttragfähigkeiten *exp*  $V_{Rm,c,ref}$  für die massiven Plattenstreifen weisen mit einem Mittelwert  $\mu = 1,04$  und einem Variationskoeffizienten  $\nu = 0,06$  eine sehr gute Übereinstimmung mit den Mittelwerten der rechnerischen Querkrafttragfähigkeit *cal*  $V_{Rm,c}$  auf. Die zutreffende Abbildung des realitätsnahen Tragverhaltens mit dem FE-Modell und dem Bemessungskonzept nach DIN EN 1992-1-1 kann erneut bestätigt werden.

Die Auswertung der Bruchschubspannungsdifferenzen  $\Delta\nu_{Rm,c,ref}$  infolge Längszug für die berechnete Querkrafttragfähigkeit von massiven Plattenstreifen ergibt die nachfolgenden Werte:

$$k_1 \approx 0,07 \text{ für Längszugspannungen } \sigma_{cp} = -1,09 \text{ MN/m}^2$$

$$\Delta\nu_{Rm,c} = k_1 \cdot \sigma_{cp} \approx 0,07 \cdot (-1,09 \text{ MN/m}^2) \approx -0,08 \text{ MN/m}^2$$

Damit ergibt sich eine ähnliche Größenordnung für den Vorfaktor  $k_1$  wie bei den Nachrechnungen der Versuche an massiven Plattenstreifen in Abschnitt 6.5. Der rechnerische Einfluss einer Längszugspannung ist insgesamt deutlich kleiner als im Bemessungskonzept nach DIN EN 1992-1-1/NA mit einem Vorfaktor  $k_1 = 0,12$  verankert, aber deutlich größer als der mittlere Einfluss mit einem Vorfaktor  $k_1 = 0,045$  aus den Versuchen nach EHMANN 2003.

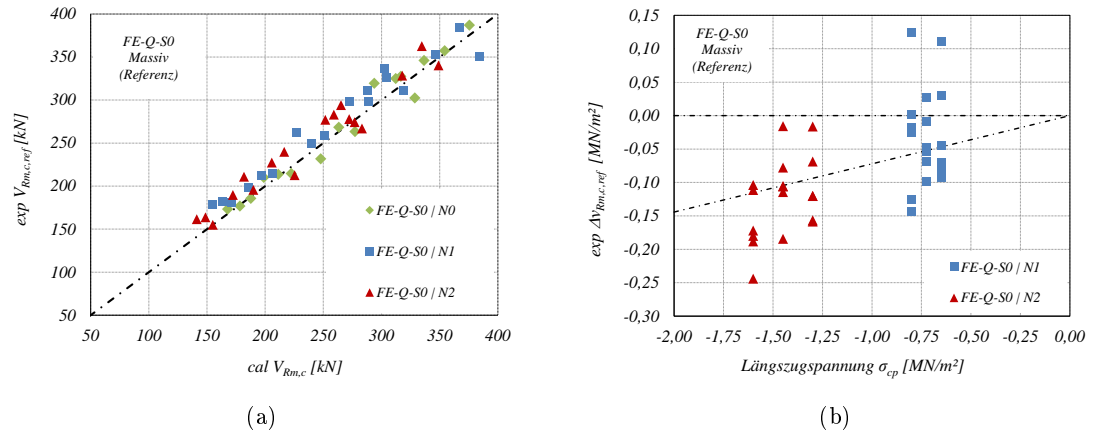


Abbildung 6.35: Gegenüberstellung der numerisch bestimmten Querkrafttragfähigkeit und des Mittelwertes der rechnerisch bestimmten Querkrafttragfähigkeit von massiven Plattenstreifen mit und ohne Längszug nach DIN EN 1992-1-1 für die Referenz-Serie FE-Q-S0 (Bild a).

Bruchschubspannungsdifferenz  $\Delta \nu_{Rm,c,ref}$  in Abhängigkeit der Längszugspannung  $\sigma_{cp}$  für die FE-Berechnungen an massiven Plattenstreifen mit Längszug der Serie FE-Q-S0. (Bild b).

**FE-Serie FE-Q-S1**

Die FE-Serie FE-Q-S1 beinhaltet Plattenstreifen mit integrierten Leitungen mit einem Durchmesser  $d_o = 0,2d$ , die in einem Abstand  $\Delta c = 25 \text{ mm}$  über der unteren Längsbewehrung eingebaut sind. Damit entspricht diese Versuchsserie dem Fall a nach Gl. (4.9), mit dem der Einfluss von runden Öffnungen  $0,2 \leq d_o/d \leq 0,35$  im gezogenen Querschnittsbereich auf die Querkrafttragfähigkeit geregelt ist. Der Abminderungsfaktor  $k_0$  nach DAFSTB HEFT 600 beträgt für diese Hohlraumvariante

$$\mathbf{k_o} = \mathbf{0,80}$$

Der Mittelwert des numerisch bestimmten Abminderungsfaktors beträgt für diese Hohlraumvariante

$$\mathbf{k_{o,m}} = \mathbf{0,88}$$

Der 5%-Quantilwert des numerisch bestimmten Abminderungsfaktors beträgt für diese Hohlraumvariante

$$\mathbf{k_{o,k}} = \mathbf{0,76}$$

Die Auswertung der mittleren Bruchschubspannungsdifferenzen  $\Delta\nu_{Rm,c,ref}$  infolge Längszug für die Querkrafttragfähigkeit von Plattenstreifen mit integrierten Hohlräumen  $d_o = 0,2d$  (unten) ergibt die nachfolgenden Werte:

$$k_1 \approx 0,06 \text{ für Längszugspannungen } \sigma_{cp} = -1,32 \text{ MN/m}^2$$

$$\Delta\nu_{Rm,c} = k_1 \cdot \sigma_{cp} \approx 0,06 \cdot (-1,32) \text{ MN/m}^2 \approx -0,08 \text{ MN/m}^2$$

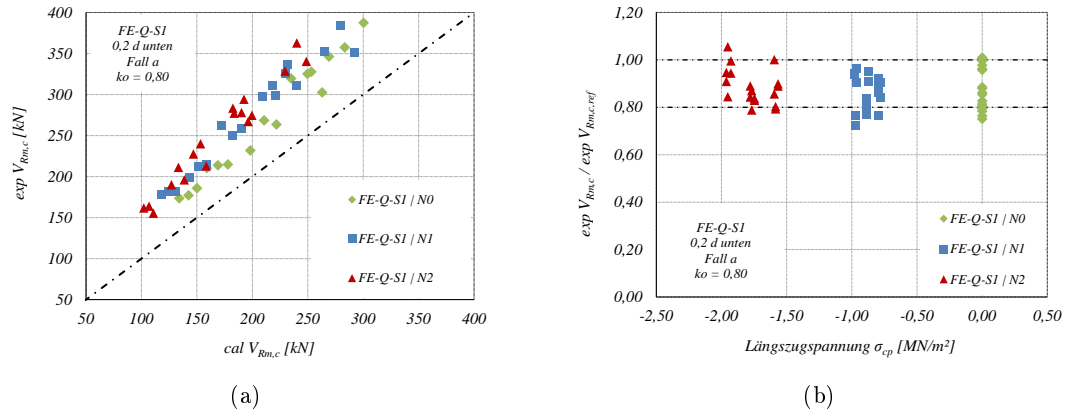


Abbildung 6.36: Gegenüberstellung der numerisch bestimmten Querkrafttragfähigkeit und des Mittelwertes der rechnerisch bestimmten Querkrafttragfähigkeit von Plattenstreifen mit integrierten Leitungen mit und ohne Längszug nach DAFSTB HEFT 600 für die FE-Serie FE-Q-S1 (Bild a).

Bruchschubspannungsdifferenz  $\Delta \nu_{Rm,c,ref}$  in Abhängigkeit der Längszugspannung  $\sigma_{cp}$  für die FE-Berechnungen an Plattenstreifen mit integrierten Leitungen mit und ohne Längszug für die FE-Serie FE-Q-S1. (Bild b).



**FE-Serie FE-Q-S2**

Die FE-Serie FE-Q-S2 beinhaltet Plattenstreifen mit integrierten Leitungen mit einem Durchmesser  $d_o = 0,2d$ , die in einem Abstand  $\Delta c = 25 \text{ mm}$  unter der oberen Längsbewehrung verortet sind. Damit entspricht diese Versuchsserie dem Fall b nach Gl. (4.10), mit dem der Einfluss von runden Öffnungen  $0,2 \leq d_o/d \leq 0,35$  im anteilig überdrückten Querschnittsbereich auf die Querkrafttragfähigkeit geregelt ist. Der Abminderungsfaktor  $k_0$  nach DAFSTB HEFT 600 beträgt für diese Hohlraumvariante

$$\mathbf{k_o = 0,90}$$

Der Mittelwert des numerisch bestimmten Abminderungsfaktors beträgt für diese Hohlraumvariante

$$\mathbf{k_{o,m} = 0,93}$$

Der 5%-Quantilwert des numerisch bestimmten Abminderungsfaktors beträgt für diese Hohlraumvariante

$$\mathbf{k_{o,k} = 0,82}$$

Die Auswertung der mittleren Bruchschubspannungsdifferenzen  $\Delta\nu_{Rm,c,ref}$  infolge Längszug für die Querkrafttragfähigkeit von Plattenstreifen mit integrierten Hohlräumen  $d_o = 0,2d$  (oben) ergibt die nachfolgenden Werte:

$$k_1 \approx 0,08 \text{ für Längszugspannungen } \sigma_{cp} = -1,32 \text{ MN/m}^2$$

$$\Delta\nu_{Rm,c} = k_1 \cdot \sigma_{cp} \approx 0,08 \cdot (-1,32) \text{ MN/m}^2 \approx -0,11 \text{ MN/m}^2$$

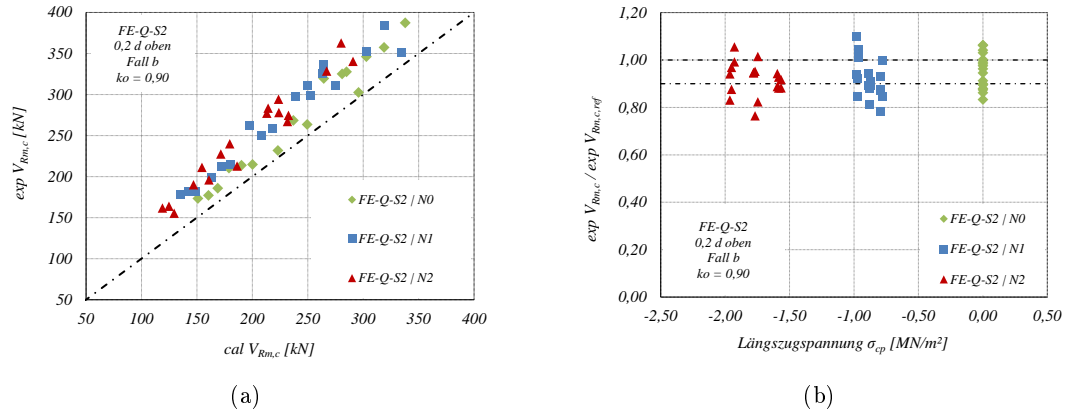


Abbildung 6.37: Gegenüberstellung der numerisch bestimmten Querkrafttragfähigkeit und des Mittelwertes der rechnerisch bestimmten Querkrafttragfähigkeit von Plattenstreifen mit integrierten Leitungen mit und ohne Längszug nach DAFSTB HEFT 600 für die FE-Serie FE-Q-S2 (Bild a).

Bruchschubspannungsdifferenz  $\Delta\nu_{Rm,c,ref}$  in Abhängigkeit der Längszugspannung  $\sigma_{cp}$  für die FE-Berechnungen an Plattenstreifen mit integrierten Leitungen mit und ohne Längszug für die FE-Serie FE-Q-S2. (Bild b).

**FE-Serie FE-Q-S3**

Die FE-Serie FE-Q-S3 beinhaltet Plattenstreifen mit integrierten Leitungen mit einem Durchmesser  $d_o = 0,35d$ , die in einem Abstand  $\Delta c = 25 \text{ mm}$  über der unteren Längsbewehrung verortet sind. Damit entspricht diese Versuchsserie dem Fall a nach Gl. (4.9), mit dem der Einfluss von runden Öffnungen  $0,2 \leq d_o/d \leq 0,35$  im gezogenen Querschnittsbereich auf die Querkrafttragfähigkeit geregelt ist. Der Abminderungsfaktor  $k_0$  nach DAFSTB HEFT 600 beträgt für diese Hohlraumvariante

$$\mathbf{k_o} = \mathbf{0,65}$$

Der Mittelwert des numerisch bestimmten Abminderungsfaktors beträgt für diese Hohlraumvariante

$$\mathbf{k_{o,m}} = \mathbf{0,72}$$

Der 5%-Quantilwert des numerisch bestimmten Abminderungsfaktors beträgt für diese Hohlraumvariante

$$\mathbf{k_{o,k}} = \mathbf{0,59}$$

Die Auswertung der mittleren Bruchschubspannungsdifferenzen  $\Delta\nu_{Rm,c,ref}$  infolge Längszug für die Querkrafttragfähigkeit von Plattenstreifen mit integrierten Hohlräumen  $d_o = 0,35d$  (unten) ergibt die nachfolgenden Werte:

$$k_1 = 0,07 \text{ für Längszugspannungen } \sigma_{cp} = -1,58 \text{ MN/m}^2$$

$$\Delta\nu_{Rm,c} = k_1 \cdot \sigma_{cp} \approx 0,07 \cdot (-1,58) \text{ MN/m}^2 \approx -0,11 \text{ MN/m}^2$$

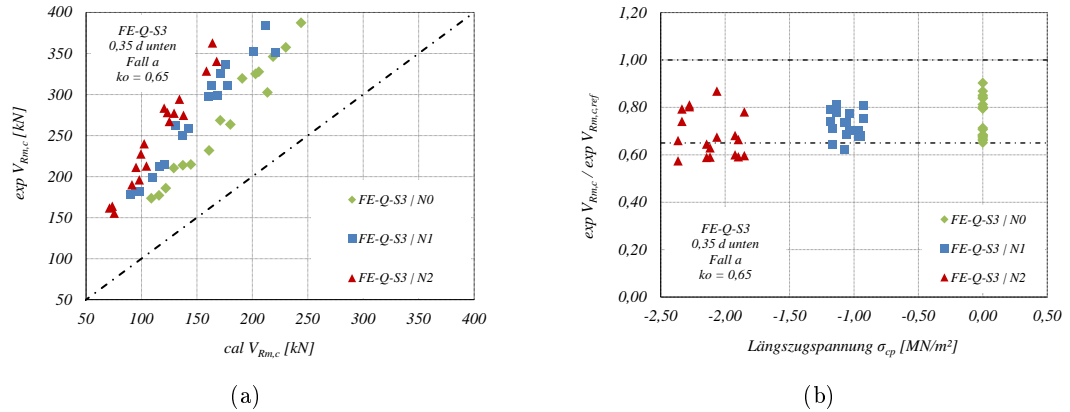


Abbildung 6.38: Gegenüberstellung der numerisch bestimmten Querkrafttragfähigkeit und des Mittelwertes der rechnerisch bestimmten Querkrafttragfähigkeit von Plattenstreifen mit integrierten Leitungen mit und ohne Längszug nach DAFSTB HEFT 600 für die FE-Serie FE-Q-S3 (Bild a).

Bruchschubspannungsdifferenz  $\Delta\nu_{Rm,c,ref}$  in Abhängigkeit der Längszugspannung  $\sigma_{cp}$  für die FE-Berechnungen an Plattenstreifen mit integrierten Leitungen mit und ohne Längszug für die FE-Serie FE-Q-S3. (Bild b).

**FE-Serie FE-Q-S4**

Die FE-Serie FE-Q-S4 beinhaltet Plattenstreifen mit integrierten Leitungen mit einem Durchmesser  $d_o = 0,35d$ , die in einem Abstand  $\Delta c = 25 \text{ mm}$  unter der oberen Längsbewehrung verortet sind. Damit entspricht diese Versuchsserie dem Fall b nach Gl. (4.10), mit dem der Einfluss von runden Öffnungen  $0,2 \leq d_o/d \leq 0,35$  im anteilig überdrückten Querschnittsbereich auf die Querkrafttragfähigkeit geregelt ist. Der Abminderungsfaktor  $k_0$  nach DAFSTB HEFT 600 beträgt für diese Hohlraumvariante

$$\mathbf{k_o = 0,75}$$

Der Mittelwert des numerisch bestimmten Abminderungsfaktors beträgt für diese Hohlraumvariante

$$\mathbf{k_{o,m} = 0,81}$$

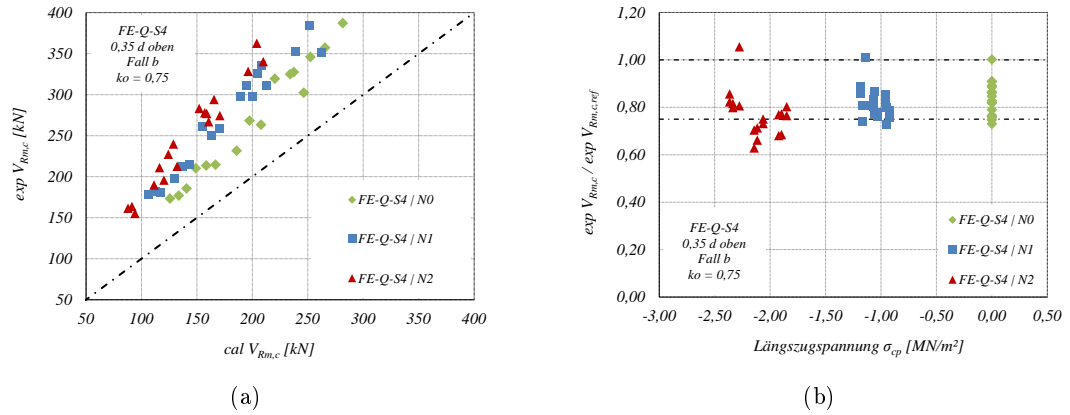
Der 5%-Quantilwert des numerisch bestimmten Abminderungsfaktors beträgt für diese Hohlraumvariante

$$\mathbf{k_{o,k} = 0,68}$$

Die Auswertung der mittleren Bruchschubspannungsdifferenzen  $\Delta\nu_{Rm,c,ref}$  infolge Längszug für die Querkrafttragfähigkeit von Plattenstreifen mit integrierten Hohlräumen  $d_o = 0,35d$  (oben) ergibt die nachfolgenden Werte:

$$k_1 \approx 0,07 \text{ für Längszugspannungen } \sigma_{cp} = -1,58 \text{ MN/m}^2$$

$$\Delta\nu_{Rm,c} = k_1 \cdot \sigma_{cp} \approx 0,07 \cdot (-1,58) \text{ MN/m}^2 \approx -0,11 \text{ MN/m}^2$$



Bruchschubspannungsdifferenz  $\Delta \nu_{Rm,c,ref}$  in Abhängigkeit der Längszugspannung  $\sigma_{cp}$  für die FE-Berechnungen an Plattenstreifen mit integrierten Leitungen mit und ohne Längszug für die FE-Serie FE-Q-S4. (Bild b).

**FE-Serie FE-Q-S5**

Die FE-Serie FE-Q-S5 beinhaltet Plattenstreifen mit integrierten Leitungen mit einem Durchmesser  $d_o = 0,5d$ , die mittig im Bauteil verortet sind. Für diese Hohlraumvariante existiert zwar keine Bemessungsregel, diese wird jedoch in guter Näherung mit dem Fall a nach Gl. (4.9), mit dem der Einfluss von runden Öffnungen mit  $0,2 \leq d_o/d \leq 0,35$  im gezogenen Querschnittsbereich auf die Querkrafttragfähigkeit geregelt ist, zugeordnet. Der Abminderungsfaktor  $k_0$  nach DAFSTB HEFT 600 beträgt für diese Hohlraumvariante

$$\mathbf{k_o} = \mathbf{0,60}$$

Der Mittelwert des numerisch bestimmten Abminderungsfaktors beträgt für diese Hohlraumvariante

$$\mathbf{k_{o,m}} = \mathbf{0,65}$$

Der 5%-Quantilwert des numerisch bestimmten Abminderungsfaktors beträgt für diese Hohlraumvariante

$$\mathbf{k_{o,k}} = \mathbf{0,53}$$

Die Auswertung der mittleren Bruchschubspannungsdifferenzen  $\Delta\nu_{Rm,c,ref}$  infolge Längszug für die Querkrafttragfähigkeit von Plattenstreifen mit integrierten Hohlräumen  $d_o = 0,5d$  (mittig) ergibt die nachfolgenden Werte:

$$k_1 \approx 0,06 \text{ für Längszugspannungen } \sigma_{cp} = -1,96 \text{ MN/m}^2$$

$$\Delta\nu_{Rm,c} = k_1 \cdot \sigma_{cp} \approx 0,06 \cdot (-1,96) \text{ MN/m}^2 \approx -0,12 \text{ MN/m}^2$$

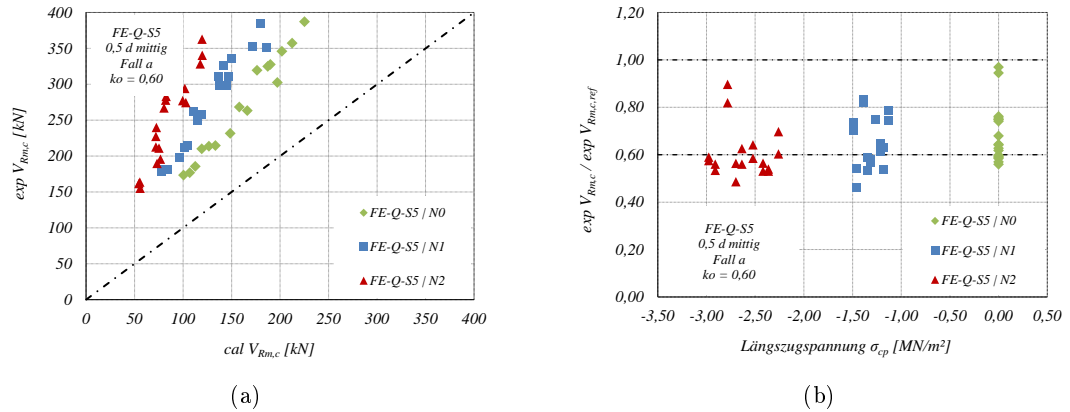


Abbildung 6.40: Gegenüberstellung der numerisch bestimmten Querkrafttragfähigkeit und des Mittelwertes der rechnerisch bestimmten Querkrafttragfähigkeit von Plattenstreifen mit integrierten Leitungen mit und ohne Längszug nach DAFSTB HEFT 600 für die FE-Serie FE-Q-S5 (Bild a).

Bruchschubspannungsdifferenz  $\Delta \nu_{Rm,c,ref}$  in Abhängigkeit der Längszugspannung  $\sigma_{cp}$  für die FE-Berechnungen an Plattenstreifen mit integrierten Leitungen mit und ohne Längszug für die FE-Serie FE-Q-S5. (Bild b).



**FE-Serie FE-Q-S6**

Die FE-Serie FE-Q-S6 beinhaltet Plattenstreifen mit integrierten, rechteckigen Leitungen mit einem Durchmesser  $b_o/d_o = 4,0d$  und  $d/d_o = 4,0d$ , die mittig im Bauteil verortet sind. Damit entspricht diese Versuchsserie dem Fall d nach (4.12), mit dem der Einfluss von rechteckigen Öffnungen auf die Querkrafttragfähigkeit geregelt ist. Der Abminderungsfaktor  $k_0$  nach DAFSTB HEFT 600 beträgt für diese Hohlraumvariante

$$\mathbf{k_o = 0,40}$$

Der Mittelwert des numerisch bestimmten Abminderungsfaktors beträgt für diese Hohlraumvariante

$$\mathbf{k_{o,m} = 0,55}$$

Der 5%-Quantilwert des numerisch bestimmten Abminderungsfaktors beträgt für diese Hohlraumvariante

$$\mathbf{k_{o,k} = 0,53}$$

Die Auswertung der mittleren Bruchschubspannungsdifferenzen  $\Delta\nu_{Rm,c,ref}$  infolge Längszug für die Querkrafttragfähigkeit von Plattenstreifen mit integrierten Hohlräumen  $b_o/d_o = 4,0d$  und  $d/d_o = 4,0d$  (mittig) ergibt die nachfolgenden Werte:

$$k_1 \approx 0,03 \text{ für Längszugspannungen } \sigma_{cp} = -1,40 \text{ MN/m}^2$$

$$\Delta\nu_{Rm,c} = k_1 \cdot \sigma_{cp} \approx 0,03 \cdot (-1,40) \text{ MN/m}^2 \approx -0,04 \text{ MN/m}^2$$

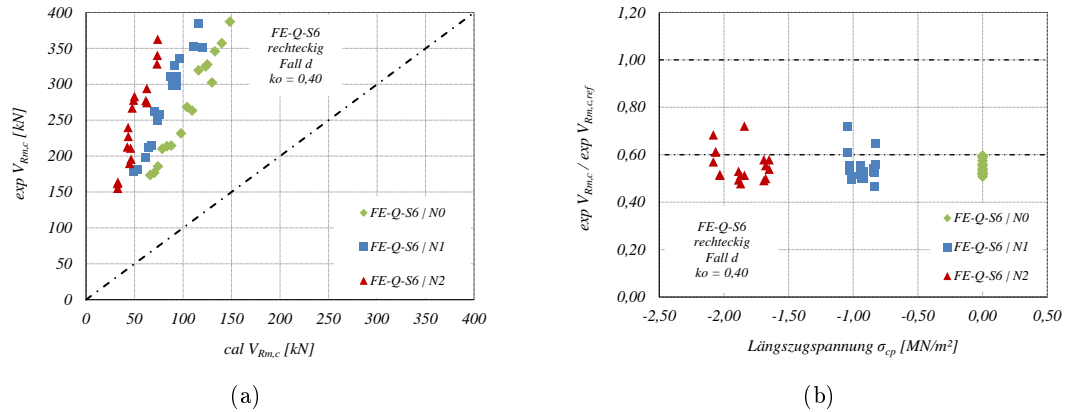


Abbildung 6.41: Gegenüberstellung der numerisch bestimmten Querkrafttragfähigkeit und des Mittelwertes der rechnerisch bestimmten Querkrafttragfähigkeit von Plattenstreifen mit integrierten Leitungen mit und ohne Längszug nach DAFSTB HEFT 600 für die FE-Serie FE-Q-S6 (Bild a).

Bruchschubspannungsdifferenz  $\Delta\nu_{Rm,c,ref}$  in Abhängigkeit der Längszugspannung  $\sigma_{cp}$  für die FE-Berechnungen an Plattenstreifen mit integrierten Leitungen mit und ohne Längszug für die FE-Serie FE-Q-S6. (Bild b).

### 6.6.3 Auswertung

Die FE-Modelle können das Tragverhalten von Stahlbetondecken ohne Querkraftbewehrung mit und ohne Hohlräume unter Längszug zutreffend abbilden. Die Leistungsfähigkeit der Modelle konnte sowohl durch die Nachrechnung von 506 Bauteilversuchen an massiven Stahlbetondecken aus der Querkraftdatenbank nach DAFSTB HEFT 597 als auch durch die Nachrechnung der Bauteilversuche an Stahlbetondecken mit integrierten Hohlräumen unter Längszug nach Abschnitt 5 bestätigt werden.

Die Nachrechnung der Querkraftversuche an massiven Plattenstreifen unter Längszug zeigt, dass die mechanische Wirkung einer Längszugspannung im FE-Modell und in dem genormten Bemessungskonzept mechanisch gleichwertig interpretiert wird. Dabei kann für die untersuchten, massiven Plattenstreifen in guter Übereinstimmung eine lineare Reduktion der Querkrafttragfähigkeit in Abhängigkeit der Längszugspannung bestätigt werden, wenngleich diese quantitativ etwas geringer ausfällt. Für eine Längszugspannung  $\sigma_{cp} \approx 0,50 \cdot f_{ctm}$  liegen die Vorfaktoren  $k_1$  bei

$k_1 \approx 0,10$  aus experimentellen Untersuchungen

$k_1 \approx 0,09$  aus numerischen Berechnungen

In den Versuchen an massiven Plattenstreifen konnte ein besonders ungünstiger Einfluss einer Längszugspannung für vergleichsweise geringe Längszugspannungen festgestellt werden. Für eine Längszugspannung  $\sigma_{cp} \approx 0,25 \cdot f_{ctm}$  liegen die Vorfaktoren  $k_1$  bei

$k_1 \approx 0,22$  aus experimentellen Untersuchungen

$k_1 \approx 0,10$  aus numerischen Berechnungen

Auch wenn in diesen Fällen die Traglastreduktion besonders ungünstig von der mittleren Reduktion bei höheren Längszugspannungen abweicht, liegt die experimentell bestimmte Querkrafttragfähigkeit stets deutlich über dem charakteristischen Wert der rechnerischen Querkrafttragfähigkeit. Ursächlich dafür ist die Unabhängigkeit der Abminderungsfunktion infolge Längszug von der konstanten Verschiebung zwischen dem charakteristischen Wert und dem Mittelwert der Querkrafttragfähigkeit über den Vorfaktor.

Die Nachrechnung der Querkraftversuche an Plattenstreifen mit integrierten Leitungen unter Längszug bestätigt die festgestellte, geringere Abminderung der Querkrafttragfähigkeit infolge einer Längszugbeanspruchung. Die in den Versuchen vereinzelt festgestellte Aufhebung der traglastmindernden Wirkung durch eine Längszugspannung konnte in den FE-Simulationen nicht reproduziert werden, so dass diese Effekte vermutlich auf nicht modellhaft nachvollziehbare, günstige Umlagerungsvorgänge im Versuchsablauf zurückzuführen sind. Trotzdem ist die Annäherung der numerischen Berechnungen an die Versuchsergebnisse wesentlich besser als die der Rechenwerte nach DIN EN 1992-1-1 und DAFSTB HEFT 600. Der normative Ansatz mit einer linearen Abminderungsfunktion in Abhängigkeit der Längszugspannung beschreibt das Problem für Stahlbetondecken mit integrierten Hohlräumen nicht zutreffend und liefert unwirtschaftliche Bemessungsergebnisse. Sowohl die experimentellen als auch die numerischen Ergebnisse aus den FE-Simulationen lassen einen Zusammenhang zwischen der Traglastminderung

infolge Längszug und der Querschnittsschwächung vermuten. Die Angabe eines mittleren Vorfaktors über alle Versuche ungeachtet der unterschiedlichen Querschnittsschwächungen ist nicht zielführend, wird hier jedoch der Vollständigkeit halber dokumentiert. Für eine mittlere Längszugspannung  $\sigma_{cp} \approx 1,4 \text{ MN/m}^2$  liegen die Vorfaktoren  $k_1$  bei

$$k_1 \approx 0,01 \text{ aus experimentellen Untersuchungen}$$

$$k_1 \approx 0,03 \text{ aus numerischen Berechnungen}$$

In ähnlicher Weise zu den Plattenstreifen mit integrierten Leitungen kann für Plattenstreifen mit integrierten Hohlkörpern der experimentell bestimmte, geringe Einfluss einer Längszugbeanspruchung mit den FE-Berechnungen bestätigt werden. Im Mittel ist aufgrund der planmäßig großen Schwächung durch die Hohlkörper praktisch kein ungünstiger Einfluss einer Längszugkraft festzustellen. Für eine mittlere Längszugspannung  $\sigma_{cp} \approx 1,8 \text{ MN/m}^2$  liegen die Vorfaktoren  $k_1$  bei

$$k_1 \approx 0,01 \text{ aus experimentellen Untersuchungen}$$

$$k_1 \approx 0,03 \text{ aus numerischen Berechnungen}$$

Ein ähnlich geringer Einfluss einer Längszugspannung auf die Querkrafttragfähigkeit von Hohlkörperdecken wurde bereits in ABRAMSKI U. NITSCH 2008 festgestellt.

In der Parameterstudie konnte der Einfluss einer Längszugbeanspruchung auf die Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetondecken mit und ohne integrierte Leitungen weiter untersucht werden. Die Vorfaktoren ergeben sich aus FE-Berechnungen an Plattenstreifen mit Materialeigenschaften nach DIN EN 1992-1-1 für unterschiedliche Festigkeitsklassen, Bauteilhöhen, Bewehrungsgrade und Längszugspannungen. Für eine mittlere Längszugspannung  $\sigma_{cp} \approx 0,7 \text{ MN/m}^2$  liegen die Vorfaktoren  $k_1$  bei

$$k_1 \approx 0,07 \text{ aus numerischen Berechnungen}$$

Für Plattenstreifen mit integrierten Leitungen konnte ein nichtlinearer Zusammenhang zwischen der Traglastminderung und der Längszugspannung im Bruchzustand nachge-

wiesen werden. Mit zunehmender Querschnittschwächung reduziert sich der ungünstige Einfluss von Längszug auf die Tragfähigkeit, wobei dieser Effekt mit zunehmender Betonfestigkeit und Längszugspannung deutlicher ausgeprägt ist. In den Versuchen ist dieser Zusammenhang deutlicher zu erkennen als in den numerischen Berechnungen. Die Simulation von lastabhängigen Spannungsumlagerungen und damit einhergehenden inneren Änderungen der Tragmechanismen kann mit einer nicht diskreten, automatisierten Rissentwicklung nicht für jede Parameterkonstellation realitätsnah simuliert werden.

Die Gesamtauswertung an Plattenstreifen mit integrierten Leitungen deutet insgesamt auf einen mechanischen Zusammenhang zwischen der Traglastminderung und der Querschnittschwächung hin, der weder in einem der vorhandenen Bemessungskonzepte für Stahlbetondecken mit integrierten Leitungen nach DAFSTB HEFT 600 noch in den Zulassungen für Stahlbetondecken mit integrierten Hohlkörpern vom Typ COBIAX ECO-LINE, COBIAX SLIM-LINE, COBIAX CLS und UNIDOME XS verankert ist. Eine Verknüpfung der numerisch bestimmten Vorfaktoren  $k_1$  für Längszugspannungen mit den zugehörigen Abminderungsfaktoren  $k_o$  für die Querschnittschwächung zeigt einen Zusammenhang, der durch eine lineare Regression hinreichend gut wiedergegeben werden kann. Der Einfluss der Traglastreduktion infolge Querschnittschwächung auf die Traglastreduktion infolge Längszug ist zudem in dieser Form systemkonsistent, da mit einem Faktor  $k_o = 1$  ein fließender Übergang zur konventionellen Querkraftbemessung von Massivdecken gegeben ist.

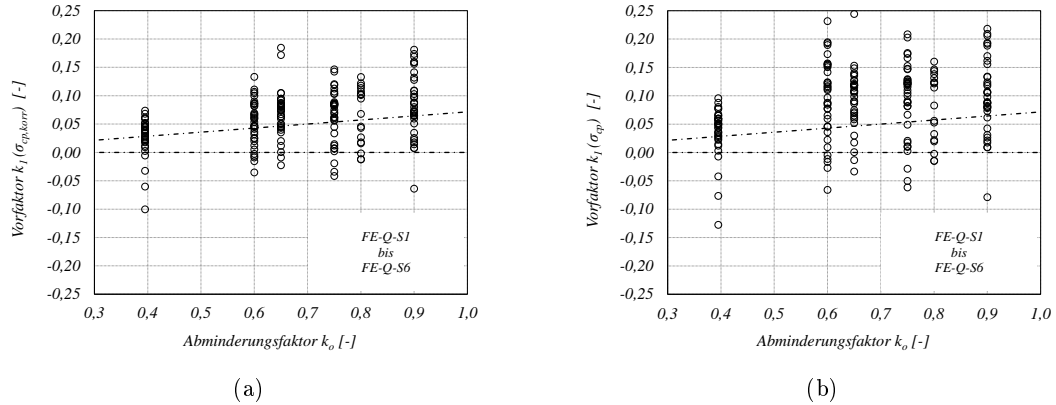


Abbildung 6.42: Zusammenhang zwischen dem Vorfaktor  $k_1$  und dem Abminderungsfaktor  $k_o$  aus der FE-Parameterstudie an Plattenstreifen aus Stahlbeton mit integrierten Leitungen unter Längszug bezogen auf die Netto-Querschnittsfläche im Schubfeld. (Bild a).

Zusammenhang zwischen dem Vorfaktor  $k_1$  und dem Abminderungsfaktor  $k_o$  aus der FE-Parameterstudie an Plattenstreifen aus Stahlbeton mit integrierten Leitungen unter Längszug bezogen auf die Brutto-Querschnittsfläche im Schubfeld. (Bild b).

Bei Anwendung des festgestellten Zusammenhanges zwischen den Abminderungsfunktionen  $k_o$  für die Querschnittschwächung und  $k_1$  für die Längszugspannung ergeben sich die modifizierten Bemessungsansätze nach Gl. (6.24) und (6.25) für die rechnerische Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetondecken mit integrierten Leitungen unter Längszug.

$$V_{Rm,c,mod} = k_o \cdot \left[ C_{Rm,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d \quad (6.24)$$

$$V_{Rk,c,mod} = k_o \cdot \left[ C_{Rk,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d \quad (6.25)$$

Dabei ist

$k_o$  = der Vorfaktor zur Berücksichtigung der Querschnittschwächung  
nach DAFSTB HEFT 600

$k_1$  = der Vorfaktor zur Berücksichtigung der Traglastminderung  
infolge Längszug nach DIN EN 1992-1-1/NA

In Anbetracht der Versuchsergebnisse muss die nationale Festlegung des Vorfaktors  $k_1 = 0,12$  nach DIN EN 1992-1-1/NA für den Einfluss von Längszug auf die Querkrafttragfähigkeit massiver Stahlbetondecken kritisch hinterfragt werden. Die nationale Abweichung von dem normierten Vorfaktor  $k_1 = 0,15$  nach DIN EN 1992-1-1 konnte mit den Forschungsarbeiten nicht bestätigt werden, da in den Versuchen zum Teil sogar ungünstigere Vorfaktoren  $k_1 > 0,15$  festgestellt wurden. Darüber hinaus wird der Einfluss von Längszugspannungen aus Zwang infolge Schwinden bei der Querkraftbemessung gänzlich vernachlässigt, so dass eine nationale Reduktion des Vorfaktors  $k_1$  nicht begründet erscheint. Die resultierende Längszugkraft im Bauteil reduziert sich zwar infolge einer Rissbildung, jedoch sind die Bauteilabschnitte zwischen den Rissen nach DRIDIGER 2019 nicht gänzlich frei von Zugspannungen. Die verbleibenden Längszugspannungen sind abhängig von systemischen, geometrischen und materialspezifischen Faktoren, können aber durchaus im untersuchten Wertebereich unter  $\sigma_c \leq 0,5 \cdot f_{ctm}$  liegen. Ein Vergleich der numerisch berechneten Querkrafttragfähigkeiten mit den Mittelwerten der modifizierten Querkrafttragfähigkeit nach Gl. (6.24) und (6.25) zeigt die mechanisch wesentlich bessere Übereinstimmung des Bemessungsmodells mit den FE-Berechnungen. Die Abminderungsfaktoren  $k_o$  des ursprünglichen Bemessungskonzeptes wurden in THIELE 2010 als 0%-Quantil bezogen auf die Mittelwerte der rechnerischen Querkrafttragfähigkeit bestimmt. Das Bemessungskonzept weicht somit von der Vorgehensweise in REINECK 1999 ab, bei der die charakteristische Querkrafttragfähigkeit dem 5%-Quantil der experimentellen Tragfähigkeiten entspricht. Diese Vorgehensweise kann jedoch sicherheitstheoretisch vertreten werden, weil die statistische Versuchsmasse an Stahlbetondecken mit integrierten Hohlräumen gegenüber Massivdecken vergleichsweise klein ist.

Eine statistische Auswertung zeigt eine wesentliche bessere Übereinstimmung der numerischen Ergebnisse mit dem modifizierten Bemessungskonzept nach Gl. (6.24) und (6.25) sowie eine ausreichende Zuverlässigkeit im Sinne der Vorgehensweise nach THIELE 2010 durch Unterschreitung des 0%-Quantils für die charakteristischen Rechenwerte der modifizierten Querkrafttragfähigkeit.

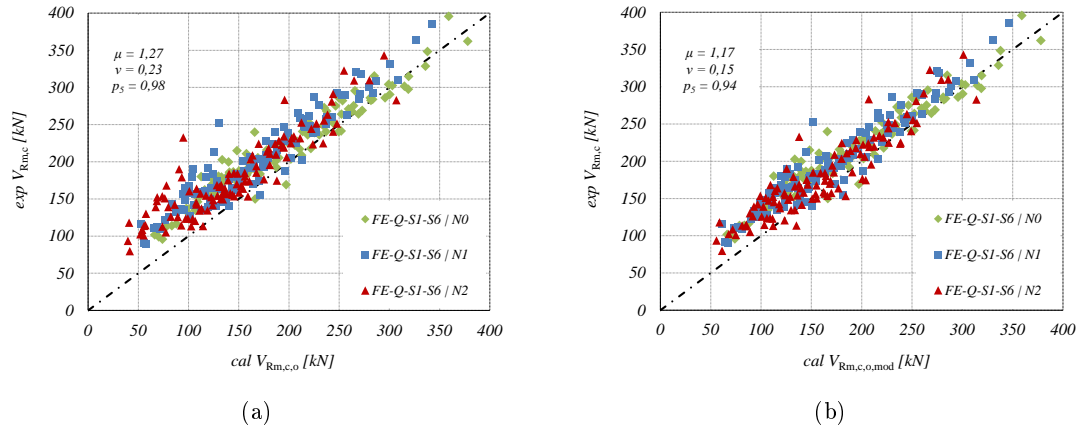


Abbildung 6.43: Gegenüberstellung der numerisch bestimmten Querkrafttragfähigkeit  $exp V_{Rm,c}$  und des Mittelwertes der rechnerischen Querkrafttragfähigkeit  $cal V_{Rm,c}$  nach DIN EN 1992-1-1 (Bild a).

Gegenüberstellung der numerisch bestimmten Querkrafttragfähigkeit  $exp V_{Rm,c}$  und des Mittelwertes der modifizierten, rechnerischen Querkrafttragfähigkeit  $cal V_{Rm,c,mod}$  nach Gl. (6.24) (Bild b).

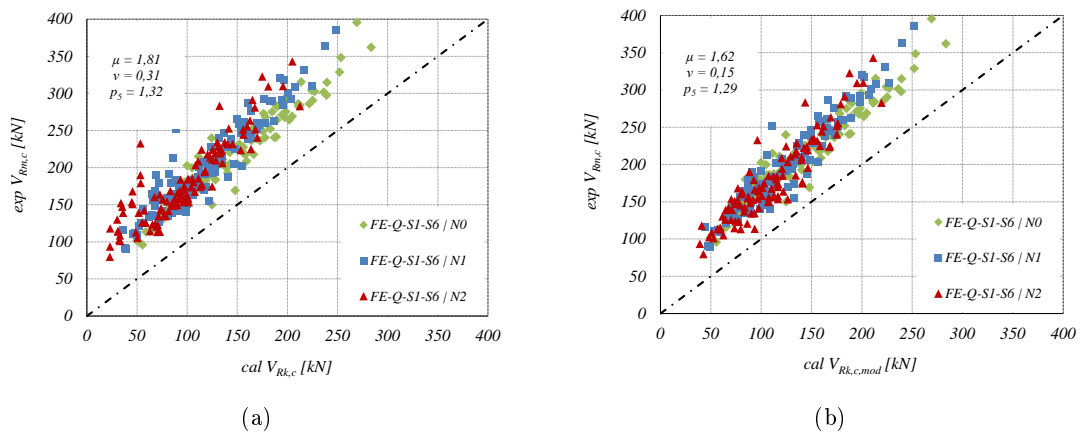


Abbildung 6.44: Gegenüberstellung der numerisch bestimmten Querkrafttragfähigkeit  $exp V_{Rm,c}$  und des charakteristischen Wertes der rechnerischen Querkrafttragfähigkeit  $cal V_{Rk,c}$  nach DIN EN 1992-1-1 (Bild a).

Gegenüberstellung der numerisch bestimmten Querkrafttragfähigkeit  $exp V_{Rm,c}$  und des charakteristischen Wertes der modifizierten, rechnerischen Querkrafttragfähigkeit  $cal V_{Rk,c,mod}$  nach Gl. (6.25) (Bild b).



## 7 Bemessungsvorschlag

Mit den Forschungsarbeiten konnte gezeigt werden, dass der Einfluss von Längszug auf die Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetondecken mit integrierten Hohlräumen unter Längszug mit zunehmender Querschnittschwächung deutlich zurückgeht. Trotz kontroverser Tragmechanismen in unterschiedlichen Querkraftmodellen mit mechanischem Hintergrund herrscht mit wenigen Ausnahmen Einigkeit bezüglich der wichtigen Tragwirkung der Betonzugzone, auch wenn die Ansichten über die Aufteilung der Traganteile senkrecht und parallel zum Schubriss wiederum nicht einheitlich sind. Eine mechanische Ermittlung der Traganteile im gekrümmten Schubriss wurde durch GÖRTZ 2004 entwickelt. In dem Modell werden sowohl die Zugtraganteile normal zum Riss als auch die Schubtraganteile durch Rissverzahnung über die gesamte Schubrisslänge integriert und mit dem Traganteil der Betondruckzone und dem Traganteil der Längsbewehrung durch Verdübelung eine aus allen Traganteilen zusammengesetzte Querkrafttragfähigkeit berechnet.

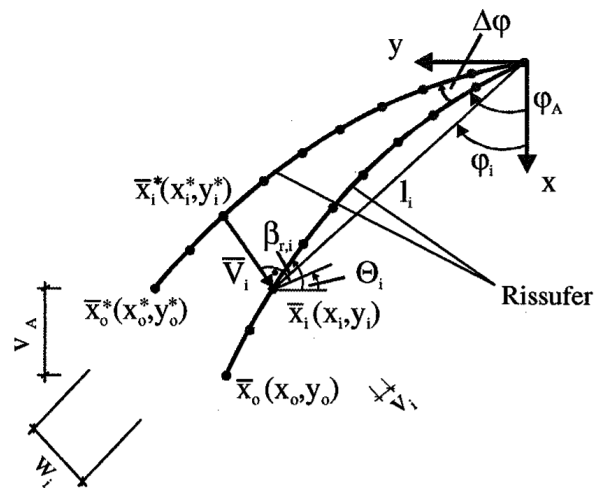
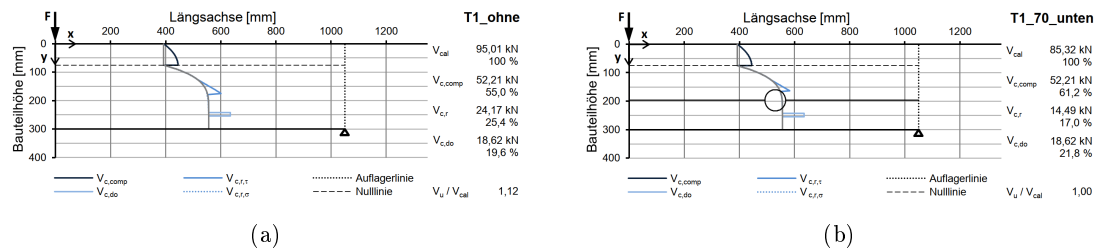


Abbildung 7.1: Modellvorstellung der Schubrisskinematik zur Berechnung der Rissbreite und der Rissuferverschiebung für die Berechnung der Zug- und Schubtragfähigkeit im Riss aus GÖRTZ 2004.

Vor diesem Hintergrund ist es mechanisch verständlich, dass Öffnungen im Schubfeld die Zug- und Schubtragfähigkeit des Betons reduzieren. Gleichmaßen ist es mechanisch nachvollziehbar, dass Öffnungen im gezogenen Querschnittsbereich zu einem ungünstigen Verlust der Zug- und Schubtraganteile am Schubrissende führen und zudem in Nähe

der Längsbewehrung die Dübeltragwirkung ungünstig beeinflussen. Dieser Zusammenhang wurde gleichermaßen auch in THIELE 2010 festgestellt. In ALBRECHT 2014 wurde das Querkraftmodell nach GÖRTZ 2004 zur Berechnung der Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetondecken mit integrierten Hohlräumen modifiziert, indem die Traganteile im Schubriss in Abhängigkeit der Öffnungsgeometrie berechnet wurden. Somit konnten die experimentell bestimmten Querkrafttragfähigkeiten rechnerisch in die einzelnen Traganteile zerlegt und die Minderung des Traganteils der Schubrissverzahnung dargestellt werden.



Abbildungung 7.2: Grafische Darstellung der berechneten Querkrafttraganteile einer ungeschwächten Stahlbetondecke nach ALBRECHT 2014 (a).

Grafische Darstellung der berechneten Querkrafttraganteile einer geschwächten Stahlbetondecke nach ALBRECHT 2014 (b).

Unter Berücksichtigung, dass die Zug- und Schubtraganteile im Schubriss mit dem Modell der Rissuferverzahnung aus WALRAVEN 1980 nach Abb. 6.12 berechnet werden, ist die ungünstige Wirkung einer Zugspannung auf die Rissöffnung und damit auf die Rissverzahnung im Beton erklärt. Vor diesem mechanischen Hintergrund ist es allerdings ebenso verständlich, dass im Bereich von Leitungsöffnungen selbst keine ungünstige Wirkung von Längszugspannungen auf die Nachstragwirkung verursacht werden kann. Demnach verliert sich der ungünstige Einfluss von Längszug mit dem zunehmenden, ungünstigen Einfluss von Öffnungen und Hohlräumen auf die Querkrafttragfähigkeit. Dieser bruchmechanische Zusammenhang begründet einen Vorschlag zur Modifikation der bestehenden Bemessungskonzepte für die Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetondecken mit integrierten Leitungen und Hohlräumen unter Längszug.

## 7.1 Stahlbetondecken ohne integrierte Hohlräume

Die in dieser Arbeit vorgestellten Versuche und numerischen FE-Berechnungen an massiven Plattenstreifen haben analog zu den Bemessungskonzepten nach DIN EN 1992-

1-1 in Verbindung mit DIN EN 1992-1-1/NA gezeigt, dass die Querkrafttragfähigkeit durch eine Längszugbeanspruchung abgemindert wird. Die Reduktion der Querkrafttragfähigkeit wird national mit einem Vorfaktor  $k_1 = 0,12$  über die Längszugspannungen ermittelt, wobei dieser Wert in REINECK 1999 ausschließlich an vorgespannten Bauteilen unter Längsdruck kalibriert wurde und daher sicherheitstheoretisch nicht validiert ist. Vielmehr werfen die zum Teil ungünstigeren Versuchsergebnisse für Massivdecken unter Längszug die Frage nach der Richtigkeit der nationalen Anpassung des Vorfaktors für Längszug auf. In den Forschungsarbeiten konnten keine Erkenntnisse gesammelt werden, mit denen eine Reduktion des Vorfaktors  $k_1 = 0,15$  nach DIN EN 1992-1-1 begründet werden kann. Der Mittelwert der experimentell bestimmten Traglastreduktion kann über das untersuchte Längsspannungsniveau in guter Näherung mit einem Vorfaktor  $k_1 = 0,15$  erfasst werden, so dass die Regelung nach DIN EN 1992-1-1 für den Einfluss von Längszug auf die Querkrafttragfähigkeit nach Gl. (7.1) grundsätzlich bestätigt werden kann.

Es wird daher empfohlen, das bestehende Bemessungskonzept für die Querkrafttragfähigkeit nicht querkraftbewehrter Stahlbetondecken ohne integrierte Hohlräume mit einem Vorfaktor  $k_1 = 0,15$  für Längszugspannungen nach DIN EN 1992-1-1 zu verwenden und den national festgelegten Parameter  $k_1 = 0,12$  ausschließlich für günstig wirkende Längsdruckspannungen anzusetzen.

$$V_{Rd,c,mod} = \left[ C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d \quad (7.1)$$

Dabei ist

$V_{Rd,c,mod}$  = die modifizierte Querkrafttragfähigkeit in N

$C_{Rd,c}$  = ein empirisch ermittelter Vorfaktor mit  $C_{Rd,c} = \frac{0,15}{\gamma_c}$

mit  $\gamma_c = 1,5$  nach DIN EN 1992-1-1/NA, Tab. 2.1 DE

$f_{ck}$  = die charakteristische Betondruckfestigkeit in N/mm<sup>2</sup>

$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0$  mit d in mm

$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0,02$

mit

$A_{sl}$  = die Fläche der Zugbewehrung in mm<sup>2</sup>

$b_w$  = die kleinste Querschnittsbreite innerhalb der Zugzone des Querschnitts in mm

$d$  = die statische Querschnittshöhe in mm

$k_1$  = ein empirisch ermittelter Vorfaktor

$k_1 = 0,15$  und  $\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c}$  für Längszug ( $N_{Ed} < 0$ )

$k_1 = 0,12$  und  $\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0,2 \cdot f_{cd}$  für Längsdruck ( $N_{Ed} > 0$ )

$N_{Ed}$  = die Normalkraft im Querschnitt infolge direkter Einwirkungen in N

$A_c$  = die Betonquerschnittsfläche in mm<sup>2</sup>

## 7.2 Stahlbetondecken mit integrierten Leitungen

Die in dieser Arbeit vorgestellten Versuche und numerischen FE-Berechnungen an Plattenstreifen mit integrierten Leitungen unter Längszug haben gezeigt, dass der ungünstige Einfluss einer Längszugspannung auf die Querkrafttragfähigkeit der Bauteile mit zunehmender Querschnittsschwächung zurückgeht. Das bestehende Bemessungskonzept führt daher zu einer unwirtschaftlichen und mechanisch nicht begründeten Bemessung von Stahlbetondecken mit integrierten Leitungen unter Längszug. Zur Sicherstellung eines konsistenten Bemessungsverfahrens für massive und querschnittsgeschwächte Stahlbetondecken wird die Traglastminderung infolge Längszug mit dem Abminderungsfaktor  $k_o$  zur Berücksichtigung einer Traglastminderung infolge der Querschnittsschwächung nach Gl. (7.2) verknüpft. Für Massivdecken ohne Querschnittsschwächung mit dem Abminderungsfaktor  $k_o = 1$  entspricht das Verfahren exakt dem Bemessungskonzept nach DIN EN 1992-1-1 oder unter Berücksichtigung der modifizierten Vorfaktoren  $k_1$  für Längszug dem Bemessungsvorschlag nach Gl. (7.1).

Es wird empfohlen, das bestehende Bemessungskonzept nach DIN EN 1992-1-1 in Verbindung mit DAFSTB HEFT 600 durch den Bemessungsvorschlag nach Gl. (7.2) zu ersetzen.

$$V_{Rd,c,mod} = k_o \cdot \left[ C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d \quad (7.2)$$

Dabei ist

$k_o$  = der Vorfaktor zur Berücksichtigung einer Querschnittschwächung  
nach DAFSTB HEFT 600

$V_{Rd,c,mod}$  = die modifizierte Querkrafttragfähigkeit in N

$C_{Rd,c}$  = ein empirisch ermittelter Vorfaktor mit  $C_{Rd,c} = \frac{0,15}{\gamma_c}$

mit  $\gamma_c = 1,5$  nach DIN EN 1992-1-1/NA, Tab. 2.1 DE

$f_{ck}$  = die charakteristische Betondruckfestigkeit in N/mm<sup>2</sup>

$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0$  mit d in mm

$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0,02$

mit

$A_{sl}$  = die Fläche der Zugbewehrung in mm<sup>2</sup>

$b_w$  = die kleinste Querschnittsbreite innerhalb der Zugzone des Querschnitts in mm

$d$  = die statische Querschnittshöhe in mm

$k_1$  = ein empirisch ermittelter Vorfaktor

$k_1 = 0,15$  und  $\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c}$  für Längszug ( $N_{Ed} < 0$ )

$k_1 = 0,12$  und  $\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0,2 \cdot f_{cd}$  für Längsdruck ( $N_{Ed} > 0$ )

$N_{Ed}$  = die Normalkraft im Querschnitt infolge direkter Einwirkungen in N

$A_c$  = die Betonquerschnittsfläche in Symmetrieebene der Öffnung in mm<sup>2</sup>

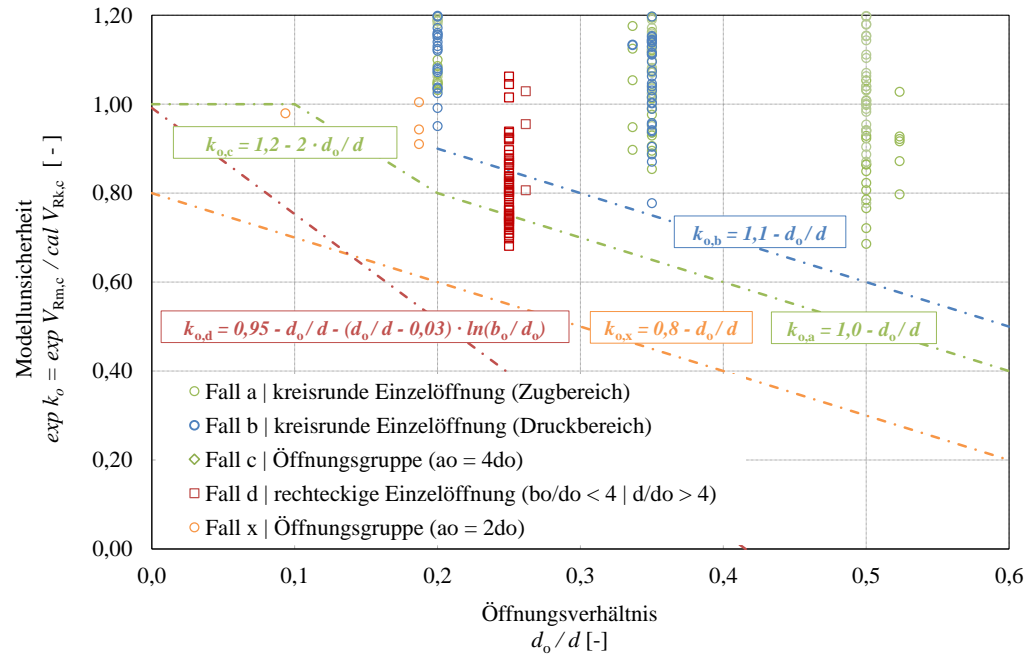


Abbildung 7.3: Modellunsicherheiten des modifizierten Bemessungskonzeptes von Stahlbetondecken mit integrierten Leitungen unter Längszug für die charakteristischen Werte der rechnerischen Querkrafttragfähigkeit in Anlehnung an die Darstellungen in THIELE 2010.

### 7.3 Stahlbetondecken mit integrierten Hohlkörpern

Die Querkraftversuche und die numerischen FE-Berechnungen an Plattenstreifen mit integrierten Hohlkörpern unter Längszug haben gezeigt, dass die Querkrafttragfähigkeit durch eine Längszugspannung nur geringfügig reduziert wird. In den Versuchen konnte im Mittel kein ungünstiger Einfluss festgestellt werden, wenngleich eine gewisse Streuung der Prüfwerte und somit auch geringe Traglastminderungen vorhanden waren. In den FE-Simulationen hat sich eine vernachlässigbar geringe Traglastminderung infolge Längszug ergeben, womit die experimentellen Ergebnisse bestätigt werden konnten. Darüber hinaus sind die Versuche an Hohlkörperdecken aufgrund der erheblichen, strukturellen Schwächung bedeutend zur Bestätigung der Theorie, dass sich der Einfluss von Längszug auf die Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetondecken mit zunehmender Schwächung der Bauteile verliert. Aufgrund der Tatsache, dass Hohlkörperdecken mit allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen als Hochbaudecken eingesetzt werden und auch die Rissbreitenbeschränkung eindeutig geregelt ist, gibt es keine sicherheitstheoretischen Bedenken bei der Bemessung von Hohlkörperdecken für eine kombinierte, direkte Beanspruchung mit Quer- und Zuglasten.

Es wird daher empfohlen, das bestehende Bemessungskonzept in den bauaufsichtlichen Zulassungen COBIAX ECO-LINE, COBIAX SLIM-LINE, COBIAX CLS und UNIDOME XS durch den Bemessungsvorschlag nach Gl. (7.3) zu ersetzen.

$$V_{Rd,c,mod} = f \cdot \left[ C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d \quad (7.3)$$



Dabei ist

$f$  = Abminderungsfaktor für die Querkrafttragfähigkeit einer Referenz-Massivdecke nach bauaufsichtlicher Zulassung

$V_{Rd,c,mod}$  = die modifizierte Querkrafttragfähigkeit in N

$C_{Rd,c}$  = ein empirisch ermittelter Vorfaktor mit  $C_{Rd,c} = \frac{0,15}{\gamma_c}$

mit  $\gamma_c = 1,5$  nach DIN EN 1992-1-1/NA, Tab. 2.1 DE

$f_{ck}$  = die charakteristische Betondruckfestigkeit in N/mm<sup>2</sup>

$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0$  mit  $d$  in mm

$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0,02$

mit

$A_{sl}$  = die Fläche der Zugbewehrung in mm<sup>2</sup>

$b_w$  = die kleinste Querschnittsbreite innerhalb der Zugzone des Querschnitts in mm

$d$  = die statische Querschnittshöhe in mm

$k_1$  = ein empirisch ermittelter Vorfaktor

$k_1 = 0,15$  und  $\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c}$  für Längszug ( $N_{Ed} < 0$ )

$k_1 = 0,12$  und  $\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0,2 \cdot f_{cd}$  für Längsdruck ( $N_{Ed} > 0$ )

$N_{Ed}$  = die Normalkraft im Querschnitt infolge direkter Einwirkungen in N

$A_c$  = die Betonquerschnittsfläche in Symmetrieebene der Hohlkörper in mm<sup>2</sup>

## 8 Zusammenfassung

Mit der vorliegenden Arbeit wurde die Querkrafttragfähigkeit von nicht querkraftbewehrten Stahlbetondecken mit und ohne integrierte Hohlräume unter Längszug experimentell und numerisch untersucht. Für massive Stahlbetondecken ist der traglastmindernde Einfluss von Längszugspannungen auf die Querkrafttragfähigkeit durch die Arbeiten von DAFSTB HEFT 275, MATTOCK 1969, KUHLMANN U. A. 2002 und EHMANN 2003 belegt und im Bemessungskonzept nach DIN EN 1992-1-1 grundsätzlich berücksichtigt. Der Einfluss von Längszug auf die Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetondecken mit integrierten Hohlräumen war jedoch weitestgehend unerforscht.

In der Baupraxis werden Hochbaudecken zunehmend als Installationsraum für die horizontale Verteilung der Gebäudetechnik genutzt, wodurch der Deckenquerschnitt lokal geschwächt wird. Der wesentliche Grund für diesen Umstand ist der zunehmende Einsatz energieeffizienter Gebäudetechnik und die fortschreitende Gebäudeautomation, die mit einem wachsenden Raumbedarf für die Trassierung einhergehen. An der Technischen Universität Kaiserslautern wurden in den vergangenen Jahren umfassende experimentelle und theoretische Forschungsarbeiten zur Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetondecken mit integrierten Leitungen durchgeführt. Die sicherheitsrelevanten Ergebnisse dieser Arbeiten stehen der Baupraxis als Bemessungskonzept in den nationalen Erläuterungen zu EC2 in DAFSTB HEFT 600 zur Verfügung. Eine ähnliche Problematik besteht für Hohlkörperdecken, deren Querschnittschwächung eine Reduktion der Querkrafttragfähigkeit um näherungsweise 50% gegenüber einer vergleichbaren Massivdecke bewirkt. Das Querkrafttragverhalten von Hohlkörperdecken wurde in den vergangenen Jahren an der Technischen Universität Kaiserslautern und an der Hochschule Bochum eingehend erforscht. Auf Basis der Forschungsergebnisse konnten für Hohlkörperdecken allgemeine bauaufsichtliche Zulassungen durch das DIBt erteilt werden. Zur Erforschung des Einflusses einer Längszugspannung auf die Querkrafttragfähigkeit von nicht querkraftbewehrten Stahlbetondecken mit und ohne integrierte Hohlräume wurde ein Versuchsprogramm aus 66 Querkraftversuchen bearbeitet, mit dem ein breites Spektrum an Hohlraumvarianten und Längszugspannungen untersucht werden konnte. Die Versuche wurden an einfeldrigen Plattenstreifen aus Stahlbeton unter Einzellast durchgeführt.

Für massive Stahlbetondecken kann der ungünstige Einfluss von Längszug auf die Querkrafttragfähigkeit qualitativ bestätigt werden. Insgesamt liegt die mittlere experimen-

telle Abminderung der Querkrafttragfähigkeit in einer Größenordnung, die mit dem Vorfaktor  $k_1 = 0,15$  nach DIN EN 1992-1-1 zutreffender beschrieben wird als mit dem national geregelten Vorfaktor  $k_1 = 0,12$  nach DIN EN 1992-1-1/NA. Für Stahlbetondecken mit integrierten Leitungen und Hohlkörpern zeigt sich ein nichtlinearer Einfluss von Längszugspannungen auf die Querkrafttragfähigkeit. Mit zunehmender Querschnittsschwächung und damit auch zunehmender Längszugspannung verliert sich der ungünstige Einfluss auf die Querkrafttragfähigkeit. Bruchmechanisch kann dieses Tragverhalten auf die untergeordnete Bedeutung der Rissverzahnung im geschwächten Betonquerschnitt zurückgeführt werden, welche im Gegensatz dazu in massiven Querschnitten einen bedeutenden Einfluss auf die Querkrafttragfähigkeit hat und durch Längszug ungünstig beeinflusst wird. Gleichzeitig kann sich eine Längszugkraft oberhalb der Öffnung günstig auf die Druckstreben im Schubfeld auswirken.

Zur theoretischen Untersuchung der Problemstellung wurden Finite-Elemente-Modelle entwickelt, mit denen das nichtlineare Tragverhalten der Plattenstreifen simuliert werden konnte. Das Modell wurde im Vorfeld an 506 Versuchen aus der Querkraftdatenbank nach DAFSTB HEFT 597 validiert. Die Versuche wurden bewusst nach dem gleichen Auswahlkriterium bestimmt, welches auch für die empirische Ermittlung der Vorfaktoren im normierten Bemessungskonzept verwendet wurde. Mit dem Modell können die Bruchlasten der Versuche im Mittel gut nachgerechnet werden. Die eigenen Versuche dieser Forschungsarbeit können mit dem FE-Modell im Vergleich zu den jeweiligen Bemessungskonzepten zutreffender nachgerechnet werden. Die numerischen Berechnungen belegen für massive Plattenstreifen die ungünstige Wirkung von Längszugspannungen auf die Querkrafttragfähigkeit. In guter Übereinstimmung mit den Versuchen zeigt sich ein linearer Zusammenhang zwischen Längszugspannung und Traglastminderung. Der kritische Einfluss von geringen Längszugspannungen auf die Querkrafttragfähigkeit zeigt sich in den FE-Berechnungen nicht. Für Plattenstreifen mit integrierten Hohlräumen kann der deutlich geringere Einfluss von Längszugspannungen auf die Querkrafttragfähigkeit in den FE-Simulationen nachvollzogen werden. Die experimentellen und numerischen Ergebnisse führen zu der Annahme, dass die bestehenden Bemessungskonzepte für Stahlbetondecken mit integrierten Leitungen und Hohlkörpern das Tragverhalten der Decken unter Längszug mechanisch unzureichend erfassen und diese Bauteile daher tendenziell zu ungünstig und somit unwirtschaftlich bemessen werden.

In einer FE-Parameterstudie wurden die gewonnenen Erkenntnisse an weiteren 324 Si-

mulationen ausgeweitet. Mit der Studie wurde der Einfluss von Längszug auf die Querkrafttragfähigkeit von Plattenstreifen mit integrierten Leitungen für unterschiedliche Betonfestigkeiten, Längsbewehrungsgrade, Bauteilhöhen und Hohlraumvarianten untersucht. Die untergeordnete Bedeutung von Längszugspannungen für die Querkrafttragfähigkeit von geschwächten Plattenstreifen konnte mit der Studie belegt werden. Auf Grundlage einer statistischen Analyse der Ergebnisse konnten die Einflüsse einer Längszugspannung auf die Querkrafttragfähigkeit plausibel und zuverlässig bestätigt werden. Mechanisch existiert ein Zusammenhang zwischen der Reduktion der Querkrafttragfähigkeit infolge der Querschnittsschwächung und dem Einfluss einer Längszugspannung auf die Querkrafttragfähigkeit. Für nicht querkraftbewehrte Stahlbetondecken mit und ohne Hohlräume konnten geeignete Bemessungsvorschläge entwickelt werden.

In dem Bemessungskonzept für Massivdecken ist es sicherheitstheoretisch empfehlenswert, die Traglastminderung infolge einer Längszugspannung abweichend zu DIN EN 1992-1-1/NA mit dem Vorfaktor  $k_1 = 0,15$  nach DIN EN 1992-1-1 zu berechnen.

$$V_{Rd,c,mod} = \left[ C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d$$

Die Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetondecken mit integrierten Leitungen unter Längszug kann zutreffend erfasst werden, wenn die rechnerische Traglastminderung infolge Längszug mit dem Abminderungsfaktor  $k_o$  für die Traglastminderung infolge der Querschnittsschwächung reduziert wird. Durch diese Formulierung bleibt der Übergang des Bemessungskonzeptes für Bauteile mit und ohne integrierte Leitungen konsistent.

$$V_{Rd,c,mod} = k_o \cdot \left[ C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d$$

Das Querkrafttragverhalten von Hohlkörperdecken unter Längszug ist mit dem Tragverhalten von Stahlbetondecken mit integrierten Leitungen vergleichbar. Daher wird einerseits die Möglichkeit der planmäßigen Aufnahme einer Zugbeanspruchung im Bemessungskonzept eröffnet und andererseits auch der geringe Einfluss einer Längszugspannung auf die Querkrafttragfähigkeit konzeptionell berücksichtigt.

$$V_{Rd,c,mod} = f \cdot \left[ C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d$$

## 9 Ausblick

Mit dieser Arbeit wurde der Einfluss von Längszug auf die Querkrafttragfähigkeit von nicht querkraftbewehrten Stahlbetondecken mit integrierten Hohlräumen untersucht. Die Untersuchungen wurden für eine direkte Verwendbarkeit in der Baupraxis an Stahlbetondecken mit hochbauüblichen Geometrien, Baustoffen, Hohlräumen und Längszugkräften durchgeführt. Zur weiteren Erforschung des Querkrafttragverhaltens von Stahlbetondecken mit integrierten Hohlräumen im Hochbau und Ingenieurbau sollten die Untersuchungen mit veränderten und erweiterten Parameterkonstellationen fortgeführt werden. Dabei sind insbesondere weitere Erkenntnisse zum Tragverhalten von Stahlbetondecken mit integrierten Hohlräumen unter Längszug von Bedeutung, bei denen das Spektrum der Parameter Deckendicke, Betonfestigkeit und Längszugkraft erweitert wird.

Mit den Versuchen und Simulationen wurde explizit der Einfluss von Längszug auf die Querkrafttragfähigkeit aus direkten Einwirkungen untersucht. Dabei liegt den Untersuchungen die Annahme zugrunde, dass Längszugspannungen aus indirekten Einwirkungen, beispielsweise aus Zwang infolge Betonschwinden, keinen ungünstigeren Einfluss auf die Querkrafttragfähigkeit haben. Diese Annahme wurde damit begründet, dass Längszugkräfte aus Zwang in Stahlbetondecken durch Rissbildung im Beton sukzessive abgebaut werden. Diese Annahme sollte durch entsprechende Versuche und Simulationen bestätigt werden, bei denen die Zugkraft in den Versuchskörpern durch Betonschwinden und Festhaltungen erzeugt wird. Darüber hinaus kann mit diesen Versuchen auch der Frage nachgegangen werden, inwieweit eine vollständige Vernachlässigung von Längszug infolge Zwang bei der Bemessung der Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetondecken nach DIN EN 1992-1-1 gerechtfertigt ist, weil auch durch eine ausgeprägte Rissbildung in gezwängten Stahlbetondecken die Längszugkräfte nicht vollständig abgebaut werden.

---

## Literatur

### DAFSTB HEFT 210

BAUMANN, T. (Hrsg.) ; RÜSCH, H. (Hrsg.): *Versuche zum Studium der Verdübelungswirkung der Biegezugbewehrung eines Stahlbetonbalkens*. DAfStb Heft 210. Ernst&Sohn, 1970

### DIANA 2014

BV, TNO D. (Hrsg.): *DIANA Finite Element Analysis - Version 9.6*. 2014. TNO DIANA BV, 2014

### MODEL CODE 1990

COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BETON CEB-FIP (Hrsg.): *MODEL CODE 1990*. 1. Auflage. Thomas Telford, 1991

### DAFSTB HEFT 425

DEUTSCHER AUSSCHUSS FÜR STAHLBETON (DAFSTB) (Hrsg.): *Bemessungshilfsmittel zu Eurocode 2 Teil 1 (DIN V EN 1992 Teil 1-1)*. DAfStb Heft 425. Ernst&Sohn, 1992

### DAFSTB HEFT 419

DEUTSCHER AUSSCHUSS FÜR STAHLBETON (DAFSTB) (Hrsg.): *Bruchmechanisches Verhalten von Beton unter monotoner und zyklischer Zugbeanspruchung*. DAfStb Heft 419. Ernst&Sohn, 1991

### DAFSTB HEFT 477

DEUTSCHER AUSSCHUSS FÜR STAHLBETON (DAFSTB) (Hrsg.): *Einfluss bruchmechanischer Kenngrößen auf das Biege- und Schubtragverhalten hochfester Betone*. DAfStb Heft 477. Beuth Verlag GmbH, 1997

### DAFSTB HEFT 600

DEUTSCHER AUSSCHUSS FÜR STAHLBETON (DAFSTB) (Hrsg.): *Erläuterungen zu DIN EN 1992-1-1 und DIN EN 1992-1-1/NA (Eurocode 2)*. DAfStb Heft 600. Beuth Verlag, 2012

### DAFSTB HEFT 597

DEUTSCHER AUSSCHUSS FÜR STAHLBETON (DAFSTB) (Hrsg.): *Erweiterte Datenbanken zur Überprüfung der Querkraftbemessung für Konstruktionsbetonbauteile mit und ohne Bügel*. DAfStb Heft 597. Beuth Verlag, 2012

DAFSTB HEFT 466

DEUTSCHER AUSSCHUSS FÜR STAHLBETON (DAFSTB) (Hrsg.): *Grundlagen und Bemessungshilfen für die Rißbreitenbeschränkung im Stahlbeton und Spannbeton*. DAfStb Heft 466. Beuth Verlag, 1996

DAFSTB HEFT 444

DEUTSCHER AUSSCHUSS FÜR STAHLBETON (DAFSTB) (Hrsg.): *Zum Zug- und Schubtragverhalten von Bauteilen aus hochfestem Beton*. DAfStb Heft 444. Beuth Verlag GmbH, 1994

DIN EN 1992-1-1

DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG DIN (Hrsg.): *Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*. Ausgabe Januar 2011. Beuth Verlag, 2011

DIN EN 1992-1-1/NA

DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG (DIN) (Hrsg.): *Nationaler Anhang - Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*. Ausgabe Januar 2011. Beuth Verlag, 2011

DIN 1045-1

DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG (DIN) (Hrsg.): *Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton*. Ausgabe Juli 2001. Beuth Verlag, 2001

COBIAX ECO-LINE

DIBT (Hrsg.): *Z-15.1-282: Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung - Hohlkörperdecke System Cobiax*. DIBt, 2010

COBIAX SLIM-LINE

DIBT (Hrsg.): *Z-15.1-307: Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung - Hohlkörperdecke System Cobiax Slim-Line*. 1. Auflage. DIBt, 2013

COBIAX CLS

DIBT (Hrsg.): *Z-15.1-352: Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung - Hohlkörperdecke System Cobiax Slim-Line*. 1. Auflage. DIBt, 2021

## UNIDOME XS

DIBT (Hrsg.): *Z-15.1-353: Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung - Hohlkörperdecke System Unidome XS*. 1. Auflage. DIBt, 2021

## EPBD 2002

EUROPÄISCHES PARLAMENT, RAT DER EUROPÄISCHEN UNION (Hrsg.): *Richtlinie 2002/91/EG des Europäischen Parlaments und des Rates vom 16. Dezember 2002 über die Gesamtenergieeffizienz von Gebäuden*. Amtsblatt Nr. L 001 vom 04/01/2003 S. 0065 - 0071, 2002

## MODEL CODE 2010

INTERNATIONAL FEDERATION FOR STRUCTURAL CONCRETE (FIB) (Hrsg.): *MODEL CODE 2010*. 1. Auflage. International Federation for Structural Concrete (fib), 2012

## DAFSTB HEFT 364

KORDINA, B. (Hrsg.) ; BLUME, F. (Hrsg.): *Empirische Zusammenhänge zur Ermittlung der Schubtragfähigkeit stabförmiger Stahlbetonelemente*. DAFStb Heft 364. Beuth Verlag GmbH, 1985

## DAFSTB HEFT 275

LEONHARDT, F. (Hrsg.) ; ROSTASY, F. (Hrsg.) ; MACGREGOR, J. (Hrsg.) ; PATZAK, M. (Hrsg.): *Schubversuche an Balken und Platten bei gleichzeitigem Längszug*. DAFStb Heft 275. Ernst&Sohn, 1977

## DAFSTB HEFT 296

NOAKOWSKI, P. (Hrsg.): *Die Bewehrung von Stahlbetonscheiben bei Zwangsbeanspruchung infolge Temperatur*. DAFStb Heft 296. Ernst&Sohn, 1978

## ABRAMSKI U. NITSCH 2008

ABRAMSKI, M. ; NITSCH, A.: *Querkraftversuche an Hohlkörperdecken*. TU Kaiserslautern, Fachgebiet Massivbau und Baukonstruktion, Bericht Nr. 07045Ab/512, 2008. – Bauforschungsbericht

## ALBERT U. NITSCH 2008A

ALBERT, A. ; NITSCH, A.: *Bericht zu Querkraftversuchen an Hohlkörperdecken*. Institut für Betonfertigteilbau, Bericht Nr. B08-01, 2008. – Bauforschungsbericht

## ALBERT U. NITSCH 2008B

ALBERT, A. ; NITSCH, A.: *Stellungnahme für eine Zustimmung im Einzelfall für*



---

*die Verwendung von Hohlkörperelementen der Fa. Cobiax.* Bericht Nr. G08-02, 2008. – Bauforschungsbericht

## ALBRECHT 2014

ALBRECHT, C.: *Bemessung von Stahlbetondecken mit abgeflachten rotationssymmetrischen Hohlkörpern und ein Beitrag zum besseren Verständnis der Querkrafttragfähigkeit.* TU Kaiserslautern, FG Massivbau und Baukonstruktion, 2014. – Dissertation

## ALDEJOHANN 2008

ALDEJOHANN, M.: *Zum Querkrafttragverhalten von Hohlkörperdecken mit zweiachsiger Lastabtragung.* Universität Duisburg-Essen, Fakultät für Ingenieurwissenschaften, Abteilung Bauwissenschaften, 2008. – Dissertation

## ALLGEMEINE BAUZEITUNG 2014

ALLGEMEINE BAUZEITUNG: *500 Sichtbetonstützen prägen Uni-Bibliothek.*  
<https://allgemeinebauzeitung.de/abz/massgeschneiderte-schalrohre-produziert-500-sichtbetonstuetzen-praegen-uni-bibliothek-2483>.  
Version: April 2014

## BAZANT 1983

BAZANT, Z.: *Size Effect in Blunt Fracture: Concrete, Rock, Metal.* Journal of Engineering Mechanics 110, 4, pp. 518-535, 1983

## BAZANT U. KAZEMI 1991

BAZANT, Z. ; KAZEMI, M.: *Size Effect on Diagonal Shear Failure of Beams without Stirrups.* ACI Structural Journal, 1991, 88, pp. 268-276, 1991

## BAZANT U. KIM 1984

BAZANT, Z. ; KIM, J.-K.: *Size Effect in Shear Failure of Longitudinally Reinforced Beams.* ACI Journal, 1984, 81, pp. 456-468, 1984

## BAZANT U. OH 1983

BAZANT, Z. P. ; OH, B. H.: *Crack band theory for fracture of concrete.* Materiaux et Constructions 16, 1983, 93, 1983

## BENTZ 2006

BENTZ, E. C.: *Development of the 2004 CSA A23.3 Shear Provisions for Reinforced Concrete.* Canadian Journal of Civil Engineering, 2006

COLLINS U. ADEBAR 1996

COLLINS, M. ; ADEBAR, P.: *Shear Strength of Members without Transverse Reinforcement*. Canadian Journal of Civil Engineering, 1996, 23 (1), p. 30-41, 1996

DRIDIGER 2019

DRIDIGER, A.: *Zur Ermittlung von Zwangsschnittgrößen in Hochbaudecken aus Stahlbeton*. TU Kaiserslautern, FG Massivbau und Baukonstruktion, 2019. – Dissertation

EHMANN 2003

EHMANN, J.: *Querkrafttragfähigkeit zugbeanspruchter Stahlbetonplatten in Verbundbrücken*. Universität Stuttgart, Fakultät Bau- und Umweltingenieurwissenschaften, 2003. – Dissertation

ELSTNER U. HOGNESTAD 1957

ELSTNER, R. ; HOGNESTAD, E.: *Laboratory Investigation of Rigid Frame Failure*. ACI Journal, Proceedings, V. 53, No. 1, 1957, pp. 637-668, 1957

GERSTLE 1981A

GERSTLE, K. H.: *Simple formulation of biaxial concrete behavior*. ACI Journal 78, 1981, 1, pp. 62-68, 1981

GERSTLE 1981B

GERSTLE, K. H.: *Simple formulation of triaxial concrete behavior*. ACI Journal 78, 1981, 1, pp. 382-387, 1981

GÖRTZ 2004

GÖRTZ, S.: *Zum Schubrissverhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbalken aus Normal- und Hochleistungsbeton*. RWTH Aachen, Lehrstuhl und Institut für Massivbau, 2004. – Dissertation

HEGGER U. A. 2020

HEGGER, J. ; ADAM, V. ; CLASSEN, M.: *Versuche zum Querkrafttragverhalten bei gleichzeitiger Zugnormalkraft*. Beton- und Stahlbetonbau 115, Heft 10, 2020

HEGGER U. SIBURG 2012

HEGGER, J. ; SIBURG, C.: *Experimentelle Untersuchungen zur Anordnung von horizontalen Leitungen im Bereich von Innenstützen*. Lehrstuhl und Institut für Massivbau -IMB- Bauforschungsbericht Aachen, IRB Fraunhofer Verlag, 2012. – Bauforschungsbericht

HILLERBORG U. A. 1976

HILLERBORG, A. ; MODEER, M. ; PETERSSON, P.: *Analysis of Crack Formation and Crack Growth in Concrete by Means of Fracture Mechanics and Finite Elements*. Cement and Concrete Research, 1976, 6, pp. 773-782, 1976

HORDIJK 1991

HORDIJK, D. A.: *Local Approach to Fatigue of Concrete*. Delft University of Technology, 1991. – Dissertation

KANI 1966

KANI, G. N. J.: *Basic Facts Concerning Shear Failure*. ACI Journal, No. 6332, 1966, p. 675-692, 1966

KANI 1968

KANI, G. N. J.: *Was wissen wir heute über die Schubbruchsicherheit?* Der Bauingenieur 43, 1968, 5, S. 167-174, 1968

KUHLMANN U. A. 2002

KUHLMANN, U. ; ZILCH, K. ; EHMANN, J. ; JÄHRING, A. ; SPITRA, F.: *Querkraftabtragung in Verbundträgern mit schlaff bewehrter und aus Zugbeanspruchung gerissener Stahlbetonplatten ohne Schubbewehrung*. Abschlussbericht A 147, AVIF, Mitteilung 2002-2, Universität Stuttgart, Fakultät Bau- und Umweltingenieurwissenschaften, 2002

KUPFER U. GERSTLE 1973

KUPFER, H. B. ; GERSTLE, K. H.: *Behaviour of Concrete under Biaxial Stresses*. Journal Engineering Mechanics Division ASCE EM4, 1973, 99, 1973

MATTOCK 1969

MATTOCK, A.: *Diagonal Tension Cracking in Concrete Beams with Axial Forces*. Journal of the Structural Division, ASCE No. ST9, 1969, Vol. 95, p. 1887-1900, 1969

MUTTONI 2003

MUTTONI, A.: *Schubfestigkeit und Durchstanzen von Platten ohne Querkraftbewehrung*. Beton- und Stahlbetonbau 98, Heft 2, S. 74-84, 2003

REINECK 1999

REINECK, K.-H.: *Überprüfung und Vereinheitlichung der Bemessungsansätze für*

---

*querkraftbeanspruchte Stahlbeton- und Spannbetonbauteile aus normalfesten und hochfesten Betonen nach DIN 1045-1*. Teilbericht (Kapitel 3.1) zum Abschlußbericht für das DIBt-Forschungsvorhaben IV 1-5-876 / 98, DIBt, 1999. – Bauforschungsbericht

SCHNELL U. A. 2018

SCHNELL, J. ; ALBERT, A. ; EILERS, S.: *Stahlbetondecken mit integrierten Hohlräumen unter Zugbeanspruchung*. TU Kaiserslautern, FG Massivbau und Baukonstruktion, Forschungsinitiative Zukunft Bau, Fraunhofer IRB Verlag, Band F 2993, 2018

SCHNELL U. THIELE 2010

SCHNELL, J. ; THIELE, C.: *Anwendungsgrenzen für Leitungsführungen senkrecht zur Tragrichtung in Stahlbetonplatten ohne Querkraftbewehrung*. DIBt Bauforschung, Band T 3232, 2010

SCHNELL U. THIELE 2011A

SCHNELL, J. ; THIELE, C.: *Bemessung von Stahlbetondecken ohne Querkraftbewehrung mit integrierten Leitungsführungen*. DIBt Mitteilungen, 4/2011, S.119-123, 2011

SCHNELL U. THIELE 2011B

SCHNELL, J. ; THIELE, C.: *Zum Tragverhalten von Stahlbetonplatten mit integrierten Elektroerohren*. Forschungsbericht, TU Kaiserslautern, FG Massivbau und Baukonstruktion, 2011

SELBY U. VECCHIO 1993

SELBY, R. G. ; VECCHIO, F. J.: *Three-dimensional Constitutive Relations for Reinforced Concrete*. Technical Report, University of Toronto, dept. Civil Engineering 1993, 93-02, 1993

THIELE 2010

THIELE, C.: *Zum Tragverhalten von Stahlbetonplatten ohne Querkraftbewehrung mit integrierten Leitungsführungen*. TU Kaiserslautern, FG Massivbau und Baukonstruktion, 2010. – Dissertation

THORENFELDT U. A. 1987

THORENFELDT, E. ; THOMASZEWICZ, A. ; JENSEN, J.: *Mechanical properties of*

*high-strength concrete and applications in design*. Technical Report, Trondheim, 1987

VECCHIO U. COLLINS 1976

VECCHIO, F. J. ; COLLINS, M. P.: *The Modified Compression Field Theory for Reinforced Concrete Subjected to Shear*. ACI Journal 83, 1986, 22, pp. 219-231, 1976

VECCHIO U. COLLINS 1993

VECCHIO, F. J. ; COLLINS, M. P.: *Compression Response of Cracked Reinforced Concrete*. Journal of Structural Engineering (ASCE), 119, 1993, 12, pp. 3590-3610, 1993

WALRAVEN 1980

WALRAVEN, J.: *Aggregate Interlock: A Theoretical and Experimental Analysis*. TH Delft, 1980. – Dissertation

ZINK 1999

ZINK, M.: *Zum Biegeschubversagen schlanker Bauteile aus Hochleistungsbeton mit und ohne Vorspannung*. Universität Leipzig, Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, 1999. – Dissertation

## Anhang

## A.1 Versuchsdaten

V-Q-50-			M-N0-1	M-N1-2 *	M-N2-3 **	H-N0-4	H-N1-5	H-N2-6	
Geometrie	Bauteilhöhe	h	[ cm ]	30	30	30	30	30	30
	Bauteilbreite	b	[ cm ]	40	40	40	40	40	40
	statische Höhe	d	[ cm ]	26,75	26,75	26,75	26,75	26,75	26,75
	Bauteillänge	l	[ cm ]	270	270	270	270	270	270
	Abstand d. Auflager	l <sub>eff</sub>	[ cm ]	230	230	230	230	230	230
	Abstand zw Lasteinleitung und Auflager rechts	a <sub>1</sub>	[ cm ]	105	105	105	105	105	105
	Abstand zw Lasteinleitung und Auflager links	a <sub>2</sub>	[ cm ]	125	125	125	125	125	125
	Schub schlankheit links	a <sub>1</sub> /d	[ - ]	3,9	3,9	3,9	3,9	3,9	3,9
	Schub schlankheit rechts	a <sub>2</sub> /d	[ - ]	4,7	4,7	4,7	4,7	4,7	4,7
Schnittgrößen	Querkraft links	V <sub>li</sub>	[ - ]	0,457	0,457	0,457	0,457	0,457	0,457
	Querkraft rechts	V <sub>re</sub>	[ - ]	0,543	0,543	0,543	0,543	0,543	0,543
	Querkraft rechts / Querkraft links	V <sub>re</sub> / V <sub>li</sub>	[ - ]	1,190	1,190	1,190	1,190	1,190	1,190
	Biegemoment bei Lasteinleitung	M	[ m ]	0,571	0,571	0,571	0,571	0,571	0,571
Beton	Prüfalter	t	[ d ]	36	41	34	36	42	37
	Mittelwert d. Zylinderdruckfestigkeit	f <sub>cm,zyl</sub>	[ MN/m <sup>2</sup> ]	29,4	30,4	29,0	29,4	30,6	29,6
	mittl. Prismendruckfestigkeit	f <sub>icm,prism</sub>	[ MN/m <sup>2</sup> ]	27,9	28,9	27,6	27,9	29,1	28,1
	char. Prismendruckfestigkeit	f <sub>ik,prism</sub>	[ MN/m <sup>2</sup> ]	24,1	25,1	23,8	24,1	25,3	24,3
	Mittelwert d. Spaltzugfestigkeit	f <sub>ct,sp</sub>	[ MN/m <sup>2</sup> ]	2,77	2,89	2,72	2,77	2,91	2,79
	Mittelwert d. zentr. Zugfestigkeit (0,9 x f <sub>ct,sp</sub> )	f <sub>ctm</sub>	[ MN/m <sup>2</sup> ]	2,49	2,60	2,45	2,49	2,62	2,51
	Mittelwert d. Elastizitätsmoduls	E <sub>c</sub>	[ MN/m <sup>2</sup> ]	22.974	22.974	22.974	22.974	22.974	22.974
	Mittelwert d. Elastizitätsmoduls (alle Serien)	E <sub>c</sub>	[ MN/m <sup>2</sup> ]	25.825	25.825	25.825	25.825	25.825	25.825
	Bruchenergie (MC 2010)	G <sub>f</sub>	[ Nmm/mm <sup>2</sup> ]	0,134	0,135	0,134	0,134	0,135	0,134
	Parameter Verbund-Schlupf	a	[ MN/m <sup>2</sup> ]	7,83	8,09	7,72	7,83	8,14	7,88
Stahl	Stabdurchmesser d. Längsbewehrung	d <sub>s</sub>	[ mm ]	15	15	15	15	15	15
	Anzahl d. Bewehrungsstäbe	n <sub>s</sub>	[ - ]	8	8	8	8	8	8
	Querschnittsfläche d. Längsbewehrung	A <sub>s</sub>	[ mm <sup>2</sup> ]	1.414	1.414	1.414	1.414	1.414	1.414
	Streckgrenze	f <sub>p0,2</sub>	[ N/mm <sup>2</sup> ]	900	900	900	900	900	900
	Zugfestigkeit	f <sub>y,m</sub>	[ N/mm <sup>2</sup> ]	1.100	1.100	1.100	1.100	1.100	1.100
Querkraft	Vorfaktor (Basis Mittelwerte)	C <sub>Rm,c</sub>	[ - ]	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
	Maßstabsfaktor	k	[ - ]	1,86	1,86	1,86	1,86	1,86	1,86
	Längsbewehrungsgrad d. Biegezugbewehrung	ρ <sub>l</sub>	[ mm <sup>2</sup> /mm <sup>2</sup> ]	0,0066	0,0066	0,0066	0,0066	0,0066	0,0066
	Normalkraft 2 (=äußere Lastbeanspruchung)	N <sub>Ed</sub> <sup>2</sup>	[ kN ]	0	160	160	0	80	160
	Vorfaktor	k <sub>1</sub>	[ - ]	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12
	Zugspannung	σ <sub>sp</sub>	[ MN/m <sup>2</sup> ]	0,00	-1,33	-1,33	0,00	-0,67	-1,33
	Öffnung im Zugbereich 0,2 ≤ d <sub>o</sub> /d ≤ 0,35	d <sub>o</sub>	mm				140	140	140
		k <sub>o</sub>	[ - ]	1,00	1,00	1,00	0,48	0,48	0,48
		d <sub>o</sub>	mm						
	Öffnung im Druckbereich 0,2 ≤ d <sub>o</sub> /d ≤ 0,35	k <sub>o</sub>	[ - ]	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
		d <sub>o</sub>	mm						
	Öffnungsgruppe 0,1 ≤ d <sub>o</sub> /d ≤ 0,2 / a <sub>o</sub> ≥ 4d <sub>o</sub>	k <sub>o</sub>	[ - ]	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
		b <sub>o</sub>	mm						
	rechteckige Einzelöffnung b <sub>o</sub> /d <sub>o</sub> < 4 (d <sub>o</sub> ≤ d/4)	d <sub>o</sub>	mm						
		k <sub>o</sub>	[ - ]	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
res. Abminderungsfaktor	k <sub>o</sub>	[ - ]	1,00	1,00	1,00	0,48	0,48	0,48	
Mittelwert d. rechn. Querkrafttragfähigkeit (exp fcm)	V <sub>Rm,c,cal</sub>	[ kN ]	100,4	84,6	82,8	47,9	40,0	30,9	
Versuch	Zylinderkraft im Bruchzustand	F <sub>exp,Zylinder</sub>	[ kN ]	197,7	210,9	157,6	119,1	99,0	108,8
	Eigengewichtskraft d. Probekörpers	F <sub>exp,Eigengewicht,PK</sub>	[ kN ]	8,1	8,1	8,1	8,1	8,1	8,1
	Eigengewichtskraft d. Lasteinleitung	F <sub>exp,Eigengewicht,LE</sub>	[ kN ]	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
	exp. Querkrafttragfähigkeit	V <sub>Rm,c,exp</sub>	[ kN ]	111,8	118,9	90,0	69,0	58,1	63,4
	exp. Querkrafttraganteil infolge Normalkraft	ΔV <sub>Rm</sub> <sup>N</sup>	[ kN ]	0,0	1,6	1,4	0,0	0,4	1,0
	exp. Querkrafttragfähigkeit normalkraftbereinigt	V <sub>Rm,c,exp</sub> <sup>N</sup>	[ kN ]	111,8	117,4	88,6	69,0	57,7	62,4
	Verhältnis V <sub>Rm,c,exp</sub> / V <sub>Rm,c,cal</sub>	-	[ - ]	1,11	1,39	1,07	1,44	1,44	2,02



V-Q-50b-			M-N0-1	M-N1-2	M-N2-3	H-N0-4	H-N1-5	H-N2-6	
Geometrie	Bauteilhöhe	h	[ cm ]	30	30	30	30	30	30
	Bauteilbreite	b	[ cm ]	40	40	40	40	40	40
	statische Höhe	d	[ cm ]	26,75	26,75	26,75	26,75	26,75	26,75
	Bauteillänge	l	[ cm ]	270	270	270	270	270	270
	Abstand d. Auflager	l <sub>eff</sub>	[ cm ]	230	230	230	230	230	230
	Abstand zw Lasteinleitung und Auflager rechts	a <sub>1</sub>	[ cm ]	105	105	105	105	105	105
	Abstand zw Lasteinleitung und Auflager links	a <sub>2</sub>	[ cm ]	125	125	125	125	125	125
	Schub schlankheit links	a <sub>1</sub> /d	[ - ]	3,9	3,9	3,9	3,9	3,9	3,9
	Schub schlankheit rechts	a <sub>2</sub> /d	[ - ]	4,7	4,7	4,7	4,7	4,7	4,7
Schnittgrößen	Querkraft links	V <sub>li</sub>	[ - ]	0,457	0,457	0,457	0,457	0,457	0,457
	Querkraft rechts	V <sub>re</sub>	[ - ]	0,543	0,543	0,543	0,543	0,543	0,543
	Querkraft rechts / Querkraft links	V <sub>re</sub> / V <sub>li</sub>	[ - ]	1,190	1,190	1,190	1,190	1,190	1,190
	Biegemoment bei Lasteinleitung	M	[ m ]	0,571	0,571	0,571	0,571	0,571	0,571
Beton	Prüfalter	t	[ d ]	17	16	16	17	17	20
	Mittelwert d. Zylinderdruckfestigkeit	f <sub>cm,zyl</sub>	[ MN/m <sup>2</sup> ]	37,0	36,3	36,3	37,0	37,0	39,0
	char. Prismendruckfestigkeit	f <sub>ik,prism</sub>	[ MN/m <sup>2</sup> ]	31,4	30,7	30,7	31,4	31,4	33,3
	Mittelwert d. Spaltzugfestigkeit	f <sub>ct,sp</sub>	[ MN/m <sup>2</sup> ]	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00
	Mittelwert d. zentr. Zugfestigkeit (0,9 x f <sub>ct,sp</sub> )	f <sub>ctm</sub>	[ MN/m <sup>2</sup> ]	2,70	2,70	2,70	2,70	2,70	2,70
	Mittelwert d. Elastizitätsmoduls	E <sub>c</sub>	[ MN/m <sup>2</sup> ]	27.797	27.797	27.797	27.797	27.797	27.797
	Mittelwert d. Elastizitätsmoduls (alle Serien)	E <sub>c</sub>	[ MN/m <sup>2</sup> ]	25.825	25.825	25.825	25.825	25.825	25.825
	Bruchenergie (MC 2010)	G <sub>f</sub>	[ Nmm/mm <sup>2</sup> ]	0,140	0,139	0,139	0,140	0,140	0,141
	Parameter Verbund-Schlupf	a	[ MN/m <sup>2</sup> ]	9,85	9,66	9,66	9,85	9,85	10,38
Stahl	Stabdurchmesser d. Längsbewehrung	d <sub>s</sub>	[ mm ]	15	15	15	15	15	15
	Anzahl d. Bewehrungsstäbe	n <sub>s</sub>	[ - ]	8	8	8	8	8	8
	Querschnittsfläche d. Längsbewehrung	A <sub>s</sub>	[ mm <sup>2</sup> ]	1.414	1.414	1.414	1.414	1.414	1.414
	Streckgrenze	f <sub>p,0,2</sub>	[ N/mm <sup>2</sup> ]	900	900	900	900	900	900
	Zugfestigkeit	f <sub>y,m</sub>	[ N/mm <sup>2</sup> ]	1.100	1.100	1.100	1.100	1.100	1.100
Querkraft	Vorfaktor (Basis Mittelwerte)	C <sub>Rm,c</sub>	[ - ]	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
	Maßstabsfaktor	k	[ - ]	1,86	1,86	1,86	1,86	1,86	1,86
	Längsbewehrungsgrad d. Biegezugbewehrung	ρ <sub>l</sub>	[ mm <sup>2</sup> /mm <sup>2</sup> ]	0,0066	0,0066	0,0066	0,0066	0,0066	0,0066
	Normalkraft 2 (=äußere Lastbeanspruchung)	N <sub>Ed</sub> <sup>2</sup>	[ kN ]	0	80	160	0	80	160
	Vorfaktor	k <sub>1</sub>	[ - ]	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12
	Zugspannung	σ <sub>cp</sub>	[ MN/m <sup>2</sup> ]	0,00	-0,67	-1,33	0,00	-0,67	-1,33
	Öffnung im Zugbereich 0,2 ≤ d <sub>o</sub> /d ≤ 0,35	d <sub>o</sub>	mm				140	140	140
		k <sub>o</sub>	[ - ]	1,00	1,00	1,00	0,48	0,48	0,48
	Öffnung im Druckbereich 0,2 ≤ d <sub>o</sub> /d ≤ 0,35	d <sub>o</sub>	mm						
		k <sub>o</sub>	[ - ]	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	Öffnungsgruppe 0,1 ≤ d <sub>o</sub> /d ≤ 0,2 / a <sub>o</sub> ≥ 4d <sub>o</sub>	d <sub>o</sub>	mm						
		k <sub>o</sub>	[ - ]	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	rechteckige Einzelöffnung b <sub>o</sub> /d <sub>o</sub> < 4 (d <sub>o</sub> ≤ d/4)	b <sub>o</sub>	mm						
		d <sub>o</sub>	mm						
	k <sub>o</sub>	[ - ]	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	
res. Abminderungsfaktor	k <sub>o</sub>	[ - ]	1,00	1,00	1,00	0,48	0,48	0,48	
Mittelwert d. rechn. Querkrafttragfähigkeit	V <sub>Rm,c,cal</sub>	[ kN ]	109,6	100,2	91,7	52,2	43,7	36,1	
Versuch	Zylinderkraft im Bruchzustand	F <sub>exp,Zylinder</sub>	[ kN ]	218,0	211,1	200,7	123,9	140,9	122,1
	Eigengewichtskraft d. Probekörpers	F <sub>exp,Eigengewicht,PK</sub>	[ kN ]	8,1	8,1	8,1	8,1	8,1	8,1
	Eigengewichtskraft d. Lasteinleitung	F <sub>exp,Eigengewicht,LE</sub>	[ kN ]	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
	exp. Querkrafttragfähigkeit	V <sub>Rm,c,exp</sub>	[ kN ]	122,8	119,1	113,4	71,7	80,9	70,7
	exp. Querkrafttraganteil infolge Normalkraft	ΔV <sub>Rm</sub> <sup>N</sup>	[ kN ]	0,0	0,7	1,4	0,0	0,6	1,0
	exp. Querkrafttragfähigkeit normalkraftbereinigt	V <sub>Rm,c,exp</sub> <sup>N</sup>	[ kN ]	122,8	118,3	112,0	71,7	80,3	69,7
	Verhältnis V <sub>Rm,c,exp</sub> / V <sub>Rm,c,cal</sub>	-	[ - ]	1,12	1,18	1,22	1,37	1,84	1,93

V-Q-S1-			M-N0-1	M-N1-2	M-N2-3	H-N0-4	H-N1-5	H-N2-6	
Geometrie	Bauteilhöhe	h	[ cm ]	30	30	30	30	30	30
	Bauteilbreite	b	[ cm ]	40	40	40	40	40	40
	statische Höhe	d	[ cm ]	26,75	26,75	26,75	26,75	26,75	26,75
	Bauteillänge	l	[ cm ]	270	270	270	270	270	270
	Abstand d. Auflager	l <sub>eff</sub>	[ cm ]	230	230	230	230	230	230
	Abstand zw Lasteinleitung und Auflager rechts	a <sub>1</sub>	[ cm ]	105	105	105	105	105	105
	Abstand zw Lasteinleitung und Auflager links	a <sub>2</sub>	[ cm ]	125	125	125	125	125	125
	Schub schlankheit links	a <sub>1</sub> /d	[ - ]	3,9	3,9	3,9	3,9	3,9	3,9
	Schub schlankheit rechts	a <sub>2</sub> /d	[ - ]	4,7	4,7	4,7	4,7	4,7	4,7
Schnittgrößen	Querkraft links	V <sub>li</sub>	[ - ]	0,457	0,457	0,457	0,457	0,457	0,457
	Querkraft rechts	V <sub>re</sub>	[ - ]	0,543	0,543	0,543	0,543	0,543	0,543
	Querkraft rechts / Querkraft links	V <sub>re</sub> / V <sub>li</sub>	[ - ]	1,190	1,190	1,190	1,190	1,190	1,190
	Biegemoment bei Lasteinleitung	M	[ m ]	0,571	0,571	0,571	0,571	0,571	0,571
Beton	Prüfalter	t	[ d ]	21	20	20	25	26	26
	Mittelwert d. Zylinderdruckfestigkeit	f <sub>cm,zyl</sub>	[ MN/m <sup>2</sup> ]	38,3	38,1	38,1	40,4	41,0	41,0
	mittl. Prismendruckfestigkeit	f <sub>icm,prism</sub>	[ MN/m <sup>2</sup> ]	36,4	36,2	36,2	38,4	39,0	39,0
	char. Prismendruckfestigkeit	f <sub>ick,prism</sub>	[ MN/m <sup>2</sup> ]	32,6	32,4	32,4	34,6	35,2	35,2
	Mittelwert d. Spaltzugfestigkeit	f <sub>ct,sp</sub>	[ MN/m <sup>2</sup> ]	3,30	3,30	3,30	3,30	3,30	3,30
	Mittelwert d. zentr. Zugfestigkeit (0,9 x f <sub>ct,sp</sub> )	f <sub>ctm</sub>	[ MN/m <sup>2</sup> ]	2,97	2,97	2,97	2,97	2,97	2,97
	Mittelwert d. Elastizitätsmoduls (Tangentenmodul)	E <sub>c</sub>	[ MN/m <sup>2</sup> ]	27.537	27.537	27.537	27.537	27.537	27.537
	Mittelwert d. Elastizitätsmoduls (alle Serien)	E <sub>c</sub>	[ MN/m <sup>2</sup> ]	25.825	25.825	25.825	25.825	25.825	25.825
	Bruchenergie (MC 2010)	G <sub>f</sub>	[ Nmm/mm <sup>2</sup> ]	0,141	0,141	0,141	0,142	0,142	0,142
	Parameter Verbund-Schlupf	a	[ MN/m <sup>2</sup> ]	10,19	10,14	10,14	10,75	10,91	10,91
Stahl	Stabdurchmesser d. Längsbewehrung	d <sub>s</sub>	[ mm ]	15	15	15	15	15	15
	Anzahl d. Bewehrungsstäbe	n <sub>s</sub>	[ - ]	8	8	8	8	8	8
	Querschnittsfläche d. Längsbewehrung	A <sub>s</sub>	[ mm <sup>2</sup> ]	1.414	1.414	1.414	1.414	1.414	1.414
	Streckgrenze	f <sub>p0,2</sub>	[ N/mm <sup>2</sup> ]	900	900	900	900	900	900
	Zugfestigkeit	f <sub>y,m</sub>	[ N/mm <sup>2</sup> ]	1.100	1.100	1.100	1.100	1.100	1.100
Querkraft	Vorfaktor (Basis Mittelwerte)	C <sub>Rm,c</sub>	[ - ]	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
	Maßstabsfaktor	k	[ - ]	1,86	1,86	1,86	1,86	1,86	1,86
	Längsbewehrungsgrad d. Biegezugbewehrung	ρ <sub>l</sub>	[ mm <sup>2</sup> /mm <sup>2</sup> ]	0,0066	0,0066	0,0066	0,0066	0,0066	0,0066
	Normalkraft 2 (=äußere Lastbeanspruchung)	N <sub>Ed</sub> <sup>2</sup>	[ kN ]	0	80	160	0	80	160
	Vorfaktor	k <sub>1</sub>	[ - ]	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12
	Zugspannung	σ <sub>sp</sub>	[ MN/m <sup>2</sup> ]	0,00	-0,67	-1,33	0,00	-0,67	-1,33
	Öffnung im Zugbereich 0,2 ≤ d <sub>o</sub> /d ≤ 0,35	d <sub>o</sub>	mm				90	90	90
		k <sub>o</sub>	[ - ]	1,00	1,00	1,00	0,66	0,66	0,66
		d <sub>o</sub>	mm						
	Öffnung im Druckbereich 0,2 ≤ d <sub>o</sub> /d ≤ 0,35	k <sub>o</sub>	[ - ]	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
		d <sub>o</sub>	mm						
		k <sub>o</sub>	[ - ]	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	Öffnungsgruppe 0,1 ≤ d <sub>o</sub> /d ≤ 0,2 / a <sub>o</sub> ≥ 4d <sub>o</sub>	d <sub>o</sub>	mm						
		k <sub>o</sub>	[ - ]	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
		b <sub>o</sub>	mm						
rechteckige Einzelöffnung b <sub>o</sub> /d <sub>o</sub> < 4 (d <sub>c</sub> ≤ d/4)	d <sub>o</sub>	mm							
	k <sub>o</sub>	[ - ]	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	
	b <sub>o</sub>	mm							
res. Abminderungsfaktor	k <sub>o</sub>	[ - ]	1,00	1,00	1,00	0,66	0,66	0,66	
Mittelwert d. rechn. Querkrafttragfähigkeit (exp f <sub>cm</sub> )	V <sub>Rm,c,cal</sub>	[ kN ]	111,0	102,2	93,7	75,1	66,9	58,4	
Versuch	Zylinderkraft im Bruchzustand	F <sub>exp,Zylinder</sub>	[ kN ]	209,3	192,9	173,1	132,3	170,2	154,2
	Eigengewichtskraft d. Probekörpers	F <sub>exp,Eigengewicht,PK</sub>	[ kN ]	8,1	8,1	8,1	8,0	8,0	8,0
	Eigengewichtskraft d. Lasteinleitung	F <sub>exp,Eigengewicht,LE</sub>	[ kN ]	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
	exp. Querkrafttragfähigkeit	V <sub>Rm,c,exp</sub>	[ kN ]	118,0	109,2	98,4	76,2	96,8	88,1
	exp. Querkrafttragfähigkeit infolge Normalkraft	ΔV <sub>Rm</sub> <sup>N</sup>	[ kN ]	0,0	0,6	1,1	0,0	0,6	1,0
	exp. Querkrafttragfähigkeit normalkraftbereinigt	V <sub>Rm,c,exp</sub> <sup>N</sup>	[ kN ]	118,0	108,5	97,3	76,2	96,2	87,0
	Verhältnis V <sub>Rm,c,exp</sub> / V <sub>Rm,c,cal</sub>	-	[ - ]	1,06	1,06	1,04	1,01	1,44	1,49

V-Q-S2-			M-N0-1	M-N1-2	M-N2-3	H-N0-4	H-N1-5	H-N2-6	
Geometrie	Bauteilhöhe	h	[ cm ]	30	30	30	30	30	30
	Bauteilbreite	b	[ cm ]	40	40	40	40	40	40
	statische Höhe	d	[ cm ]	26,75	26,75	26,75	26,75	26,75	26,75
	Bauteillänge	l	[ cm ]	270	270	270	270	270	270
	Abstand d. Auflager	l <sub>eff</sub>	[ cm ]	230	230	230	230	230	230
	Abstand zw Lasteinleitung und Auflager rechts	a <sub>1</sub>	[ cm ]	105	105	105	105	105	105
	Abstand zw Lasteinleitung und Auflager links	a <sub>2</sub>	[ cm ]	125	125	125	125	125	125
	Schub schlankheit links	a <sub>1</sub> /d	[ - ]	3,9	3,9	3,9	3,9	3,9	3,9
	Schub schlankheit rechts	a <sub>2</sub> /d	[ - ]	4,7	4,7	4,7	4,7	4,7	4,7
Schnittgrößen	Querkraft links	V <sub>li</sub>	[ - ]	0,457	0,457	0,457	0,457	0,457	0,457
	Querkraft rechts	V <sub>re</sub>	[ - ]	0,543	0,543	0,543	0,543	0,543	0,543
	Querkraft rechts / Querkraft links	V <sub>re</sub> / V <sub>li</sub>	[ - ]	1,190	1,190	1,190	1,190	1,190	1,190
	Biegemoment bei Lasteinleitung	M	[ m ]	0,571	0,571	0,571	0,571	0,571	0,571
Beton	Prüfalter	t	[ d ]	25	21	20	25	26	26
	Mittelwert d. Zylinderdruckfestigkeit	f <sub>cm,zyl</sub>	[ MN/m <sup>2</sup> ]	40,4	38,1	38,1	40,4	41,0	41,0
	mittl. Prismendruckfestigkeit	f <sub>icm,prism</sub>	[ MN/m <sup>2</sup> ]	38,4	36,2	36,2	38,4	39,0	39,0
	char. Prismendruckfestigkeit	f <sub>ick,prism</sub>	[ MN/m <sup>2</sup> ]	34,6	32,4	32,4	34,6	35,2	35,2
	Mittelwert d. Spaltzugfestigkeit	f <sub>ct,sp</sub>	[ MN/m <sup>2</sup> ]	3,30	3,30	3,30	3,30	3,30	3,30
	Mittelwert d. zentr. Zugfestigkeit (0,9 x f <sub>ct,sp</sub> )	f <sub>ctm</sub>	[ MN/m <sup>2</sup> ]	2,97	2,97	2,97	2,97	2,97	2,97
	Mittelwert d. Elastizitätsmoduls (Tangentenmodul)	E <sub>c</sub>	[ MN/m <sup>2</sup> ]	27.537	27.537	27.537	27.537	27.537	27.537
	Mittelwert d. Elastizitätsmoduls (alle Serien)	E <sub>c</sub>	[ MN/m <sup>2</sup> ]	25.825	25.825	25.825	25.825	25.825	25.825
	Bruchenergie (MC 2010)	G <sub>f</sub>	[ Nmm/mm <sup>2</sup> ]	0,142	0,141	0,141	0,142	0,142	0,142
	Parameter Verbund-Schlupf	a	[ MN/m <sup>2</sup> ]	10,75	10,14	10,14	10,75	10,91	10,91
Stahl	Stabdurchmesser d. Längsbewehrung	d <sub>s</sub>	[ mm ]	15	15	15	15	15	15
	Anzahl d. Bewehrungsstäbe	n <sub>s</sub>	[ - ]	8	8	8	8	8	8
	Querschnittsfläche d. Längsbewehrung	A <sub>s</sub>	[ mm <sup>2</sup> ]	1.414	1.414	1.414	1.414	1.414	1.414
	Streckgrenze	f <sub>p0,2</sub>	[ N/mm <sup>2</sup> ]	900	900	900	900	900	900
	Zugfestigkeit	f <sub>y,m</sub>	[ N/mm <sup>2</sup> ]	1.100	1.100	1.100	1.100	1.100	1.100
Querkraft	Vorfaktor (Basis Mittelwerte)	C <sub>Rm,c</sub>	[ - ]	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
	Maßstabsfaktor	k	[ - ]	1,86	1,86	1,86	1,86	1,86	1,86
	Längsbewehrungsgrad d. Biegezugbewehrung	ρ <sub>l</sub>	[ mm <sup>2</sup> /mm <sup>2</sup> ]	0,0066	0,0066	0,0066	0,0066	0,0066	0,0066
	Normalkraft 2 (=äußere Lastbeanspruchung)	N <sub>Ed</sub> <sup>2</sup>	[ kN ]	0	80	160	0	80	160
	Vorfaktor	k <sub>1</sub>	[ - ]	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12
	Zugspannung	σ <sub>sp</sub>	[ MN/m <sup>2</sup> ]	0,00	-0,67	-1,33	0,00	-0,67	-1,33
	Öffnung im Zugbereich 0,2 ≤ d <sub>o</sub> /d ≤ 0,35	d <sub>o</sub>	mm				90	90	90
		k <sub>o</sub>	[ - ]	1,00	1,00	1,00	0,66	0,66	0,66
	Öffnung im Druckbereich 0,2 ≤ d <sub>o</sub> /d ≤ 0,35	d <sub>o</sub>	mm						
		k <sub>o</sub>	[ - ]	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	Öffnungsgruppe 0,1 ≤ d <sub>o</sub> /d ≤ 0,2 / a <sub>0</sub> ≥ 4d <sub>o</sub>	d <sub>o</sub>	mm						
		k <sub>o</sub>	[ - ]	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	rechteckige Einzelöffnung b <sub>o</sub> /d <sub>o</sub> < 4 (d <sub>c</sub> ≤ d/4)	b <sub>o</sub>	mm						
		d <sub>o</sub>	mm						
	k <sub>o</sub>	[ - ]	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	
res. Abminderungsfaktor	k <sub>o</sub>	[ - ]	1,00	1,00	1,00	0,66	0,66	0,66	
Mittelwert d. rechn. Querkrafttragfähigkeit (exp f <sub>cm</sub> )	V <sub>Rm,c,cal</sub>	[ kN ]	113,2	102,2	93,7	75,1	67,0	58,4	
Versuch	Zylinderkraft im Bruchzustand	F <sub>exp,Zylinder</sub>	[ kN ]	238,8	186,2	182,4	140,3	147,1	146,3
	Eigengewichtskraft d. Probekörpers	F <sub>exp,Eigengewicht,PK</sub>	[ kN ]	8,1	8,1	8,1	8,0	8,0	8,0
	Eigengewichtskraft d. Lasteinleitung	F <sub>exp,Eigengewicht,LE</sub>	[ kN ]	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
	exp. Querkrafttragfähigkeit	V <sub>Rm,c,exp</sub>	[ kN ]	134,1	105,5	103,4	80,5	84,2	83,8
	exp. Querkrafttraganteil infolge Normalkraft	ΔV <sub>Rm</sub> <sup>N</sup>	[ kN ]	0,0	0,3	0,6	0,0	0,2	0,5
	exp. Querkrafttragfähigkeit normalkraftbereinigt	V <sub>Rm,c,exp</sub> <sup>N</sup>	[ kN ]	134,1	105,2	102,8	80,5	84,0	83,3
	Verhältnis V <sub>Rm,c,exp</sub> / V <sub>Rm,c,cal</sub>	-	[ - ]	1,18	1,03	1,10	1,07	1,25	1,43

V-Q-53-			M-N0-1	M-N1-2	M-N2-3	H-N0-4	H-N1-5	H-N2-6	
			*					*	
Geometrie	Bauteilhöhe	h	[ cm ]	30	30	30	30	30	30
	Bauteilbreite	b	[ cm ]	40	40	40	40	40	40
	statische Höhe	d	[ cm ]	26,75	26,75	26,75	26,75	26,75	26,75
	Bauteillänge	l	[ cm ]	270	270	270	270	270	270
	Abstand d. Auflager	$l_{eff}$	[ cm ]	230	230	230	230	230	230
	Abstand zw Lasteinleitung und Auflager rechts	$a_1$	[ cm ]	105	105	105	105	105	105
	Abstand zw Lasteinleitung und Auflager links	$a_2$	[ cm ]	125	125	125	125	125	125
	Schubslankheit links	$a_1/d$	[ - ]	3,9	3,9	3,9	3,9	3,9	3,9
	Schubslankheit rechts	$a_2/d$	[ - ]	4,7	4,7	4,7	4,7	4,7	4,7
Schnittgrößen	Querkraft links	$V_{li}$	[ - ]	0,457	0,457	0,457	0,457	0,457	0,457
	Querkraft rechts	$V_{re}$	[ - ]	0,543	0,543	0,543	0,543	0,543	0,543
	Querkraft rechts / Querkraft links	$V_{re} / V_{li}$	[ - ]	1,190	1,190	1,190	1,190	1,190	1,190
	Biegemoment bei Lasteinleitung	M	[ m ]	0,571	0,571	0,571	0,571	0,571	0,571
Beton	Prüfalter	t	[ d ]	25	21	20	25	26	27
	Mittelwert d. Zylinderdruckfestigkeit	$f_{cm,zyt}$	[ MN/m <sup>2</sup> ]	31,2	30,0	29,9	31,2	31,4	31,7
	mittl. Prismendruckfestigkeit	$f_{cm,prism}$	[ MN/m <sup>2</sup> ]	29,6	28,5	28,4	29,6	29,8	30,1
	char. Prismendruckfestigkeit	$f_{ik,prism}$	[ MN/m <sup>2</sup> ]	25,8	24,7	24,6	25,8	26,0	26,3
	Mittelwert d. Spaltzugfestigkeit	$f_{cs,sp}$	[ MN/m <sup>2</sup> ]	3,15	2,91	2,91	3,15	3,15	3,15
	Mittelwert d. zentr. Zugfestigkeit ( $0,9 \cdot f_{cs,sp}$ )	$f_{cm}$	[ MN/m <sup>2</sup> ]	2,84	2,62	2,62	2,84	2,84	2,84
	Mittelwert d. Elastizitätsmoduls (Tangentenmodul)	$E_c$	[ MN/m <sup>2</sup> ]	24.470	24.470	24.470	24.470	24.470	24.470
	Mittelwert d. Elastizitätsmoduls (alle Serien)	$E_c$	[ MN/m <sup>2</sup> ]	25.825	25.825	25.825	25.825	25.825	25.825
	Bruchenergie (MC 2010)	$G_f$	[ Nmm/mm <sup>2</sup> ]	0,136	0,135	0,135	0,136	0,136	0,136
	Parameter Verbund-Schlupf	a	[ MN/m <sup>2</sup> ]	8,30	7,98	7,96	8,30	8,36	8,44
Stahl	Stabdurchmesser d. Längsbewehrung	$d_s$	[ mm ]	15	15	15	15	15	15
	Anzahl d. Bewehrungsstäbe	$n_s$	[ - ]	8	8	8	8	8	8
	Querschnittsfläche d. Längsbewehrung	$A_s$	[ mm <sup>2</sup> ]	1.414	1.414	1.414	1.414	1.414	1.414
	Streckgrenze	$f_{p0,2}$	[ N/mm <sup>2</sup> ]	900	900	900	900	900	900
	Zugfestigkeit	$f_{y,m}$	[ N/mm <sup>2</sup> ]	1.100	1.100	1.100	1.100	1.100	1.100
Querkraft	Vorfaktor (Basis Mittelwerte)	$C_{Rm,c}$	[ - ]	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
	Maßstabsfaktor	k	[ - ]	1,86	1,86	1,86	1,86	1,86	1,86
	Längsbewehrungsgrad d. Biegezugbewehrung	$\rho_l$	[ mm <sup>2</sup> /mm <sup>2</sup> ]	0,0066	0,0066	0,0066	0,0066	0,0066	0,0066
	Normalkraft 2 (=äußere Lastbeanspruchung)	$N_{Ed}^2$	[ kN ]	0	80	160	0	80	160
	Vorfaktor	$k_1$	[ - ]	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12
	Zugspannung	$\sigma_{sp}$	[ MN/m <sup>2</sup> ]	0,00	-0,67	-1,33	0,00	-0,67	-1,33
	Öffnung im Zugbereich $0,2 \leq d_o/d \leq 0,35$	$d_o$	mm						
		$k_o$	[ - ]	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	Öffnung im Druckbereich $0,2 \leq d_o/d \leq 0,35$	$d_o$	mm				90	90	90
		$k_o$	[ - ]	1,00	1,00	1,00	0,76	0,76	0,76
	Öffnungsgruppe $0,1 \leq d_o/d \leq 0,2 / a_o \geq 4d_o$	$d_o$	mm						
		$k_o$	[ - ]	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	rechteckige Einzelöffnung $b_o/d_o < 4 (d_s \leq d/4)$	$b_o$	mm						
		$d_o$	mm						
	$k_o$	[ - ]	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	
res. Abminderungsfaktor	$k_o$	[ - ]	1,00	1,00	1,00	0,76	0,76	0,76	
Mittelwert d. rechn. Querkrafttragfähigkeit (exp fcm)	$V_{Rm,c,cal}$	[ kN ]	102,7	92,7	84,0	78,5	70,1	61,8	
Versuch	Zylinderkraft im Bruchzustand	$F_{exp,Zylinder}$	[ kN ]	224,8	173,1	206,0	152,8	172,1	218,9
	Eigengewichtskraft d. Probekörpers	$F_{exp,Eigengewicht,PK}$	[ kN ]	8,1	8,1	8,1	8,0	8,0	8,0
	Eigengewichtskraft d. Lasteinleitung	$F_{exp,Eigengewicht,LE}$	[ kN ]	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
	exp. Querkrafttragfähigkeit	$V_{Rm,c,exp}$	[ kN ]	106,9	98,4	116,3	87,3	97,8	104,2
	exp. Querkrafttraganteil infolge Normalkraft	$\Delta V_{Rm}^N$	[ kN ]	0,0	0,5	1,5	0,0	0,6	0,7
	exp. Querkrafttragfähigkeit normalkraftbereinigt	$V_{Rm,c,exp}^N$	[ kN ]	106,9	97,9	114,8	87,3	97,2	103,4
	Verhältnis $V_{Rm,c,exp} / V_{Rm,c,cal}$	-	[ - ]	1,04	1,06	1,37	1,11	1,39	1,67

V-Q-54-			M-N0-1	M-N1-2 *	M-N2-3	H-N0-4	H-N1-5	H-N2-6	
Geometrie	Bauteilhöhe	h	[ cm ]	30	30	30	30	30	30
	Bauteilbreite	b	[ cm ]	40	40	40	40	40	40
	statische Höhe	d	[ cm ]	26,75	26,75	26,75	26,75	26,75	26,75
	Bauteillänge	l	[ cm ]	270	270	270	270	270	270
	Abstand d. Auflager	l <sub>eff</sub>	[ cm ]	230	230	230	230	230	230
	Abstand zw Lasteinleitung und Auflager rechts	a <sub>1</sub>	[ cm ]	105	105	105	105	105	105
	Abstand zw Lasteinleitung und Auflager links	a <sub>2</sub>	[ cm ]	125	125	125	125	125	125
	Schubschlankheit links	a <sub>1</sub> /d	[ - ]	3,9	3,9	3,9	3,9	3,9	3,9
	Schubschlankheit rechts	a <sub>2</sub> /d	[ - ]	4,7	4,7	4,7	4,7	4,7	4,7
Schnittgrößen	Querkraft links	V <sub>li</sub>	[ - ]	0,457	0,457	0,457	0,457	0,457	0,457
	Querkraft rechts	V <sub>re</sub>	[ - ]	0,543	0,543	0,543	0,543	0,543	0,543
	Querkraft rechts / Querkraft links	V <sub>re</sub> / V <sub>li</sub>	[ - ]	1,190	1,190	1,190	1,190	1,190	1,190
	Biegemoment bei Lasteinleitung	M	[ m ]	0,571	0,571	0,571	0,571	0,571	0,571
Beton	Prüfalter	t	[ d ]	24	24	24	25	25	25
	Mittelwert d. Zylinderdruckfestigkeit	f <sub>cm,zyl</sub>	[ MN/m <sup>2</sup> ]	40,7	40,7	40,7	41,7	41,7	41,7
	mittl. Prismendruckfestigkeit	f <sub>icm,prism</sub>	[ MN/m <sup>2</sup> ]	38,7	38,7	38,7	39,6	39,6	39,6
	char. Prismendruckfestigkeit	f <sub>ik,prism</sub>	[ MN/m <sup>2</sup> ]	34,9	34,9	34,9	35,8	35,8	35,8
	Mittelwert d. Spaltzugfestigkeit	f <sub>ct,sp</sub>	[ MN/m <sup>2</sup> ]	3,46	3,46	3,46	3,46	3,46	3,46
	Mittelwert d. zentr. Zugfestigkeit (0,9 x f <sub>ct,sp</sub> )	f <sub>ctm</sub>	[ MN/m <sup>2</sup> ]	3,11	3,11	3,11	3,11	3,11	3,11
	Mittelwert d. Elastizitätsmoduls (Tangentenmodul)	E <sub>c</sub>	[ MN/m <sup>2</sup> ]	27.344	27.344	27.344	27.344	27.344	27.344
	Mittelwert d. Elastizitätsmoduls (alle Serien)	E <sub>c</sub>	[ MN/m <sup>2</sup> ]	25.825	25.825	25.825	25.825	25.825	25.825
	Bruchenergie (MC 2010)	G <sub>f</sub>	[ Nmm/mm <sup>2</sup> ]	0,142	0,142	0,142	0,143	0,143	0,143
	Parameter Verbund-Schlupf	a	[ MN/m <sup>2</sup> ]	10,83	10,83	10,83	11,10	11,10	11,10
Stahl	Stabdurchmesser d. Längsbewehrung	d <sub>s</sub>	[ mm ]	15	15	15	15	15	15
	Anzahl d. Bewehrungsstäbe	n <sub>s</sub>	[ - ]	8	8	8	8	8	8
	Querschnittsfläche d. Längsbewehrung	A <sub>s</sub>	[ mm <sup>2</sup> ]	1.414	1.414	1.414	1.414	1.414	1.414
	Streckgrenze	f <sub>p0,2</sub>	[ N/mm <sup>2</sup> ]	900	900	900	900	900	900
	Zugfestigkeit	f <sub>y,m</sub>	[ N/mm <sup>2</sup> ]	1.100	1.100	1.100	1.100	1.100	1.100
Querkraft	Vorfaktor (Basis Mittelwerte)	C <sub>Rm,c</sub>	[ - ]	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
	Maßstabsfaktor	k	[ - ]	1,86	1,86	1,86	1,86	1,86	1,86
	Längsbewehrungsgrad d. Biegezugbewehrung	ρ <sub>l</sub>	[ mm <sup>2</sup> /mm <sup>2</sup> ]	0,0066	0,0066	0,0066	0,0066	0,0066	0,0066
	Normalkraft 2 (=äußere Lastbeanspruchung)	N <sub>Ed</sub> <sup>2</sup>	[ kN ]	0	80	160	0	80	160
	Vorfaktor	k <sub>1</sub>	[ - ]	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12
	Zugspannung	σ <sub>sp</sub>	[ MN/m <sup>2</sup> ]	0,00	-0,67	-1,33	0,00	-0,67	-1,33
	Öffnung im Zugbereich 0,2 ≤ d <sub>o</sub> /d ≤ 0,35	d <sub>o</sub>	mm						
		k <sub>o</sub>	[ - ]	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	Öffnung im Druckbereich 0,2 ≤ d <sub>o</sub> /d ≤ 0,35	d <sub>o</sub>	mm						
		k <sub>o</sub>	[ - ]	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	Öffnungsgruppe 0,1 ≤ d <sub>o</sub> /d ≤ 0,2 / a <sub>0</sub> ≥ 4d <sub>o</sub>	d <sub>o</sub>	mm						
		k <sub>o</sub>	[ - ]	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	rechteckige Einzelöffnung b <sub>o</sub> /d <sub>o</sub> < 4 (d <sub>c</sub> ≤ d/4)	b <sub>o</sub>	mm				425	425	425
		d <sub>o</sub>	mm				25	25	25
res. Abminderungsfaktor	k <sub>o</sub>	[ - ]	1,00	1,00	1,00	0,68	0,68	0,68	
	k <sub>o</sub>	[ - ]	1,00	1,00	1,00	0,68	0,68	0,68	
Mittelwert d. rechn. Querkrafttragfähigkeit (exp f <sub>cm</sub> )	V <sub>Rm,c,cal</sub>	[ kN ]	113,5	105,0	96,4	77,5	69,0	60,4	
Versuch	Zylinderkraft im Bruchzustand	F <sub>exp,Zylinder</sub>	[ kN ]	202,2	211,5	184,4	153,0	143,0	190,1
	Eigengewichtskraft d. Probekörpers	F <sub>exp,Eigengewicht,PK</sub>	[ kN ]	8,1	8,1	8,1	8,1	8,1	8,1
	Eigengewichtskraft d. Lasteinleitung	F <sub>exp,Eigengewicht,LE</sub>	[ kN ]	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
	exp. Querkrafttragfähigkeit	V <sub>Rm,c,exp</sub>	[ kN ]	114,2	100,8	104,5	87,4	82,0	107,6
	exp. Querkrafttragfähigkeit infolge Normalkraft	ΔV <sub>Rm</sub> <sup>N</sup>	[ kN ]	0,0	0,6	1,3	0,0	0,6	2,0
	exp. Querkrafttragfähigkeit normalkraftbereinigt	V <sub>Rm,c,exp</sub> <sup>N</sup>	[ kN ]	114,2	100,2	103,2	87,4 (79,8)	81,4 (78,5)	105,6 (90,0)
	Verhältnis V <sub>Rm,c,exp</sub> / V <sub>Rm,c,cal</sub>	-	[ - ]	1,01	0,95	1,07	1,13	1,18	1,75

V-Q-55-			M-N0-1	M-N1-2 *	M-N2-3 *	H-N0-4	H-N1-5	H-N2-6	
Geometrie	Bauteilhöhe	h	[ cm ]	30	30	30	30	30	30
	Bauteilbreite	b	[ cm ]	40	40	40	40	40	40
	statische Höhe	d	[ cm ]	26,75	26,75	26,75	26,75	26,75	26,75
	Bauteillänge	l	[ cm ]	270	270	270	270	270	270
	Abstand d. Auflager	l <sub>eff</sub>	[ cm ]	230	230	230	230	230	230
	Abstand zw Lasteinleitung und Auflager rechts	a <sub>1</sub>	[ cm ]	105	105	105	105	105	105
	Abstand zw Lasteinleitung und Auflager links	a <sub>2</sub>	[ cm ]	125	125	125	125	125	125
	Schub schlankheit links	a <sub>1</sub> /d	[ - ]	3,9	3,9	3,9	3,9	3,9	3,9
	Schub schlankheit rechts	a <sub>2</sub> /d	[ - ]	4,7	4,7	4,7	4,7	4,7	4,7
Schnittgrößen	Querkraft links	V <sub>li</sub>	[ - ]	0,457	0,457	0,457	0,457	0,457	0,457
	Querkraft rechts	V <sub>re</sub>	[ - ]	0,543	0,543	0,543	0,543	0,543	0,543
	Querkraft rechts / Querkraft links	V <sub>re</sub> / V <sub>li</sub>	[ - ]	1,190	1,190	1,190	1,190	1,190	1,190
	Biegemoment bei Lasteinleitung	M	[ m ]	0,571	0,571	0,571	0,571	0,571	0,571
Beton	Prüfalter	t	[ d ]	40	40	39	45	46	47
	Mittelwert d. Zylinderdruckfestigkeit	f <sub>cm,zyl</sub>	[ MN/m <sup>2</sup> ]	41,4	41,4	41,0	41,7	41,8	41,9
	mittl. Prismendruckfestigkeit	f <sub>icm,prism</sub>	[ MN/m <sup>2</sup> ]	39,3	39,3	39,0	39,6	39,7	39,8
	char. Prismendruckfestigkeit	f <sub>ick,prism</sub>	[ MN/m <sup>2</sup> ]	35,5	35,5	35,2	35,8	35,9	36,0
	Mittelwert d. Spaltzugfestigkeit	f <sub>ct,sp</sub>	[ MN/m <sup>2</sup> ]	3,25	3,25	3,25	3,41	3,41	3,41
	Mittelwert d. zentr. Zugfestigkeit (0,9 x f <sub>ct,sp</sub> )	f <sub>ctm</sub>	[ MN/m <sup>2</sup> ]	2,93	2,93	2,93	3,07	3,07	3,07
	Mittelwert d. Elastizitätsmoduls (Tangentenmodul)	E <sub>c</sub>	[ MN/m <sup>2</sup> ]	28.354	28.354	28.354	28.354	28.354	28.354
	Mittelwert d. Elastizitätsmoduls (alle Serien)	E <sub>c</sub>	[ MN/m <sup>2</sup> ]	25.825	25.825	25.825	25.825	25.825	25.825
	Bruchenergie (MC 2010)	G <sub>f</sub>	[ Nmm/mm <sup>2</sup> ]	0,143	0,143	0,142	0,143	0,143	0,143
	Parameter Verbund-Schlupf	a	[ MN/m <sup>2</sup> ]	11,02	11,02	10,91	11,10	11,13	11,15
Stahl	Stabdurchmesser d. Längsbewehrung	d <sub>s</sub>	[ mm ]	15	15	15	15	15	15
	Anzahl d. Bewehrungsstäbe	n <sub>s</sub>	[ - ]	8	8	8	8	8	8
	Querschnittsfläche d. Längsbewehrung	A <sub>s</sub>	[ mm <sup>2</sup> ]	1.414	1.414	1.414	1.414	1.414	1.414
	Streckgrenze	f <sub>p0,2</sub>	[ N/mm <sup>2</sup> ]	900	900	900	900	900	900
	Zugfestigkeit	f <sub>y,m</sub>	[ N/mm <sup>2</sup> ]	1.100	1.100	1.100	1.100	1.100	1.100
Querkraft	Vorfaktor (Basis Mittelwerte)	C <sub>Rm,c</sub>	[ - ]	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
	Maßstabsfaktor	k	[ - ]	1,86	1,86	1,86	1,86	1,86	1,86
	Längsbewehrungsgrad d. Biegezugbewehrung	ρ <sub>l</sub>	[ mm <sup>2</sup> /mm <sup>2</sup> ]	0,0066	0,0066	0,0066	0,0066	0,0066	0,0066
	Normalkraft 2 (=äußere Lastbeanspruchung)	N <sub>Ed</sub> <sup>2</sup>	[ kN ]	0	80	160	0	80	160
	Vorfaktor	k <sub>1</sub>	[ - ]	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12
	Zugspannung	σ <sub>sp</sub>	[ MN/m <sup>2</sup> ]	0,00	-0,67	-1,33	0,00	-0,67	-1,33
	Öffnung im Zugbereich 0,2 ≤ d <sub>o</sub> /d ≤ 0,35	d <sub>o</sub>	mm						
		k <sub>o</sub>	[ - ]	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	Öffnung im Druckbereich 0,2 ≤ d <sub>o</sub> /d ≤ 0,35	d <sub>o</sub>	mm						
		k <sub>o</sub>	[ - ]	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	Öffnungsgruppe 0,1 ≤ d <sub>o</sub> /d ≤ 0,2 / a <sub>0</sub> ≥ 4d <sub>o</sub>	d <sub>o</sub>	mm						
		k <sub>o</sub>	[ - ]	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	rechteckige Einzelöffnung b <sub>o</sub> /d <sub>o</sub> < 4 (d <sub>c</sub> ≤ d/4)	b <sub>o</sub>	mm				425	425	425
		d <sub>o</sub>	mm				50	50	50
		k <sub>o</sub>	[ - ]	1,00	1,00	1,00	0,43	0,43	0,43
res. Abminderungsfaktor	k <sub>o</sub>	[ - ]	1,00	1,00	1,00	0,43	0,43	0,43	
Mittelwert d. rechn. Querkrafttragfähigkeit (exp f <sub>cm</sub> )	V <sub>Rm,c,cal</sub>	[ kN ]	114,3	105,7	96,7	48,9	40,4	31,9	
Versuch	Zylinderkraft im Bruchzustand	F <sub>exp,Zylinder</sub>	[ kN ]	242,6	234,2	226,7	136,1	145,1	130,4
	Eigengewichtskraft d. Probekörpers	F <sub>exp,Eigengewicht,PK</sub>	[ kN ]	8,1	8,1	8,1	8,0	8,0	8,0
	Eigengewichtskraft d. Lasteinleitung	F <sub>exp,Eigengewicht,LE</sub>	[ kN ]	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
	exp. Querkrafttragfähigkeit	V <sub>Rm,c,exp</sub>	[ kN ]	136,1	111,2	107,8	78,2	83,1	75,1
	exp. Querkrafttragfähigkeit infolge Normalkraft	ΔV <sub>Rm</sub> <sup>N</sup>	[ kN ]	0,0	0,9	1,5	0,0	0,4	0,9
	exp. Querkrafttragfähigkeit normalkraftbereinigt	V <sub>Rm,c,exp</sub> <sup>N</sup>	[ kN ]	136,1	110,3	106,2	78,2	82,7	74,3
	Verhältnis V <sub>Rm,c,exp</sub> / V <sub>Rm,c,cal</sub>	-	[ - ]	1,19	1,04	1,10	1,60	2,05	2,33

V-Q-56-			M-N0-1	M-N1-2	M-N2-3 *	H-N0-4	H-N1-5 *	H-N2-6	
Geometrie	Bauteilhöhe	h	[ cm ]	30	30	30	30	30	30
	Bauteilbreite	b	[ cm ]	40	40	40	40	40	40
	statische Höhe	d	[ cm ]	26,75	26,75	26,75	26,75	26,75	26,75
	Bauteillänge	l	[ cm ]	270	270	270	270	270	270
	Abstand d. Auflager	l <sub>eff</sub>	[ cm ]	230	230	230	230	230	230
	Abstand zw Lasteinleitung und Auflager rechts	a <sub>1</sub>	[ cm ]	105	105	105	105	105	105
	Abstand zw Lasteinleitung und Auflager links	a <sub>2</sub>	[ cm ]	125	125	125	125	125	125
	Schub schlankheit rechts	a <sub>1</sub> /d	[ - ]	3,9	3,9	3,9	3,9	3,9	3,9
	Schub schlankheit links	a <sub>2</sub> /d	[ - ]	4,7	4,7	4,7	4,7	4,7	4,7
Schnittgrößen	Querkraft links	V <sub>li</sub>	[ - ]	0,457	0,457	0,457	0,457	0,457	0,457
	Querkraft rechts	V <sub>re</sub>	[ - ]	0,543	0,543	0,543	0,543	0,543	0,543
	Querkraft rechts / Querkraft links	V <sub>re</sub> / V <sub>li</sub>	[ - ]	1,190	1,190	1,190	1,190	1,190	1,190
	Biegemoment bei Lasteinleitung	M	[ m ]	0,571	0,571	0,571	0,571	0,571	0,571
Beton	Prüfalter	t	[ d ]	44	44	43	48	49	48
	Mittelwert d. Zylinderdruckfestigkeit	f <sub>cm,zyl</sub>	[ MN/m <sup>2</sup> ]	37,0	37,0	36,9	37,5	37,6	37,5
	mittl. Prismendruckfestigkeit	f <sub>icm,prism</sub>	[ MN/m <sup>2</sup> ]	35,2	35,2	35,1	35,6	35,7	35,6
	char. Prismendruckfestigkeit	f <sub>ik,prism</sub>	[ MN/m <sup>2</sup> ]	31,4	31,4	31,3	31,8	31,9	31,8
	Mittelwert d. Spaltzugfestigkeit	f <sub>ct,sp</sub>	[ MN/m <sup>2</sup> ]	3,06	3,06	3,06	3,06	3,06	3,06
	Mittelwert d. zentr. Zugfestigkeit (0,9 x f <sub>ct,sp</sub> )	f <sub>ctm</sub>	[ MN/m <sup>2</sup> ]	2,75	2,75	2,75	2,75	2,75	2,75
	Mittelwert d. Elastizitätsmoduls (Tangentenmodul)	E <sub>c</sub>	[ MN/m <sup>2</sup> ]	25.484	25.484	25.484	25.484	25.484	25.484
	Mittelwert d. Elastizitätsmoduls (alle Serien)	E <sub>c</sub>	[ MN/m <sup>2</sup> ]	25.825	25.825	25.825	25.825	25.825	25.825
	Bruchenergie (MC 2010)	G <sub>f</sub>	[ Nmm/mm <sup>2</sup> ]	0,140	0,140	0,140	0,140	0,140	0,140
	Parameter Verbund-Schlupf	a	[ MN/m <sup>2</sup> ]	9,85	9,85	9,82	9,98	10,01	9,98
Stahl	Stabdurchmesser d. Längsbewehrung	d <sub>s</sub>	[ mm ]	15	15	15	15	15	15
	Anzahl d. Bewehrungsstäbe	n <sub>s</sub>	[ - ]	8	8	8	8	8	8
	Querschnittsfläche d. Längsbewehrung	A <sub>s</sub>	[ mm <sup>2</sup> ]	1.414	1.414	1.414	1.414	1.414	1.414
	Streckgrenze	f <sub>p0,2</sub>	[ N/mm <sup>2</sup> ]	900	900	900	900	900	900
	Zugfestigkeit	f <sub>y,m</sub>	[ N/mm <sup>2</sup> ]	1.100	1.100	1.100	1.100	1.100	1.100
Querkraft	Vorfaktor (Basis Mittelwerte)	C <sub>Rm,c</sub>	[ - ]	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
	Maßstabsfaktor	k	[ - ]	1,86	1,86	1,86	1,86	1,86	1,86
	Längsbewehrungsgrad d. Biegezugbewehrung	ρ <sub>l</sub>	[ mm <sup>2</sup> /mm <sup>2</sup> ]	0,0066	0,0066	0,0066	0,0066	0,0066	0,0066
	Normalkraft 2 (=äußere Lastbeanspruchung)	N <sub>Ed</sub> <sup>2</sup>	[ kN ]	0	80	160	0	80	160
	Vorfaktor	k <sub>1</sub>	[ - ]	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12
	Zugspannung	σ <sub>sp</sub>	[ MN/m <sup>2</sup> ]	0,00	-0,67	-1,33	0,00	-0,67	-1,33
	Öffnung im Zugbereich 0,2 ≤ d <sub>o</sub> /d ≤ 0,35	d <sub>o</sub>	mm						
		k <sub>o</sub>	[ - ]	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	Öffnung im Druckbereich 0,2 ≤ d <sub>o</sub> /d ≤ 0,35	d <sub>o</sub>	mm						
		k <sub>o</sub>	[ - ]	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	Öffnungsgruppe 0,1 ≤ d <sub>o</sub> /d ≤ 0,2 / a <sub>0</sub> ≥ 4d <sub>o</sub>	d <sub>o</sub>	mm				50	50	50
		k <sub>o</sub>	[ - ]	1,00	1,00	1,00	0,83	0,83	0,83
	rechteckige Einzelöffnung b <sub>o</sub> /d <sub>o</sub> < 4 (d <sub>c</sub> ≤ d/4)	b <sub>o</sub>	mm						
		d <sub>o</sub>	mm						
		k <sub>o</sub>	[ - ]	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
res. Abminderungsfaktor	k <sub>o</sub>	[ - ]	1,00	1,00	1,00	0,83	0,83	0,83	
Mittelwert d. rechn. Querkrafttragfähigkeit (exp f <sub>cm</sub> )	V <sub>Rm,c,cal</sub>	[ kN ]	109,6	101,0	92,4	91,0	82,5	73,9	
Versuch	Zylinderkraft im Bruchzustand	F <sub>exp,Zylinder</sub>	[ kN ]	214,8	187,3	239,2	223,4	228,6	196,1
	Eigengewichtskraft d. Probekörpers	F <sub>exp,Eigengewicht,PK</sub>	[ kN ]	8,1	8,1	8,1	8,1	8,1	8,1
	Eigengewichtskraft d. Lasteinleitung	F <sub>exp,Eigengewicht,LE</sub>	[ kN ]	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
	exp. Querkrafttragfähigkeit	V <sub>Rm,c,exp</sub>	[ kN ]	121,0	106,1	113,5	125,7	108,6	110,9
	exp. Querkrafttraganteil infolge Normalkraft	ΔV <sub>Rm</sub> <sup>N</sup>	[ kN ]	0,0	0,6	2,1	0,0	1,0	1,4
	exp. Querkrafttragfähigkeit normalkraftbereinigt	V <sub>Rm,c,exp</sub> <sup>N</sup>	[ kN ]	121,0	105,5	111,4	125,7	107,6	109,5
	Verhältnis V <sub>Rm,c,exp</sub> / V <sub>Rm,c,cal</sub>	-	[ - ]	1,10	1,04	1,21	1,38	1,30	1,48

V-Q-57-			M-N0-1	M-N1-2	M-N2-3 *	H-N0-4	H-N1-5	H-N2-6	
Geometrie	Bauteilhöhe	h	[ cm ]	30	30	30	30	30	30
	Bauteilbreite	b	[ cm ]	40	40	40	40	40	40
	statische Höhe	d	[ cm ]	26,75	26,75	26,75	26,75	26,75	26,75
	Bauteillänge	l	[ cm ]	270	270	270	270	270	270
	Abstand d. Auflager	l <sub>eff</sub>	[ cm ]	230	230	230	230	230	230
	Abstand zw Lasteinleitung und Auflager rechts	a <sub>1</sub>	[ cm ]	105	105	105	105	105	105
	Abstand zw Lasteinleitung und Auflager links	a <sub>2</sub>	[ cm ]	125	125	125	125	125	125
	Schub schlankheit rechts	a <sub>1</sub> /d	[ - ]	3,9	3,9	3,9	3,9	3,9	3,9
	Schub schlankheit links	a <sub>2</sub> /d	[ - ]	4,7	4,7	4,7	4,7	4,7	4,7
Schnittgrößen	Querkraft links	V <sub>li</sub>	[ - ]	0,457	0,457	0,457	0,457	0,457	0,457
	Querkraft rechts	V <sub>re</sub>	[ - ]	0,543	0,543	0,543	0,543	0,543	0,543
	Querkraft rechts / Querkraft links	V <sub>re</sub> / V <sub>li</sub>	[ - ]	1,190	1,190	1,190	1,190	1,190	1,190
	Biegemoment bei Lasteinleitung	M	[ m ]	0,571	0,571	0,571	0,571	0,571	0,571
Beton	Prüfalter	t	[ d ]	56	38	33	56	40	39
	Mittelwert d. Zylinderdruckfestigkeit	f <sub>cm,zyl</sub>	[ MN/m <sup>2</sup> ]	39,1	39,0	38,9	39,1	39,0	39,0
	mittl. Prismendruckfestigkeit	f <sub>icm,prism</sub>	[ MN/m <sup>2</sup> ]	37,1	37,1	37,0	37,1	37,1	37,1
	char. Prismendruckfestigkeit	f <sub>ik,prism</sub>	[ MN/m <sup>2</sup> ]	33,3	33,3	33,2	33,3	33,3	33,3
	Mittelwert d. Spaltzugfestigkeit	f <sub>ct,sp</sub>	[ MN/m <sup>2</sup> ]	3,30	3,14	3,14	3,30	3,14	3,14
	Mittelwert d. zentr. Zugfestigkeit (0,9 x f <sub>ct,sp</sub> )	f <sub>ctm</sub>	[ MN/m <sup>2</sup> ]	2,97	2,83	2,83	2,97	2,83	2,83
	Mittelwert d. Elastizitätsmoduls (Tangentenmodul)	E <sub>c</sub>	[ MN/m <sup>2</sup> ]	27.329	27.329	27.329	27.329	27.329	27.329
	Mittelwert d. Elastizitätsmoduls (alle Serien)	E <sub>c</sub>	[ MN/m <sup>2</sup> ]	25.825	25.825	25.825	25.825	25.825	25.825
	Bruchenergie (MC 2010)	G <sub>f</sub>	[ Nmm/mm <sup>2</sup> ]	0,141	0,141	0,141	0,141	0,141	0,141
	Parameter Verbund-Schlupf	a	[ MN/m <sup>2</sup> ]	10,41	10,38	10,35	10,41	10,38	10,38
Stahl	Stabdurchmesser d. Längsbewehrung	d <sub>s</sub>	[ mm ]	15	15	15	15	15	15
	Anzahl d. Bewehrungsstäbe	n <sub>s</sub>	[ - ]	8	8	8	8	8	8
	Querschnittsfläche d. Längsbewehrung	A <sub>s</sub>	[ mm <sup>2</sup> ]	1.414	1.414	1.414	1.414	1.414	1.414
	Streckgrenze	f <sub>p0,2</sub>	[ N/mm <sup>2</sup> ]	900	900	900	900	900	900
	Zugfestigkeit	f <sub>y,m</sub>	[ N/mm <sup>2</sup> ]	1.100	1.100	1.100	1.100	1.100	1.100
Querkraft	Vorfaktor (Basis Mittelwerte)	C <sub>Rm,c</sub>	[ - ]	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
	Maßstabsfaktor	k	[ - ]	1,86	1,86	1,86	1,86	1,86	1,86
	Längsbewehrungsgrad d. Biegezugbewehrung	ρ <sub>l</sub>	[ mm <sup>2</sup> /mm <sup>2</sup> ]	0,0066	0,0066	0,0066	0,0066	0,0066	0,0066
	Normalkraft 2 (=äußere Lastbeanspruchung)	N <sub>Ed</sub> <sup>2</sup>	[ kN ]	0	80	160	0	80	160
	Vorfaktor	k <sub>1</sub>	[ - ]	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12
	Zugspannung	σ <sub>sp</sub>	[ MN/m <sup>2</sup> ]	0,00	-0,67	-1,33	0,00	-0,67	-1,33
	Öffnung im Zugbereich 0,2 ≤ d <sub>o</sub> /d ≤ 0,35	d <sub>o</sub>	mm						
		k <sub>o</sub>	[ - ]	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
		d <sub>o</sub>	mm						
	Öffnung im Druckbereich 0,2 ≤ d <sub>o</sub> /d ≤ 0,35	k <sub>o</sub>	[ - ]	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
		d <sub>o</sub>	mm						
	Öffnungsgruppe 0,1 ≤ d <sub>o</sub> /d ≤ 0,2 / a <sub>o</sub> ≥ 4d <sub>o</sub>	k <sub>o</sub>	[ - ]	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
		b <sub>o</sub>	mm				280	280	280
	rechteckige Einzelöffnung b <sub>o</sub> /d <sub>o</sub> < 4 (d <sub>c</sub> ≤ d/4)	d <sub>o</sub>	mm				70	70	70
		k <sub>o</sub>	[ - ]	1,00	1,00	1,00	0,37	0,37	0,37
res. Abminderungsfaktor	k <sub>o</sub>	[ - ]	1,00	1,00	1,00	0,37	0,37	0,37	
Mittelwert d. rechn. Querkrafttragfähigkeit (exp f <sub>cm</sub> )	V <sub>Rm,c,cal</sub>	[ kN ]	111,9	103,2	94,5	41,1	32,5	23,9	
Versuch	Zylinderkraft im Bruchzustand	F <sub>exp,Zylinder</sub>	[ kN ]	214,4	188,2	217,4	116,8	135,0	141,2
	Eigengewichtskraft d. Probekörpers	F <sub>exp,Eigengewicht,PK</sub>	[ kN ]	8,1	8,1	8,1	7,9	7,9	7,9
	Eigengewichtskraft d. Lasteinleitung	F <sub>exp,Eigengewicht,LE</sub>	[ kN ]	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
	exp. Querkrafttragfähigkeit	V <sub>Rm,c,exp</sub>	[ kN ]	120,8	106,6	103,5	67,7	77,6	81,0
	exp. Querkrafttragfähigkeit infolge Normalkraft	ΔV <sub>Rm</sub> <sup>N</sup>	[ kN ]	0,0	0,7	1,4	0,0	0,5	1,2
	exp. Querkrafttragfähigkeit normalkraftbereinigt	V <sub>Rm,c,exp</sub> <sup>N</sup>	[ kN ]	120,8	105,9	102,1	67,7	77,1	79,8
	Verhältnis V <sub>Rm,c,exp</sub> / V <sub>Rm,c,cal</sub>	-	[ - ]	1,08	1,03	1,08	1,65	2,37	3,34



V-Q-58-			M-N0-1	M-N1-2	M-N2-3	H-N0-4	H-N1-5	H-N2-6	
Geometrie	Bauteilhöhe	h	[ cm ]	30	30	30	30	30	30
	Bauteilbreite	b	[ cm ]	40	40	40	40	40	40
	statische Höhe	d	[ cm ]	26,75	26,75	26,75	26,75	26,75	26,75
	Bauteillänge	l	[ cm ]	270	270	270	270	270	270
	Abstand d. Auflager	l <sub>eff</sub>	[ cm ]	230	230	230	230	230	230
	Abstand zw Lasteinleitung und Auflager rechts	a <sub>1</sub>	[ cm ]	105	105	105	105	105	105
	Abstand zw Lasteinleitung und Auflager links	a <sub>2</sub>	[ cm ]	125	125	125	125	125	125
	Schub schlankheit rechts	a <sub>1</sub> /d	[ - ]	3,9	3,9	3,9	3,9	3,9	3,9
	Schub schlankheit links	a <sub>2</sub> /d	[ - ]	4,7	4,7	4,7	4,7	4,7	4,7
Schnittgrößen	Querkraft links	V <sub>li</sub>	[ - ]	0,457	0,457	0,457	0,457	0,457	0,457
	Querkraft rechts	V <sub>re</sub>	[ - ]	0,543	0,543	0,543	0,543	0,543	0,543
	Querkraft rechts / Querkraft links	V <sub>re</sub> / V <sub>li</sub>	[ - ]	1,190	1,190	1,190	1,190	1,190	1,190
	Biegemoment bei Lasteinleitung	M	[ m ]	0,571	0,571	0,571	0,571	0,571	0,571
Beton	Prüfalter	t	[ d ]	14	15	10	15	9	10
	Mittelwert d. Zylinderdruckfestigkeit	f <sub>cm,zyl</sub>	[ MN/m <sup>2</sup> ]	29,3	29,9	26,9	29,9	26,3	26,9
	mittl. Prismendruckfestigkeit	f <sub>icm,prism</sub>	[ MN/m <sup>2</sup> ]	27,8	28,4	25,6	28,4	25,0	25,6
	char. Prismendruckfestigkeit	f <sub>ik,prism</sub>	[ MN/m <sup>2</sup> ]	24,0	24,6	21,8	24,6	21,2	21,8
	Mittelwert d. Spaltzugfestigkeit	f <sub>ct,sp</sub>	[ MN/m <sup>2</sup> ]	2,68	2,68	2,52	2,68	2,52	2,52
	Mittelwert d. zentr. Zugfestigkeit (0,9 x f <sub>ct,sp</sub> )	f <sub>ctm</sub>	[ MN/m <sup>2</sup> ]	2,41	2,41	2,27	2,41	2,27	2,27
	Mittelwert d. Elastizitätsmoduls (Tangentenmodul)	E <sub>c</sub>	[ MN/m <sup>2</sup> ]	26.188	26.188	26.188	26.188	26.188	26.188
	Mittelwert d. Elastizitätsmoduls (alle Serien)	E <sub>c</sub>	[ MN/m <sup>2</sup> ]	25.825	25.825	25.825	25.825	25.825	25.825
	Bruchenergie (MC 2010)	G <sub>f</sub>	[ Nmm/mm <sup>2</sup> ]	0,134	0,135	0,132	0,135	0,131	0,132
	Parameter Verbund-Schlupf	a	[ MN/m <sup>2</sup> ]	7,80	7,96	7,16	7,96	7,00	7,16
Stahl	Stabdurchmesser d. Längsbewehrung	d <sub>s</sub>	[ mm ]	15	15	15	15	15	15
	Anzahl d. Bewehrungsstäbe	n <sub>s</sub>	[ - ]	8	8	8	8	8	8
	Querschnittsfläche d. Längsbewehrung	A <sub>s</sub>	[ mm <sup>2</sup> ]	1.414	1.414	1.414	1.414	1.414	1.414
	Streckgrenze	f <sub>p0,2</sub>	[ N/mm <sup>2</sup> ]	900	900	900	900	900	900
	Zugfestigkeit	f <sub>y,m</sub>	[ N/mm <sup>2</sup> ]	1.100	1.100	1.100	1.100	1.100	1.100
Querkraft	Vorfaktor (Basis Mittelwerte)	C <sub>Rm,c</sub>	[ - ]	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
	Maßstabsfaktor	k	[ - ]	1,86	1,86	1,86	1,86	1,86	1,86
	Längsbewehrungsgrad d. Biegezugbewehrung	ρ <sub>l</sub>	[ mm <sup>2</sup> /mm <sup>2</sup> ]	0,0066	0,0066	0,0066	0,0066	0,0066	0,0066
	Normalkraft 2 (=äußere Lastbeanspruchung)	N <sub>Ed</sub> <sup>2</sup>	[ kN ]	0	80	160	0	80	160
	Vorfaktor	k <sub>1</sub>	[ - ]	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12
	Zugspannung	σ <sub>sp</sub>	[ MN/m <sup>2</sup> ]	0,00	-0,67	-1,33	0,00	-0,67	-1,33
	Öffnung im Zugbereich 0,2 ≤ d <sub>o</sub> /d ≤ 0,35	d <sub>o</sub>	mm						
		k <sub>o</sub>	[ - ]	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	Öffnung im Druckbereich 0,2 ≤ d <sub>o</sub> /d ≤ 0,35	d <sub>o</sub>	mm						
		k <sub>o</sub>	[ - ]	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	Öffnungsgruppe 0,1 ≤ d <sub>o</sub> /d ≤ 0,2 / a <sub>o</sub> ≥ 4d <sub>o</sub>	d <sub>o</sub>	mm						
		k <sub>o</sub>	[ - ]	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	rechteckige Einzelöffnung b <sub>o</sub> /d <sub>o</sub> < 4 (d <sub>o</sub> ≤ d/4)	b <sub>o</sub>	mm						
		d <sub>o</sub>	mm						
		k <sub>o</sub>	[ - ]	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
res. Abminderungsfaktor	k <sub>o</sub>	[ - ]	1,00	1,00	1,00	0,50	0,50	0,50	
Mittelwert d. rechn. Querkrafttragfähigkeit (exp f <sub>cm</sub> )	V <sub>Rm,c,cal</sub>	[ kN ]	100,3	92,5	79,9	50,5	43,8	39,9	
Versuch	Zylinderkraft im Bruchzustand	F <sub>exp,Zylinder</sub>	[ kN ]	222,1	183,0	183,0	111,0	116,2	131,8
	Eigengewichtskraft d. Probekörpers	F <sub>exp,Eigengewicht,PK</sub>	[ kN ]	8,1	8,1	8,1	6,4	6,4	6,4
	Eigengewichtskraft d. Lasteinleitung	F <sub>exp,Eigengewicht,LE</sub>	[ kN ]	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
	exp. Querkrafttragfähigkeit	V <sub>Rm,c,exp</sub>	[ kN ]	125,0	103,8	103,8	63,8	66,6	75,1
	exp. Querkrafttragfähigkeit infolge Normalkraft	ΔV <sub>Rm</sub> <sup>N</sup>	[ kN ]	0,0	0,6	1,9	0,0	0,4	1,2
	exp. Querkrafttragfähigkeit normalkraftbereinigt	V <sub>Rm,c,exp</sub> <sup>N</sup>	[ kN ]	125,0	103,1	101,9	63,8	66,2	73,9
	Verhältnis V <sub>Rm,c,exp</sub> / V <sub>Rm,c,cal</sub>	-	[ - ]	1,25	1,11	1,28	1,26	1,51	1,85

V-Q-59-			M-N0-1	M-N1-2 *	M-N2-3	H-N0-4	H-N1-5	H-N2-6	
Geometrie	Bauteilhöhe	h	[ cm ]	30	30	30	30	30	30
	Bauteilbreite	b	[ cm ]	40	40	40	70	70	70
	statische Höhe	d	[ cm ]	26,75	26,75	26,75	26,75	26,75	26,75
	Bauteillänge	l	[ cm ]	270	270	270	270	270	270
	Abstand d. Auflager	l <sub>eff</sub>	[ cm ]	230	230	230	230	230	230
	Abstand zw Lasteinleitung und Auflager rechts	a <sub>1</sub>	[ cm ]	105	105	105	105	105	105
	Abstand zw Lasteinleitung und Auflager links	a <sub>2</sub>	[ cm ]	125	125	125	125	125	125
	Schub schlankheit rechts	a <sub>1</sub> /d	[ - ]	3,9	3,9	3,9	3,9	3,9	3,9
	Schub schlankheit links	a <sub>2</sub> /d	[ - ]	4,7	4,7	4,7	4,7	4,7	4,7
Schnittgrößen	Querkraft links	V <sub>li</sub>	[ - ]	0,457	0,457	0,457	0,457	0,457	0,457
	Querkraft rechts	V <sub>re</sub>	[ - ]	0,543	0,543	0,543	0,543	0,543	0,543
	Querkraft rechts / Querkraft links	V <sub>re</sub> / V <sub>li</sub>	[ - ]	1,190	1,190	1,190	1,190	1,190	1,190
	Biegemoment bei Lasteinleitung	M	[ m ]	0,571	0,571	0,571	0,571	0,571	0,571
Beton	Prüfalter	t	[ d ]	14	13	13	7	6	6
	Mittelwert d. Zylinderdruckfestigkeit	f <sub>cm,zyl</sub>	[ MN/m <sup>2</sup> ]	25,2	25,2	25,2	23,9	22,5	22,5
	mittl. Prismendruckfestigkeit	f <sub>icm,prism</sub>	[ MN/m <sup>2</sup> ]	23,9	23,9	23,9	22,7	21,4	21,4
	char. Prismendruckfestigkeit	f <sub>ik,prism</sub>	[ MN/m <sup>2</sup> ]	20,1	20,1	20,1	18,9	17,6	17,6
	Mittelwert d. Spaltzugfestigkeit	f <sub>ct,sp</sub>	[ MN/m <sup>2</sup> ]	2,68	2,68	2,52	2,68	2,52	2,52
	Mittelwert d. zentr. Zugfestigkeit (0,9 x f <sub>ct,sp</sub> )	f <sub>ctm</sub>	[ MN/m <sup>2</sup> ]	2,41	2,41	2,41	2,27	2,27	2,27
	Mittelwert d. Elastizitätsmoduls (Tangentenmodul)	E <sub>c</sub>	[ MN/m <sup>2</sup> ]	26.093	26.093	26.093	25.011	25.011	25.011
	Mittelwert d. Elastizitätsmoduls (alle Serien)	E <sub>c</sub>	[ MN/m <sup>2</sup> ]	25.825	25.825	25.825	25.825	25.825	25.825
	Bruchenergie (MC 2010)	G <sub>f</sub>	[ Nmm/mm <sup>2</sup> ]	0,130	0,130	0,130	0,129	0,128	0,128
	Parameter Verbund-Schlupf	a	[ MN/m <sup>2</sup> ]	6,71	6,71	6,71	6,35	5,99	5,99
Stahl	Stabdurchmesser d. Längsbewehrung	d <sub>s</sub>	[ mm ]	15	15	15	15	15	15
	Anzahl d. Bewehrungsstäbe	n <sub>s</sub>	[ - ]	8	8	8	14	14	14
	Querschnittsfläche d. Längsbewehrung	A <sub>s</sub>	[ mm <sup>2</sup> ]	1.414	1.414	1.414	2.474	2.474	2.474
	Streckgrenze	f <sub>p0,2</sub>	[ N/mm <sup>2</sup> ]	900	900	900	900	900	900
	Zugfestigkeit	f <sub>y,m</sub>	[ N/mm <sup>2</sup> ]	1.100	1.100	1.100	1.100	1.100	1.100
Querkraft	Vorfaktor (Basis Mittelwerte)	C <sub>Rm,c</sub>	[ - ]	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
	Maßstabsfaktor	k	[ - ]	1,86	1,86	1,86	1,86	1,86	1,86
	Längsbewehrungsgrad d. Biegezugbewehrung	ρ <sub>l</sub>	[ mm <sup>2</sup> /mm <sup>2</sup> ]	0,0066	0,0066	0,0066	0,0066	0,0066	0,0066
	Normalkraft 2 (=äußere Lastbeanspruchung)	N <sub>Ed</sub> <sup>2</sup>	[ kN ]	0	80	160	0	140	280
	Vorfaktor	k <sub>1</sub>	[ - ]	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12
	Zugspannung	σ <sub>sp</sub>	[ MN/m <sup>2</sup> ]	0,00	-0,67	-1,33	0,00	-0,67	-1,33
	Öffnung im Zugbereich 0,2 ≤ d <sub>o</sub> /d ≤ 0,35	d <sub>o</sub>	mm						
		k <sub>o</sub>	[ - ]	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	Öffnung im Druckbereich 0,2 ≤ d <sub>o</sub> /d ≤ 0,35	d <sub>o</sub>	mm						
		k <sub>o</sub>	[ - ]	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	Öffnungsgruppe 0,1 ≤ d <sub>o</sub> /d ≤ 0,2 / a <sub>o</sub> ≥ 4d <sub>o</sub>	d <sub>o</sub>	mm						
		k <sub>o</sub>	[ - ]	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	rechteckige Einzelöffnung b <sub>o</sub> /d <sub>o</sub> < 4 (d <sub>c</sub> ≤ d/4)	b <sub>o</sub>	mm						
		d <sub>o</sub>	mm						
	k <sub>o</sub>	[ - ]	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	
res. Abminderungsfaktor	k <sub>o</sub>	[ - ]	1,00	1,00	1,00	0,50	0,50	0,50	
Mittelwert d. rechn. Querkrafttragfähigkeit (exp f <sub>cm</sub> )	V <sub>Rm,c,cal</sub>	[ kN ]	94,6	86,0	77,4	80,9	71,6	64,1	
Versuch	Zylinderkraft im Bruchzustand	F <sub>exp,Zylinder</sub>	[ kN ]	197,5	193,5	189,0	173,1	170,7	161,0
	Eigengewichtskraft d. Probekörpers	F <sub>exp,Eigengewicht,PK</sub>	[ kN ]	8,1	8,1	8,1	11,4	11,4	11,4
	Eigengewichtskraft d. Lasteinleitung	F <sub>exp,Eigengewicht,LE</sub>	[ kN ]	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
	exp. Querkrafttragfähigkeit	V <sub>Rm,c,exp</sub>	[ kN ]	111,6	92,6	107,0	100,0	98,7	93,5
	exp. Querkrafttragfähigkeit infolge Normalkraft	ΔV <sub>Rm</sub> <sup>N</sup>	[ kN ]	0,0	0,6	1,3	0,0	0,7	0,7
	exp. Querkrafttragfähigkeit normalkraftbereinigt	V <sub>Rm,c,exp</sub> <sup>N</sup>	[ kN ]	111,6	92,1	105,7	100,0	98,0	92,8
	Verhältnis V <sub>Rm,c,exp</sub> / V <sub>Rm,c,cal</sub>	-	[ - ]	1,18	1,07	1,37	1,24	1,37	1,45

## A.2 Simulationsdaten



FE-Q-S2 Öffnung, kreisrund, oben, $d_w/d = 0,2$																	
$h = 20 \text{ cm}$						$h = 30 \text{ cm}$						$h = 40 \text{ cm}$					
C25/30		C30/37		C35/45		C25/30		C30/37		C35/45		C25/30		C30/37		C35/45	
$\rho_1$ [%]		$\rho_1$ [%]		$\rho_1$ [%]		$\rho_1$ [%]		$\rho_1$ [%]		$\rho_1$ [%]		$\rho_1$ [%]		$\rho_1$ [%]		$\rho_1$ [%]	
0,60	1,00	0,60	1,00	0,60	1,00	0,60	1,00	0,60	1,00	0,60	1,00	0,60	1,00	0,60	1,00	0,60	1,00
$C_{m,c}$	-	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15
$C_{m,t}$	-	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
$k$	-	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	1,86	1,86	1,86	1,86	1,86	1,74	1,74	1,74	1,74	1,74
$h$	cm	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
$h$	cm	20	20	20	20	20	20	30	30	30	30	30	40	40	40	40	40
$d$	cm	17	17	17	17	17	17	27	27	27	27	27	37	37	37	37	37
$\rho_1$	%	0,60	1,00	0,60	1,00	0,60	1,00	0,60	1,00	0,60	1,00	0,60	1,00	0,60	1,00	0,60	1,00
$A_s$	cm <sup>2</sup>	16,2	17,0	16,2	17,0	16,2	17,0	16,2	17,0	16,2	17,0	16,2	17,0	16,2	17,0	16,2	17,0
$\kappa_1$	-	0,8787	0,8787	0,8577	0,8577	0,8366	0,8366	0,8787	0,8787	0,8577	0,8577	0,8366	0,8366	0,8787	0,8787	0,8577	0,8577
$\eta_1$	-	0,1682	0,2804	0,1433	0,2389	0,1299	0,2081	0,1682	0,2804	0,1433	0,2389	0,1299	0,2081	0,1682	0,2804	0,1433	0,2389
$\nu$	-	0,0294	0,0294	0,0478	0,0478	0,0661	0,0661	0,0478	0,0478	0,0453	0,0453	0,0453	0,0453	0,0453	0,0453	0,0453	0,0453
$\xi$	-	0,1340	0,2617	0,1112	0,2226	0,0942	0,1937	0,1372	0,2649	0,1143	0,2258	0,0972	0,1967	0,1387	0,2663	0,1158	0,2272
$\zeta$	-	0,9330	0,8692	0,9444	0,8887	0,9529	0,9032	0,9314	0,8676	0,9428	0,8871	0,9514	0,9016	0,9307	0,8668	0,9421	0,8864
$\beta_{0,0}$	-	0,1307	0,2296	0,1098	0,1994	0,0941	0,1653	0,1335	0,2221	0,1126	0,1919	0,0967	0,1677	0,1347	0,2242	0,1138	0,1930
$\beta_{0,0,0,0}$	-	0,0966	0,1337	0,0883	0,1202	0,0883	0,1084	0,1045	0,1230	0,0901	0,1104	0,0917	0,1084	0,0923	0,1133	0,0827	0,1017
$\beta_{0,0,0,0}^*$	-	0,84	0,61	0,89	0,63	0,95	0,66	0,75	0,55	0,80	0,58	0,85	0,60	0,69	0,51	0,73	0,53
$\sigma_s$	-	720,88	542,94	759,34	566,41	794,60	588,57	665,62	501,98	700,82	523,47	733,04	543,74	618,47	466,54	651,09	496,47
$k_1$	-	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12
$f_{ct,01}$	N/mm <sup>2</sup>	25,0	25,0	30,0	30,0	35,0	35,0	25,0	25,0	30,0	30,0	35,0	35,0	25,0	25,0	30,0	30,0
$f_{cm}$	N/mm <sup>2</sup>	30,3	30,3	35,6	35,6	40,8	40,8	30,3	30,3	35,6	35,6	40,8	40,8	30,3	30,3	35,6	35,6
$f_{tm}$	N/mm <sup>2</sup>	2,6	2,6	2,9	2,9	3,2	3,2	2,6	2,6	2,9	2,9	3,2	3,2	2,6	2,6	2,9	2,9
$G_1$	N/mm <sup>2</sup>	0,135	0,135	0,139	0,139	0,142	0,142	0,135	0,135	0,139	0,139	0,142	0,142	0,135	0,135	0,139	0,139
$E_c$	N/mm <sup>2</sup>	31,000	31,000	33,000	33,000	34,000	34,000	31,000	31,000	33,000	33,000	34,000	34,000	31,000	31,000	33,000	33,000
$\rho_{01}$	-	850	850	850	850	850	850	850	850	850	850	850	850	850	850	850	850
$E_s$	N/mm <sup>2</sup>	190,000	190,000	190,000	190,000	190,000	190,000	190,000	190,000	190,000	190,000	190,000	190,000	190,000	190,000	190,000	190,000
$d_w$	cm	3,4	3,4	3,4	3,4	3,4	3,4	5,4	5,4	5,4	5,4	5,4	5,4	7,4	7,4	7,4	7,4
$d_w/d$	-	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
$\beta_{0,0,0,0}$	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
$d_w$	mm	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
$k_0$	-	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
$d_w$	mm	34	34	34	34	34	34	54	54	54	54	54	54	74	74	74	74
$k_0$	-	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90
$d_w$	mm	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
$k_0$	-	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
$h_0$	mm	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
$d_0$	mm	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
$k_0$	-	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
$k_{max}$	-	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90
$\sigma_{0,01}$	N/mm <sup>2</sup>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
$\sigma_{0,1}$	N/mm <sup>2</sup>	0,65	0,65	0,73	0,73	0,80	0,80	0,65	0,65	0,73	0,73	0,80	0,80	0,65	0,65	0,73	0,73
$\sigma_{0,2}$	N/mm <sup>2</sup>	1,30	1,30	1,45	1,45	1,60	1,60	1,30	1,30	1,45	1,45	1,60	1,60	1,30	1,30	1,45	1,45
$\sigma_{0,01}$	N/mm <sup>2</sup>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
$\sigma_{0,1}$	N/mm <sup>2</sup>	-0,65	-0,65	-0,73	-0,73	-0,80	-0,80	-0,65	-0,65	-0,73	-0,73	-0,80	-0,80	-0,65	-0,65	-0,73	-0,73
$\sigma_{0,2}$	N/mm <sup>2</sup>	-1,30	-1,30	-1,45	-1,45	-1,60	-1,60	-1,30	-1,30	-1,45	-1,45	-1,60	-1,60	-1,30	-1,30	-1,45	-1,45
$N_0$	kN	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
$N_1$	kN	130	130	145	145	160	160	195	195	218	218	240	240	260	260	290	290
$N_2$	kN	290	290	290	290	320	320	390	390	435	435	480	480	520	520	580	580
$\sigma_{0,01,0,0}$	N/mm <sup>2</sup>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
$\sigma_{0,01,0,1}$	N/mm <sup>2</sup>	0,78	0,78	0,87	0,87	0,96	0,96	0,79	0,79	0,88	0,88	0,98	0,98	0,80	0,80	0,89	0,89
$\sigma_{0,01,0,2}$	N/mm <sup>2</sup>	1,57	1,57	1,75	1,75	1,93	1,93	1,59	1,59	1,77	1,77	1,95	1,95	1,60	1,60	1,78	1,78
$\sigma_{0,01,0,0}$	N/mm <sup>2</sup>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
$\sigma_{0,01,0,1}$	N/mm <sup>2</sup>	-0,78	-0,78	-0,87	-0,87	-0,96	-0,96	-0,79	-0,79	-0,88	-0,88	-0,98	-0,98	-0,80	-0,80	-0,89	-0,89
$\sigma_{0,01,0,2}$	N/mm <sup>2</sup>	-1,57	-1,57	-1,75	-1,75	-1,93	-1,93	-1,59	-1,59	-1,77	-1,77	-1,95	-1,95	-1,60	-1,60	-1,78	-1,78
$V_{0,01,0,0}$	kN	150,9	178,9	160,4	190,2	168,8	200,2	223,0	254,4	237,0	281,0	249,5	295,8	285,0	337,9	302,9	359,1
$V_{0,01,0,1}$	kN	137,7	165,7	145,6	175,4	152,5	183,9	202,0	243,4	213,5	257,5	223,6	269,9	256,1	309,1	270,7	326,9
$V_{0,01,0,2}$	kN	124,4	152,4	130,8	160,6	136,2	167,5	180,9	222,3	190,0	234,0	197,6	244,0	227,3	280,2	238,5	294,7
$V_{0,01,0,0}$	kN	113,2	134,2	120,3	142,6	126,6	150,1	167,3	198,3	177,7	210,7	187,1	221,8	213,8	253,4	227,2	269,3
$V_{0,01,0,1}$	kN	99,9	121,0	105,5	127,8	110,3	133,8	146,2	177,3	154,3	187,2	161,2	195,9	184,9	224,6	195,0	237,1
$V_{0,01,0,2}$	kN	86,7	107,7	90,7	113,0	94,0	117,5	125,1	156,2	130,8	163,8	135,3	170,0	156,0	186,8	204,9	248,0
$V_{0,01,0,0,0}$	kN	150,9	178,9	160,4	190,2	168,8	200,2	223,0	254,4	237,0	281,0	249,5	295,8	285,0	337,9	302,9	359,1
$V_{0,01,0,1,0}$	kN	139,0	167,0	147,1	176,9	154,2	185,5	204,1	245,5	215,8	259,8	226,2	272,5	259,0	311,9	273,0	330,1
$V_{0,01,0,2,0}$	kN	127,1	155,1	133,8	163,5	139,5	170,8	185,1	226,5	194,7	238,7	202,8	249,1				

FE-Q-S3 Öffnung, kreisrund, unten, $d_j/d = 0,35$																		
	$h = 20\text{ cm}$						$h = 30\text{ cm}$						$h = 40\text{ cm}$					
	C25/30		C30/37		C35/45		C25/30		C30/37		C35/45		C25/30		C30/37		C35/45	
	$\rho_1$ [%]		$\rho_1$ [%]		$\rho_1$ [%]		$\rho_1$ [%]		$\rho_1$ [%]		$\rho_1$ [%]		$\rho_1$ [%]		$\rho_1$ [%]		$\rho_1$ [%]	
	0,60	1,00	0,60	1,00	0,60	1,00	0,60	1,00	0,60	1,00	0,60	1,00	0,60	1,00	0,60	1,00	0,60	1,00
$C_{ax}$	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15
$C_{ax,c}$	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
$k$	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	1,86	1,86	1,86	1,86	1,86	1,86	1,74	1,74	1,74	1,74	1,74	1,74
$h$	20	20	20	20	20	20	30	30	30	30	30	30	40	40	40	40	40	40
$d$	17	17	17	17	17	17	27	27	27	27	27	27	37	37	37	37	37	37
$\rho_1$	0,60	1,00	0,60	1,00	0,60	1,00	0,60	1,00	0,60	1,00	0,60	1,00	0,60	1,00	0,60	1,00	0,60	1,00
$A_s$	16,2	17,0	16,2	17,0	16,2	17,0	16,2	17,0	16,2	17,0	16,2	17,0	22,20	22,20	22,20	22,20	22,20	22,20
$\kappa_1$	0,8787	0,8787	0,8777	0,8777	0,8366	0,8366	0,8787	0,8787	0,8777	0,8777	0,8366	0,8366	0,8787	0,8787	0,8777	0,8777	0,8366	0,8366
$\eta_1$	0,1682	0,2804	0,1433	0,2389	0,1299	0,2081	0,1682	0,2804	0,1433	0,2389	0,1299	0,2081	0,1682	0,2804	0,1433	0,2389	0,1299	0,2081
$\nu$	0,0594	0,0594	0,0478	0,0478	0,0461	0,0461	0,0478	0,0478	0,0453	0,0453	0,0453	0,0453	0,0464	0,0464	0,0464	0,0464	0,0424	0,0424
$\xi$	0,1340	0,2617	0,1112	0,2226	0,0942	0,1937	0,1372	0,2649	0,1143	0,2258	0,0972	0,1967	0,1387	0,2663	0,1158	0,2272	0,0986	0,1981
$\zeta$	0,9330	0,8692	0,9444	0,8887	0,9529	0,9032	0,9314	0,8676	0,9428	0,8871	0,9514	0,9016	0,9307	0,8668	0,9421	0,8864	0,9507	0,9009
$\beta_{lim}$	0,1307	0,2296	0,1098	0,1994	0,0941	0,1653	0,1335	0,2221	0,1126	0,1919	0,0967	0,1677	0,1347	0,2242	0,1128	0,1930	0,0979	0,1688
$\beta_{lim,c}$	0,1096	0,1337	0,0883	0,1202	0,0883	0,1084	0,1045	0,1230	0,0901	0,1104	0,0917	0,1084	0,0923	0,1133	0,0827	0,1017	0,0780	0,0924
$\beta_{lim,act}$	0,84	0,61	0,89	0,63	0,95	0,66	0,75	0,55	0,80	0,58	0,85	0,60	0,69	0,51	0,73	0,53	0,77	0,55
$\sigma_s$	720,88	542,94	759,34	566,41	794,60	588,57	665,62	501,98	700,82	523,47	733,04	543,74	618,47	466,54	651,09	496,47	680,93	505,25
$k_1$	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12
$f_{ct,eff}$	25,0	25,0	30,0	30,0	35,0	35,0	25,0	25,0	30,0	30,0	35,0	35,0	25,0	25,0	30,0	30,0	35,0	35,0
$f_{cm}$	30,3	30,3	35,6	35,6	40,8	40,8	30,3	30,3	35,6	35,6	40,8	40,8	30,3	30,3	35,6	35,6	40,8	40,8
$f_{tm}$	2,6	2,6	2,9	2,9	3,2	3,2	2,6	2,6	2,9	2,9	3,2	3,2	2,6	2,6	2,9	2,9	3,2	3,2
$G_1$	0,135	0,135	0,139	0,139	0,142	0,142	0,135	0,135	0,139	0,139	0,142	0,142	0,135	0,135	0,139	0,139	0,142	0,142
$E_c$	31.000	31.000	33.000	33.000	34.000	34.000	31.000	31.000	33.000	33.000	34.000	34.000	31.000	31.000	33.000	33.000	34.000	34.000
$\rho_{sp}$	850	850	850	850	850	850	850	850	850	850	850	850	850	850	850	850	850	850
$E_s$	190.000	190.000	190.000	190.000	190.000	190.000	190.000	190.000	190.000	190.000	190.000	190.000	190.000	190.000	190.000	190.000	190.000	190.000
$d_p$	5,95	5,95	5,95	5,95	5,95	5,95	9,45	9,45	9,45	9,45	9,45	9,45	12,95	12,95	12,95	12,95	12,95	12,95
$d_{p,eff}$	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35
$\beta_{p,d}$	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
$d_p$	60	60	60	60	60	60	95	95	95	95	95	95	130	130	130	130	130	130
$k_p$	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65
$d_p$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
$k_p$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
$h_0$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
$d_0$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
$k_{min}$	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65
$\sigma_{act}$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
$\sigma_{p,1}$	0,65	0,65	0,73	0,73	0,80	0,80	0,65	0,65	0,73	0,73	0,80	0,80	0,65	0,65	0,73	0,73	0,80	0,80
$\sigma_{p,2}$	1,30	1,30	1,45	1,45	1,60	1,60	1,30	1,30	1,45	1,45	1,60	1,60	1,30	1,30	1,45	1,45	1,60	1,60
$\sigma_{act}$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
$\sigma_{p,1}$	-0,65	-0,65	-0,73	-0,73	-0,80	-0,80	-0,65	-0,65	-0,73	-0,73	-0,80	-0,80	-0,65	-0,65	-0,73	-0,73	-0,80	-0,80
$\sigma_{p,2}$	-1,30	-1,30	-1,45	-1,45	-1,60	-1,60	-1,30	-1,30	-1,45	-1,45	-1,60	-1,60	-1,30	-1,30	-1,45	-1,45	-1,60	-1,60
$N_0$	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
$N_1$	130	130	145	145	160	160	195	195	218	218	240	240	260	260	290	290	320	320
$N_2$	290	290	290	290	320	320	390	390	435	435	480	480	520	520	580	580	640	640
$\sigma_{act,act}$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
$\sigma_{act,act}$	0,93	0,93	1,03	1,03	1,14	1,14	0,95	0,95	1,06	1,06	1,17	1,17	0,96	0,96	1,07	1,07	1,18	1,18
$\sigma_{act,act}$	1,85	1,85	2,06	2,06	2,28	2,28	1,90	1,90	2,12	2,12	2,34	2,34	1,92	1,92	2,14	2,14	2,37	2,37
$\sigma_{act,act}$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
$\sigma_{act,act}$	-0,93	-0,93	-1,03	-1,03	-1,14	-1,14	-0,95	-0,95	-1,06	-1,06	-1,17	-1,17	-0,96	-0,96	-1,07	-1,07	-1,18	-1,18
$\sigma_{act,act}$	-1,85	-1,85	-2,06	-2,06	-2,28	-2,28	-1,90	-1,90	-2,12	-2,12	-2,34	-2,34	-1,92	-1,92	-2,14	-2,14	-2,37	-2,37
$V_{R,c,act,1}$	109,0	129,2	115,8	137,3	121,9	144,6	161,1	191,0	171,2	202,9	180,2	213,6	205,8	244,0	218,7	259,3	230,3	273,0
$V_{R,c,act,1}$	95,7	116,0	101,0	122,5	105,6	128,3	140,0	169,9	147,7	179,4	154,3	187,7	177,0	212,2	186,5	227,2	194,8	237,5
$V_{R,c,act,2}$	82,5	102,7	86,3	107,8	89,3	111,9	118,9	148,8	124,2	156,0	128,3	161,8	148,1	186,3	154,4	195,0	159,2	202,0
$V_{R,c,act,1}$	81,8	96,9	86,9	103,0	91,5	108,4	120,8	143,2	128,4	152,2	135,1	160,2	154,4	183,0	164,1	194,5	172,7	204,8
$V_{R,c,act,1}$	66,5	83,7	72,1	88,2	75,1	92,1	96,7	122,2	104,9	128,7	109,2	134,3	125,5	154,2	131,9	162,3	137,2	169,2
$V_{R,c,act,2}$	55,2	70,4	57,3	73,4	58,8	75,8	78,7	101,1	81,4	105,3	83,3	108,4	96,7	123,3	96,7	130,1	101,7	133,7
$V_{R,c,act,1}$	109,0	129,2	115,8	137,3	121,9	144,6	161,1	191,0	171,2	202,9	180,2	213,6	205,8	244,0	218,7	259,3	230,3	273,0
$V_{R,c,act,1}$	100,4	120,6	106,2	127,7	111,3	134,0	147,4	177,3	155,9	187,7	163,3	196,8	187,1	225,3	197,8	238,4	207,2	249,0

FE-0-84 Öffnung, kreisrund, oben, $d_r/d = 0,35$																		
	$h = 20 \text{ cm}$						$h = 30 \text{ cm}$						$h = 40 \text{ cm}$					
	C25/30		C30/37		C35/45		C25/30		C30/37		C35/45		C25/30		C30/37		C35/45	
	$\rho_1$ [%]		$\rho_1$ [%]		$\rho_1$ [%]		$\rho_1$ [%]		$\rho_1$ [%]		$\rho_1$ [%]		$\rho_1$ [%]		$\rho_1$ [%]		$\rho_1$ [%]	
	0,60	1,00	0,60	1,00	0,60	1,00	0,60	1,00	0,60	1,00	0,60	1,00	0,60	1,00	0,60	1,00	0,60	1,00
$C_{ax}$	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15
$C_{ax,c}$	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
$k$	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00
$h$	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20
$h$ cm	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20
$d$ cm	17	17	17	17	17	17	17	17	17	17	17	17	17	17	17	17	17	17
$\rho_1$ %	0,60	1,00	0,60	1,00	0,60	1,00	0,60	1,00	0,60	1,00	0,60	1,00	0,60	1,00	0,60	1,00	0,60	1,00
$A_n$ cm <sup>2</sup>	16,2	17,0	16,2	17,0	16,2	17,0	16,2	17,0	16,2	17,0	16,2	17,0	16,2	17,0	16,2	17,0	16,2	17,0
$\kappa_1$	0,8787	0,8787	0,8577	0,8577	0,8366	0,8366	0,8787	0,8787	0,8577	0,8577	0,8366	0,8366	0,8787	0,8787	0,8577	0,8577	0,8366	0,8366
$\kappa_2$	0,1682	0,2804	0,1433	0,2389	0,1299	0,2081	0,1682	0,2804	0,1433	0,2389	0,1299	0,2081	0,1682	0,2804	0,1433	0,2389	0,1299	0,2081
$\kappa_3$	0,0594	0,0594	0,0478	0,0478	0,0461	0,0461	0,0478	0,0478	0,0453	0,0453	0,0435	0,0435	0,0453	0,0453	0,0435	0,0435	0,0417	0,0417
$\xi$	0,1340	0,2617	0,1112	0,2226	0,0942	0,1937	0,1372	0,2649	0,1143	0,2258	0,0972	0,1967	0,1387	0,2663	0,1158	0,2272	0,0986	0,1981
$\zeta$	0,9330	0,8692	0,9444	0,8887	0,9529	0,9032	0,9334	0,8676	0,9428	0,8871	0,9514	0,9016	0,9307	0,8668	0,9421	0,8864	0,9507	0,9009
$\eta_{10}$	0,1307	0,2296	0,1098	0,1994	0,0941	0,1653	0,1335	0,2251	0,1126	0,1919	0,0967	0,1677	0,1347	0,2242	0,1128	0,1910	0,0979	0,1688
$\eta_{10,c}$	0,1096	0,1337	0,0883	0,1202	0,0883	0,1084	0,1085	0,1230	0,0901	0,1104	0,0917	0,1084	0,0923	0,1133	0,0827	0,1017	0,0780	0,0924
$\eta_{10,d}$	0,84	0,61	0,89	0,63	0,95	0,66	0,75	0,55	0,80	0,58	0,85	0,60	0,69	0,51	0,73	0,53	0,77	0,55
$\eta_{10,d,c}$	720,88	542,94	759,34	566,41	794,60	588,57	665,62	501,98	700,82	523,47	733,04	543,74	618,47	466,54	651,09	486,47	680,93	505,25
$\sigma_1$	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12
$f_{ct,20}$ N/mm <sup>2</sup>	25,0	25,0	30,0	30,0	35,0	35,0	25,0	25,0	30,0	30,0	35,0	35,0	25,0	25,0	30,0	30,0	35,0	35,0
$f_{cm}$ N/mm <sup>2</sup>	30,3	30,3	35,6	35,6	40,8	40,8	30,3	30,3	35,6	35,6	40,8	40,8	30,3	30,3	35,6	35,6	40,8	40,8
$f_{tm}$ N/mm <sup>2</sup>	2,6	2,6	2,9	2,9	3,2	3,2	2,6	2,6	2,9	2,9	3,2	3,2	2,6	2,6	2,9	2,9	3,2	3,2
$G_1$ N/mm <sup>2</sup>	0,135	0,135	0,139	0,139	0,142	0,142	0,135	0,135	0,139	0,139	0,142	0,142	0,135	0,135	0,139	0,139	0,142	0,142
$E_c$ N/mm <sup>2</sup>	31.000	31.000	33.000	33.000	34.000	34.000	31.000	31.000	33.000	33.000	34.000	34.000	31.000	31.000	33.000	33.000	34.000	34.000
$\rho_{sp}$	850	850	850	850	850	850	850	850	850	850	850	850	850	850	850	850	850	850
$E_s$	190.000	190.000	190.000	190.000	190.000	190.000	190.000	190.000	190.000	190.000	190.000	190.000	190.000	190.000	190.000	190.000	190.000	190.000
$d_r$ cm	5,95	5,95	5,95	5,95	5,95	5,95	9,45	9,45	9,45	9,45	9,45	9,45	12,95	12,95	12,95	12,95	12,95	12,95
$d_r/d$	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35
$\rho_{sp,d}$	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
$d_p$ mm	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
$k_p$	60	60	60	60	60	60	95	95	95	95	95	95	130	130	130	130	130	130
$d_p$ mm	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75
$k_p$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
$h_0$ mm	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
$d_0$ mm	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75
$k_{min}$	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75
$\sigma_{ax}$ N/mm <sup>2</sup>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
$\sigma_{ax,c}$ N/mm <sup>2</sup>	0,65	0,65	0,73	0,73	0,80	0,80	0,65	0,65	0,73	0,73	0,80	0,80	0,65	0,65	0,73	0,73	0,80	0,80
$\sigma_{ax,d}$ N/mm <sup>2</sup>	1,30	1,30	1,45	1,45	1,60	1,60	1,30	1,30	1,45	1,45	1,60	1,60	1,30	1,30	1,45	1,45	1,60	1,60
$\sigma_{ax,c,d}$ N/mm <sup>2</sup>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
$\sigma_{ax,d}$ N/mm <sup>2</sup>	-0,65	-0,65	-0,73	-0,73	-0,80	-0,80	-0,65	-0,65	-0,73	-0,73	-0,80	-0,80	-0,65	-0,65	-0,73	-0,73	-0,80	-0,80
$\sigma_{ax,c,d}$ N/mm <sup>2</sup>	-1,30	-1,30	-1,45	-1,45	-1,60	-1,60	-1,30	-1,30	-1,45	-1,45	-1,60	-1,60	-1,30	-1,30	-1,45	-1,45	-1,60	-1,60
$N_0$ kN	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
$N_1$ kN	130	130	145	145	160	160	195	195	218	218	240	240	260	260	290	290	320	320
$N_2$ kN	290	290	290	290	320	320	390	390	435	435	480	480	520	520	580	580	640	640
$\sigma_{sp,ax}$ N/mm <sup>2</sup>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
$\sigma_{sp,ax,c}$ N/mm <sup>2</sup>	0,93	0,93	1,03	1,03	1,14	1,14	0,95	0,95	1,06	1,06	1,17	1,17	0,96	0,96	1,07	1,07	1,18	1,18
$\sigma_{sp,ax,d}$ N/mm <sup>2</sup>	1,85	1,85	2,06	2,06	2,28	2,28	1,90	1,90	2,12	2,12	2,34	2,34	1,92	1,92	2,14	2,14	2,37	2,37
$\sigma_{sp,ax,c,d}$ N/mm <sup>2</sup>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
$\sigma_{sp,ax,d}$ N/mm <sup>2</sup>	-0,93	-0,93	-1,03	-1,03	-1,14	-1,14	-0,95	-0,95	-1,06	-1,06	-1,17	-1,17	-0,96	-0,96	-1,07	-1,07	-1,18	-1,18
$\sigma_{sp,ax,c,d}$ N/mm <sup>2</sup>	-1,85	-1,85	-2,06	-2,06	-2,28	-2,28	-1,90	-1,90	-2,12	-2,12	-2,34	-2,34	-1,92	-1,92	-2,14	-2,14	-2,37	-2,37
$V_{Rd,c1,0.0}$ kN	125,8	149,1	133,7	158,5	140,7	168,8	185,8	220,3	197,5	234,2	207,9	246,5	237,5	281,6	252,4	299,2	265,7	315,0
$V_{Rd,c1,0.1}$ kN	112,5	135,9	118,9	143,7	124,4	150,5	164,8	199,3	174,0	210,7	182,0	230,6	208,6	243,7	220,2	267,1	230,2	279,5
$V_{Rd,c1,0.2}$ kN	99,3	122,6	104,1	128,9	108,1	134,2	143,7	178,2	150,5	187,2	156,1	194,7	178,8	223,9	188,0	234,9	194,7	244,0
$V_{Rd,c1,0.3}$ kN	94,3	111,8	100,2	118,9	105,5	125,1	139,4	165,3	148,1	175,6	155,9	184,9	178,1	212,2	189,3	234,4	199,3	236,3
$V_{Rd,c1,0.4}$ kN	81,1	98,6	85,5	104,1	89,2	108,8	118,3	144,2	124,6	152,1	130,0	159,0	149,3	182,3	157,1	192,2	163,8	200,7
$V_{Rd,c1,0.5}$ kN	67,8	85,3	70,7	89,3	72,9	92,5	97,3	123,1	101,1	128,6	104,1	133,0	120,4	153,5	124,9	160,1	138,2	165,2
$V_{Rd,c1,0.6}$ kN	125,8	149,1	133,7	158,														

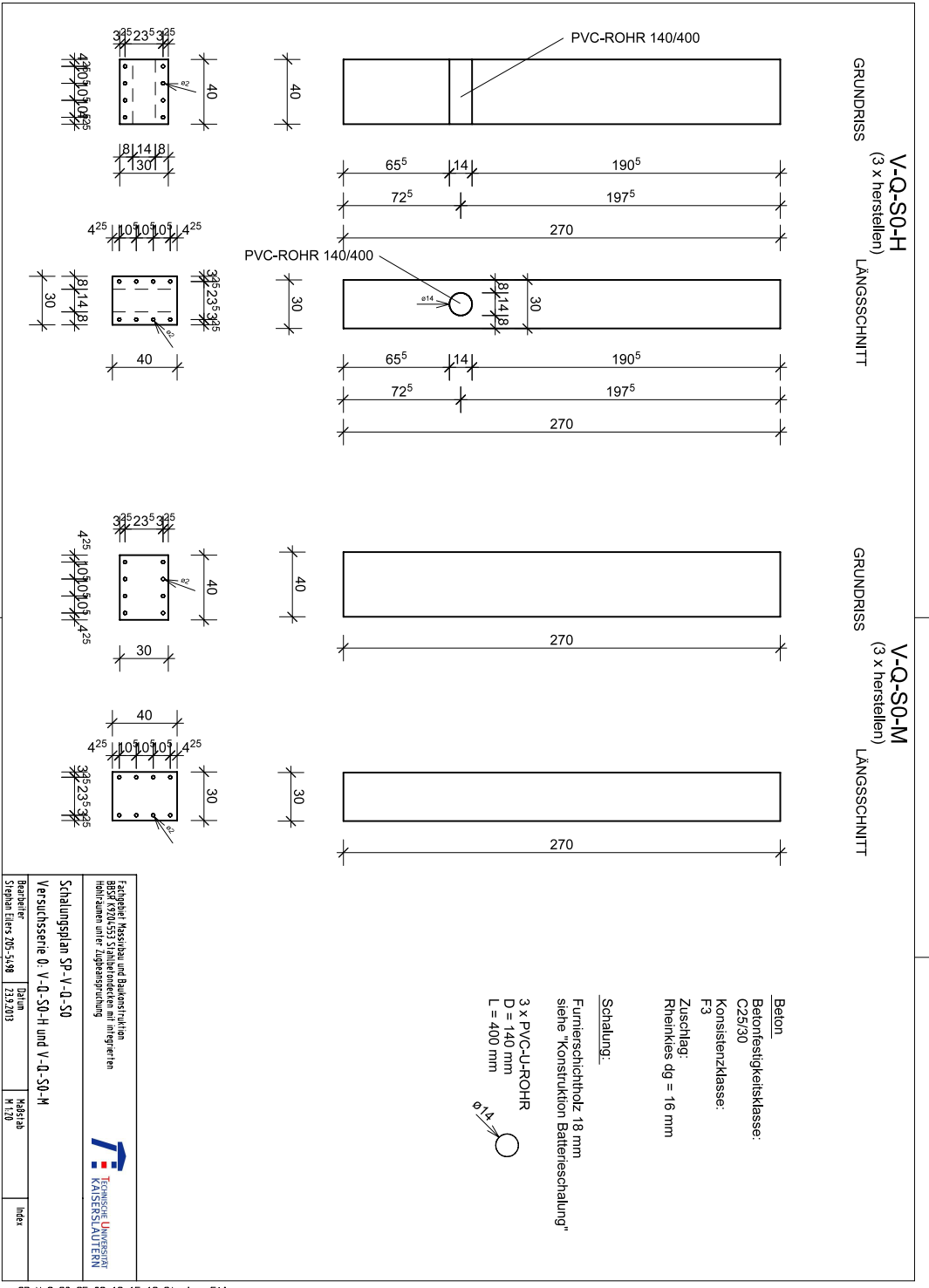
FE-Q-S5																		
Öffnung, kreisrund, mäßig, $d_w/d = 0,5$																		
	$h = 20 \text{ cm}$						$h = 30 \text{ cm}$						$h = 40 \text{ cm}$					
	C25/30		C30/37		C35/45		C25/30		C30/37		C35/45		C25/30		C30/37		C35/45	
	$\rho_1$ [%]		$\rho_1$ [%]		$\rho_1$ [%]		$\rho_1$ [%]		$\rho_1$ [%]		$\rho_1$ [%]		$\rho_1$ [%]		$\rho_1$ [%]		$\rho_1$ [%]	
	0,60	1,00	0,60	1,00	0,60	1,00	0,60	1,00	0,60	1,00	0,60	1,00	0,60	1,00	0,60	1,00	0,60	1,00
$C_{m,c}$	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15
$C_{m,t}$	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
$k$	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00
$h$ cm	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
$h$ cm	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20
$d$ cm	17	17	17	17	17	17	17	17	17	17	17	17	17	17	17	17	17	17
$\rho_1$ %	0,60	1,00	0,60	1,00	0,60	1,00	0,60	1,00	0,60	1,00	0,60	1,00	0,60	1,00	0,60	1,00	0,60	1,00
$A_s$ cm <sup>2</sup>	10,2	17,0	10,2	17,0	10,2	17,0	10,2	17,0	10,2	17,0	10,2	17,0	10,2	17,0	10,2	17,0	10,2	17,0
$\kappa_c$	0,8787	0,8787	0,8577	0,8577	0,8366	0,8366	0,8787	0,8787	0,8577	0,8577	0,8366	0,8366	0,8787	0,8787	0,8577	0,8577	0,8366	0,8366
$\eta_1$	0,1682	0,2804	0,1433	0,2389	0,1299	0,2081	0,1682	0,2804	0,1433	0,2389	0,1299	0,2081	0,1682	0,2804	0,1433	0,2389	0,1299	0,2081
$\nu$	0,0594	0,0594	0,0478	0,0478	0,0461	0,0461	0,0594	0,0594	0,0478	0,0478	0,0461	0,0461	0,0594	0,0594	0,0478	0,0478	0,0461	0,0461
$\xi$	0,1340	0,2617	0,1112	0,2226	0,0942	0,1937	0,1372	0,2649	0,1143	0,2258	0,0972	0,1967	0,1387	0,2663	0,1158	0,2272	0,0986	0,1981
$\zeta$	0,9330	0,8692	0,9444	0,8887	0,9529	0,9032	0,9314	0,8676	0,9428	0,8871	0,9514	0,9016	0,9307	0,8668	0,9421	0,8864	0,9507	0,9009
$\beta_{s,c}$	0,1307	0,2296	0,1098	0,1994	0,0941	0,1653	0,1335	0,2221	0,1126	0,1919	0,0967	0,1677	0,1347	0,2242	0,1128	0,1930	0,0979	0,1688
$\beta_{s,t}$	0,0966	0,1337	0,0883	0,1202	0,0883	0,1084	0,1045	0,1230	0,0901	0,1104	0,0917	0,1084	0,0923	0,1133	0,0827	0,1017	0,0780	0,0924
$\beta_{s,p}$	0,84	0,61	0,89	0,63	0,95	0,66	0,75	0,55	0,80	0,58	0,85	0,60	0,69	0,51	0,73	0,53	0,77	0,55
$\sigma_s$	720,88	542,94	759,34	566,41	794,60	588,57	665,62	501,98	700,82	523,47	733,04	543,74	618,47	466,54	651,09	486,47	680,93	505,25
$k_1$	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12
$f_{ct,td}$ N/mm <sup>2</sup>	25,0	25,0	30,0	30,0	35,0	35,0	25,0	25,0	30,0	30,0	35,0	35,0	25,0	25,0	30,0	30,0	35,0	35,0
$f_{ct,m}$ N/mm <sup>2</sup>	30,3	30,3	35,6	35,6	40,8	40,8	30,3	30,3	35,6	35,6	40,8	40,8	30,3	30,3	35,6	35,6	40,8	40,8
$f_{tm}$ N/mm <sup>2</sup>	2,6	2,6	2,9	2,9	3,2	3,2	2,6	2,6	2,9	2,9	3,2	3,2	2,6	2,6	2,9	2,9	3,2	3,2
$G_t$ N/mm <sup>2</sup>	0,135	0,135	0,139	0,139	0,142	0,142	0,135	0,135	0,139	0,139	0,142	0,142	0,135	0,135	0,139	0,139	0,142	0,142
$E_c$ N/mm <sup>2</sup>	31,000	31,000	33,000	33,000	34,000	34,000	31,000	31,000	33,000	33,000	34,000	34,000	31,000	31,000	33,000	33,000	34,000	34,000
$\rho_{sp}$	850	850	850	850	850	850	850	850	850	850	850	850	850	850	850	850	850	850
$E_s$	190,000	190,000	190,000	190,000	190,000	190,000	190,000	190,000	190,000	190,000	190,000	190,000	190,000	190,000	190,000	190,000	190,000	190,000
$d_p$ cm	8,5	8,5	8,5	8,5	8,5	8,5	13,5	13,5	13,5	13,5	13,5	13,5	18,5	18,5	18,5	18,5	18,5	18,5
$d_w/d$	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
$\beta_{sp,d}$	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
$d_p$ mm	85	85	85	85	85	85	135	135	135	135	135	135	185	185	185	185	185	185
$k_p$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
$d_p$ mm	85	85	85	85	85	85	135	135	135	135	135	135	185	185	185	185	185	185
$k_p$	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60
$d_p$ mm	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
$h_0$ mm	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
$d_0$ mm	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
$k_{min}$	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60
$\sigma_{s,td}$ N/mm <sup>2</sup>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
$\sigma_{s,1}$ N/mm <sup>2</sup>	0,65	0,65	0,73	0,73	0,80	0,80	0,65	0,65	0,73	0,73	0,80	0,80	0,65	0,65	0,73	0,73	0,80	0,80
$\sigma_{s,2}$ N/mm <sup>2</sup>	1,30	1,30	1,45	1,45	1,60	1,60	1,30	1,30	1,45	1,45	1,60	1,60	1,30	1,30	1,45	1,45	1,60	1,60
$\sigma_{s,td}$ N/mm <sup>2</sup>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
$\sigma_{s,1}$ N/mm <sup>2</sup>	-0,65	-0,65	-0,73	-0,73	-0,80	-0,80	-0,65	-0,65	-0,73	-0,73	-0,80	-0,80	-0,65	-0,65	-0,73	-0,73	-0,80	-0,80
$\sigma_{s,2}$ N/mm <sup>2</sup>	-1,30	-1,30	-1,45	-1,45	-1,60	-1,60	-1,30	-1,30	-1,45	-1,45	-1,60	-1,60	-1,30	-1,30	-1,45	-1,45	-1,60	-1,60
$N_0$ kN	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
$N_1$ kN	130	130	145	145	160	160	195	195	218	218	240	240	260	260	290	290	320	320
$N_2$ kN	290	290	290	290	320	320	390	390	435	435	480	480	520	520	580	580	640	640
$\sigma_{sp,td}$ N/mm <sup>2</sup>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
$\sigma_{sp,1}$ N/mm <sup>2</sup>	1,13	1,13	1,26	1,26	1,39	1,39	1,18	1,18	1,32	1,32	1,45	1,45	1,21	1,21	1,35	1,35	1,49	1,49
$\sigma_{sp,2}$ N/mm <sup>2</sup>	2,26	2,26	2,52	2,52	2,78	2,78	2,36	2,36	2,64	2,64	2,91	2,91	2,42	2,42	2,70	2,70	2,98	2,98
$\sigma_{sp,td}$ N/mm <sup>2</sup>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
$\sigma_{sp,1}$ N/mm <sup>2</sup>	-1,13	-1,13	-1,26	-1,26	-1,39	-1,39	-1,18	-1,18	-1,32	-1,32	-1,45	-1,45	-1,21	-1,21	-1,35	-1,35	-1,49	-1,49
$\sigma_{sp,2}$ N/mm <sup>2</sup>	-2,26	-2,26	-2,52	-2,52	-2,78	-2,78	-2,36	-2,36	-2,64	-2,64	-2,91	-2,91	-2,42	-2,42	-2,70	-2,70	-2,98	-2,98
$V_{Rd,c1,td}$ kN	106,6	119,3	106,9	126,8	112,6	133,5	148,7	176,3	158,0	187,3	166,3	197,2	190,0	225,3	201,9	239,4	212,6	252,0
$V_{Rd,c1,1}$ kN	87,4	106,0	92,1	112,0	96,2	117,1	127,6	152,2	134,5	163,8	140,4	171,3	161,8	196,4	169,7	207,2	177,0	216,5
$V_{Rd,c1,2}$ kN	74,1	92,8	77,3	97,2	79,9	100,8	106,6	134,2	111,0	140,3	114,5	145,4	132,3	167,6	137,5	175,0	141,5	181,0
$V_{Rd,c1,td}$ kN	75,5	89,5	80,2	95,1	84,4	100,1	111,5	132,2	118,5	140,5	124,7	147,9	142,5	169,0	151,4	179,5	159,4	189,0
$V_{Rd,c1,1}$ kN	62,2	76,2	65,4	80,3	68,1	83,8	90,4	111,1	95,0	117,0	98,8	122,0	113,6	140,1	119,2	147,4	123,9	153,5
$V_{Rd,c1,2}$ kN	48,9	63,0	50,6	63,5	51,8	67,5	69,4	90,1	71,5	93,5	72,9	96,1						



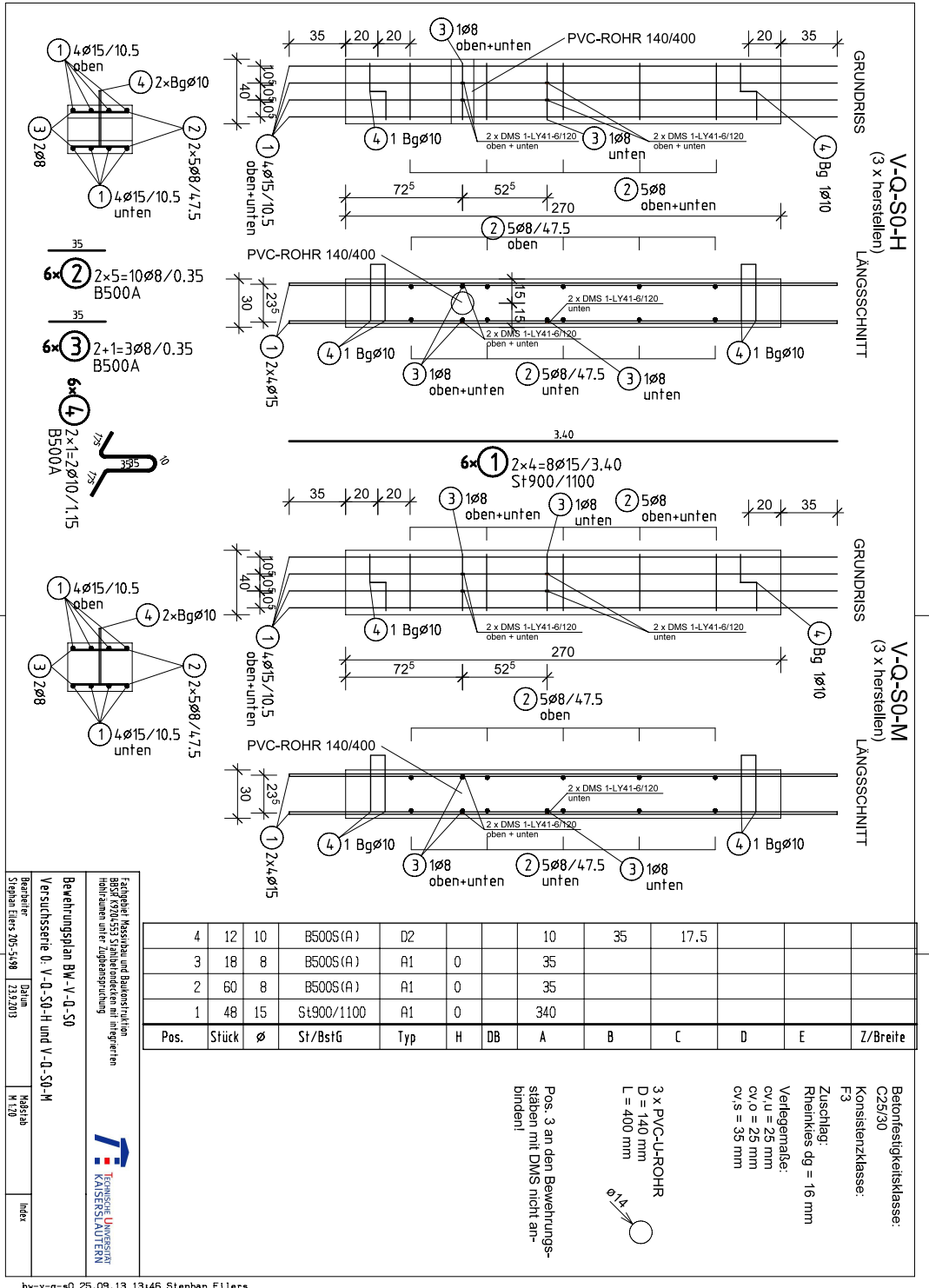
	FE-Q-S6																		
	Öffnung, rechteckig, mäßig, $b/d_s = 4$ , $d/d_s = 4$																		
	$h = 20 \text{ cm}$						$h = 30 \text{ cm}$						$h = 40 \text{ cm}$						
	C25/30		C30/37		C35/45		C25/30		C30/37		C35/45		C25/30		C30/37		C35/45		
$\rho_1$ [%]		$\rho_1$ [%]		$\rho_1$ [%]		$\rho_1$ [%]		$\rho_1$ [%]		$\rho_1$ [%]		$\rho_1$ [%]		$\rho_1$ [%]		$\rho_1$ [%]			
0,60		1,00		0,60		1,00		0,60		1,00		0,60		1,00		0,60		1,00	
$C_{m,c}$	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15
$C_{m,t}$	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
$k$	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	1,86	1,86	1,86	1,86	1,86	1,74	1,74	1,74	1,74	1,74	1,74	1,74
$h$	20	20	20	20	20	20	20	30	30	30	30	30	40	40	40	40	40	40	40
$d$	17	17	17	17	17	17	17	27	27	27	27	27	37	37	37	37	37	37	37
$\rho_1$	0,60	1,00	0,60	1,00	0,60	1,00	0,60	1,00	0,60	1,00	0,60	1,00	0,60	1,00	0,60	1,00	0,60	1,00	0,60
$A_s$	16,2	17,0	16,2	17,0	16,2	17,0	16,2	17,0	16,2	17,0	16,2	17,0	22,20	37,00	22,20	37,00	22,20	37,00	22,20
$\kappa_1$	0,8787	0,8787	0,8577	0,8577	0,8366	0,8366	0,8787	0,8787	0,8577	0,8577	0,8366	0,8366	0,8787	0,8787	0,8577	0,8577	0,8366	0,8366	0,8366
$\eta_1$	0,1682	0,2804	0,1433	0,2389	0,1299	0,2081	0,1682	0,2804	0,1433	0,2389	0,1299	0,2081	0,1682	0,2804	0,1433	0,2389	0,1299	0,2081	0,2081
$\nu$	0,0594	0,0594	0,0478	0,0478	0,0461	0,0461	0,0478	0,0478	0,0453	0,0453	0,0435	0,0435	0,0454	0,0454	0,0441	0,0441	0,0424	0,0424	0,0424
$\xi$	0,1340	0,2617	0,1112	0,2226	0,0942	0,1937	0,1372	0,2649	0,1143	0,2258	0,0972	0,1967	0,1387	0,2663	0,1158	0,2272	0,0986	0,1981	0,1981
$\zeta$	0,9330	0,8692	0,9444	0,8887	0,9529	0,9032	0,9334	0,8676	0,9428	0,8871	0,9514	0,9016	0,9307	0,8668	0,9421	0,8864	0,9507	0,9009	0,9009
$\beta_{0,1}$	0,1307	0,2296	0,1098	0,1994	0,0941	0,1653	0,1335	0,2221	0,1126	0,1919	0,0967	0,1677	0,1347	0,2242	0,1128	0,1930	0,0979	0,1688	0,1688
$\beta_{0,2}$	0,0966	0,1337	0,0883	0,1202	0,0883	0,1084	0,0965	0,1230	0,0901	0,1104	0,0917	0,1084	0,0923	0,1133	0,0827	0,1017	0,0780	0,0924	0,0924
$\beta_{0,3}$	0,84	0,61	0,89	0,63	0,95	0,66	0,75	0,55	0,80	0,58	0,85	0,60	0,69	0,51	0,73	0,53	0,77	0,55	0,55
$\sigma_s$	720,88	542,94	759,34	566,41	794,60	588,57	665,62	501,98	700,82	523,47	733,04	543,74	618,47	466,54	651,09	496,47	680,93	505,25	505,25
$k_1$	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12
$f_{ct,23}$	25,0	25,0	30,0	30,0	35,0	35,0	25,0	25,0	30,0	30,0	35,0	35,0	25,0	25,0	30,0	30,0	35,0	35,0	35,0
$f_{cm}$	30,3	30,3	35,6	35,6	40,8	40,8	30,3	30,3	35,6	35,6	40,8	40,8	30,3	30,3	35,6	35,6	40,8	40,8	40,8
$f_{tm}$	2,6	2,6	2,9	2,9	3,2	3,2	2,6	2,6	2,9	2,9	3,2	3,2	2,6	2,6	2,9	2,9	3,2	3,2	3,2
$G_1$	0,135	0,135	0,139	0,139	0,142	0,142	0,135	0,135	0,139	0,139	0,142	0,142	0,135	0,135	0,139	0,139	0,142	0,142	0,142
$E_s$	31.000	31.000	33.000	33.000	34.000	34.000	31.000	31.000	33.000	33.000	34.000	34.000	31.000	31.000	33.000	33.000	34.000	34.000	34.000
$\rho_{01}$	850	850	850	850	850	850	850	850	850	850	850	850	850	850	850	850	850	850	850
$E_s$	190.000	190.000	190.000	190.000	190.000	190.000	190.000	190.000	190.000	190.000	190.000	190.000	190.000	190.000	190.000	190.000	190.000	190.000	190.000
$d_s$	20	20	20	20	20	20	20	30	30	30	30	30	40	40	40	40	40	40	40
$d_{s,eff}$	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25
$\beta_{0,3,d_s}$	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
$d_s$	20	20	20	20	20	20	20	30	30	30	30	30	40	40	40	40	40	40	40
$k_{0,1}$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
$d_s$	20	20	20	20	20	20	20	30	30	30	30	30	40	40	40	40	40	40	40
$k_{0,2}$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
$d_s$	20	20	20	20	20	20	20	30	30	30	30	30	40	40	40	40	40	40	40
$k_{0,3}$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
$b_0$	170	170	170	170	170	170	270	270	270	270	270	270	370	370	370	370	370	370	370
$d_0$	43	43	43	43	43	43	68	68	68	68	68	68	93	93	93	93	93	93	93
$k_{0,4}$	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40
$k_{max}$	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40
$\sigma_{0,1}$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
$\sigma_{0,2}$	0,65	0,65	0,73	0,73	0,80	0,80	0,65	0,65	0,73	0,73	0,80	0,80	0,65	0,65	0,73	0,73	0,80	0,80	0,80
$\sigma_{0,3}$	1,30	1,30	1,45	1,45	1,60	1,60	1,30	1,30	1,45	1,45	1,60	1,60	1,30	1,30	1,45	1,45	1,60	1,60	1,60
$\sigma_{0,4}$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
$\sigma_{0,5}$	-0,65	-0,65	-0,73	-0,73	-0,80	-0,80	-0,65	-0,65	-0,73	-0,73	-0,80	-0,80	-0,65	-0,65	-0,73	-0,73	-0,80	-0,80	-0,80
$\sigma_{0,6}$	-1,30	-1,30	-1,45	-1,45	-1,60	-1,60	-1,30	-1,30	-1,45	-1,45	-1,60	-1,60	-1,30	-1,30	-1,45	-1,45	-1,60	-1,60	-1,60
$N_0$	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
$N_1$	130	130	145	145	160	160	195	195	218	218	240	240	260	260	290	290	320	320	320
$N_2$	290	290	290	290	320	320	390	390	435	435	480	480	520	520	580	580	640	640	640
$\sigma_{0,1,act}$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
$\sigma_{0,2,act}$	0,83	0,83	0,92	0,92	1,02	1,02	0,84	0,84	0,94	0,94	1,03	1,03	0,85	0,85	0,94	0,94	1,04	1,04	1,04
$\sigma_{0,3,act}$	1,65	1,65	1,84	1,84	2,03	2,03	1,68	1,68	1,87	1,87	2,06	2,06	1,69	1,69	1,89	1,89	2,08	2,08	2,08
$\sigma_{0,4,act}$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
$\sigma_{0,5,act}$	-0,83	-0,83	-0,92	-0,92	-1,02	-1,02	-0,84	-0,84	-0,94	-0,94	-1,03	-1,03	-0,85	-0,85	-0,94	-0,94	-1,04	-1,04	-1,04
$\sigma_{0,6,act}$	-1,65	-1,65	-1,84	-1,84	-2,03	-2,03	-1,68	-1,68	-1,87	-1,87	-2,06	-2,06	-1,69	-1,69	-1,89	-1,89	-2,08	-2,08	-2,08
$V_{Rk,act,1}$	66,2	78,5	70,4	83,5	74,1	87,9	97,9	116,1	104,0	123,3	109,5	129,8	125,1	148,3	132,9	157,6	139,9	165,9	165,9
$V_{Rk,act,2}$	53,0	65,3	55,6	68,7	57,8	71,5	76,8	95,0	80,5	99,8	83,6	103,9	96,2	119,5	100,7	125,4	104,4	130,4	130,4
$V_{Rk,act,3}$	39,7	52,0	40,8	53,9	41,5	55,2	53,8	73,9	57,0	76,3	57,7	78,0	67,4	90,6	68,5	93,2	68,9	94,9	94,9
$V_{Rk,act,4}$	49,7	58,9	52,8	62,6	55,6	65,9	73,4	87,0	78,0	92,5	82,1	97,4	93,8	111,2	96,7	118,2	105,0	124,4	124,4
$V_{Rk,act,5}$	36,4	45,6	38,0	47,8	39,3	49,6	52,4	66,0	54,5	69,0	56,2	71,5	65,0	82,4	67,5	86,0	69,4	88,9	88,9
$V_{Rk,act,6}$	23,2	32,4	23,2	33,0	22,9	33,3	31,3	44,9	31,0	45,3	30,3	43,5	36,1	53,5	35,3	58,0	39,9	53,9	53,9
$V_{Rk,act,7}$	66,2	78,5	70,4	83,5	74,1	87,9	97,9	116,1	104,0	123,3	109,5	129,8	125,1	148,3	132,9	157,6	139,9	165,9	165,9
$V_{Rk,act,8}$	61,0	73,3	64,6	77,6	67,7	81,4	86,6	107,7	94,7	114,0	99,3	119,6	113,7	136,9	120,2	144,9	125,9	151,9	151,9
$V_{Rk,act,9}$	55,8	68,1	58,7	71,8	61,2	75,0	81,2	99,4	85,5	104,8	89,0	109,3	102,3	125,5					

### A.3 Schal- und Bewehrungspläne

Diese Zeichnung wurde mit einer Ausbildungslizenz der DICAD Systeme GmbH erstellt. Mit dieser Lizenz ist ein kommerzieller Einsatz nicht erlaubt!

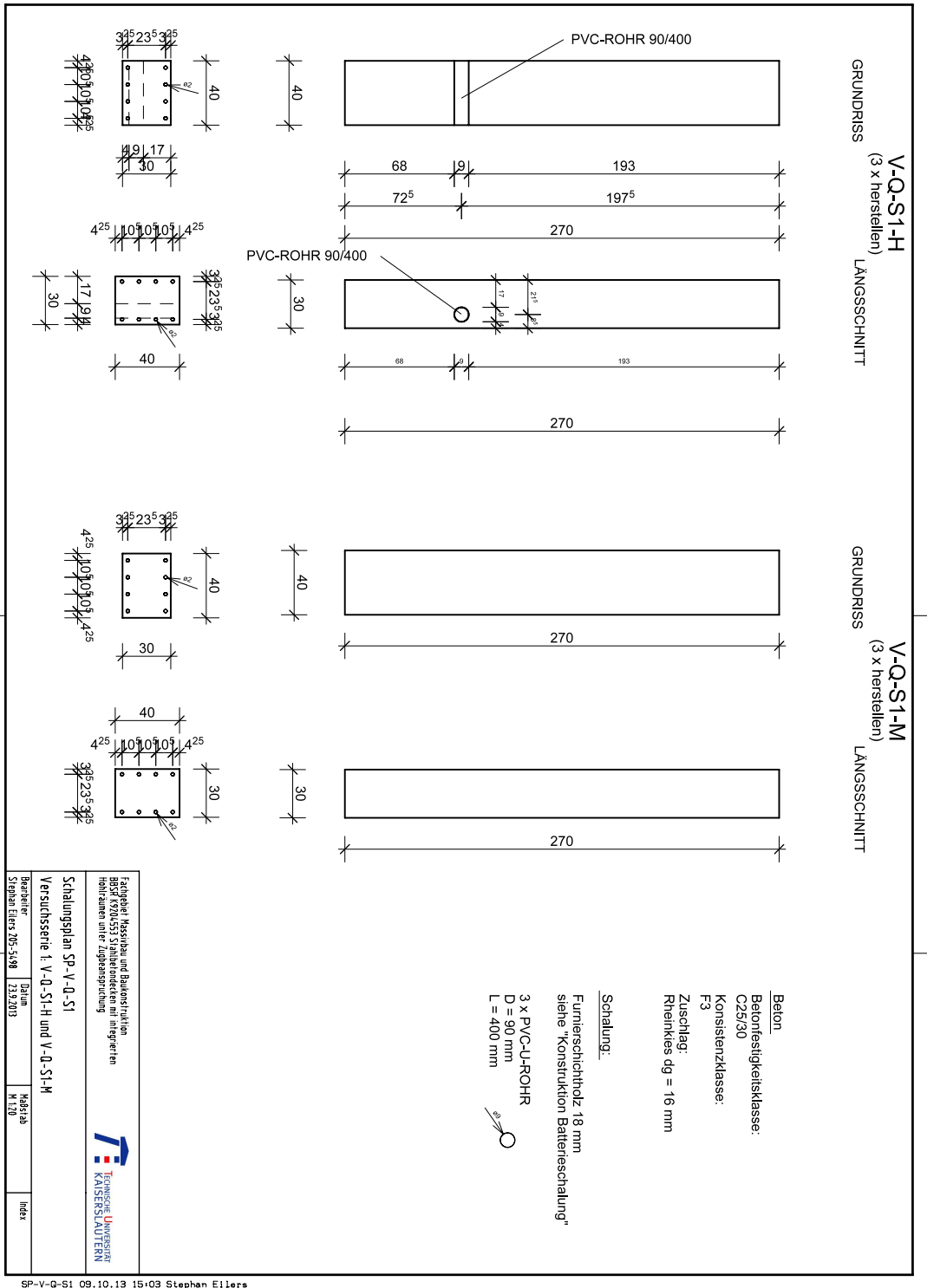


Diese Zeichnung wurde mit einer Ausbildungslizenz der DICAD Systeme GmbH erstellt. Mit dieser Lizenz ist ein kommerzieller Einsatz nicht erlaubt!

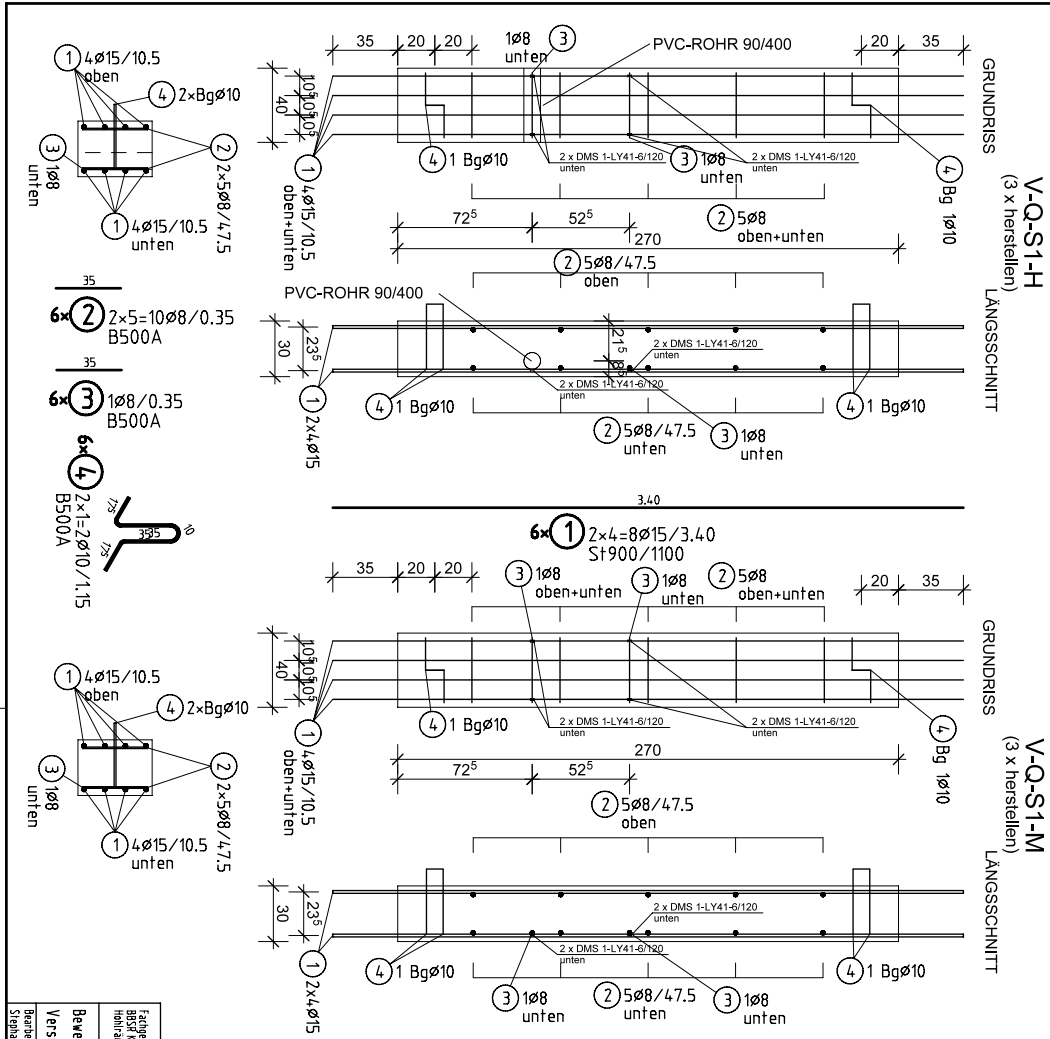


bv-v-q-s0 25.09.13 13:46 Stephan Eilers

Diese Zeichnung wurde mit einer Ausbildungslizenz der DICAD Systeme GmbH erstellt. Mit dieser Lizenz ist ein kommerzieller Einsatz nicht erlaubt!



Diese Zeichnung wurde mit einer Ausbildungslizenz der DICAD Systeme GmbH erstellt. Mit dieser Lizenz ist ein kommerzieller Einsatz nicht erlaubt!



**Bewehrungsplan BK-V-Q-S1**  
 Versuchsserie 1 V-Q-S1-H und V-Q-S1-M

Beauftragter: Stephan Eilers 205-5198  
 Datum: 23.8.2013

Gezeichnet: M.150  
 In der: In der

Fachgebiet: Massivbau und Baukonstruktion  
 89574 7970/553 Stahlbetondecken mit integrierten Hohlräumen unter der Zugversprödung

**Technische Universität KAISERSLAUTERN**

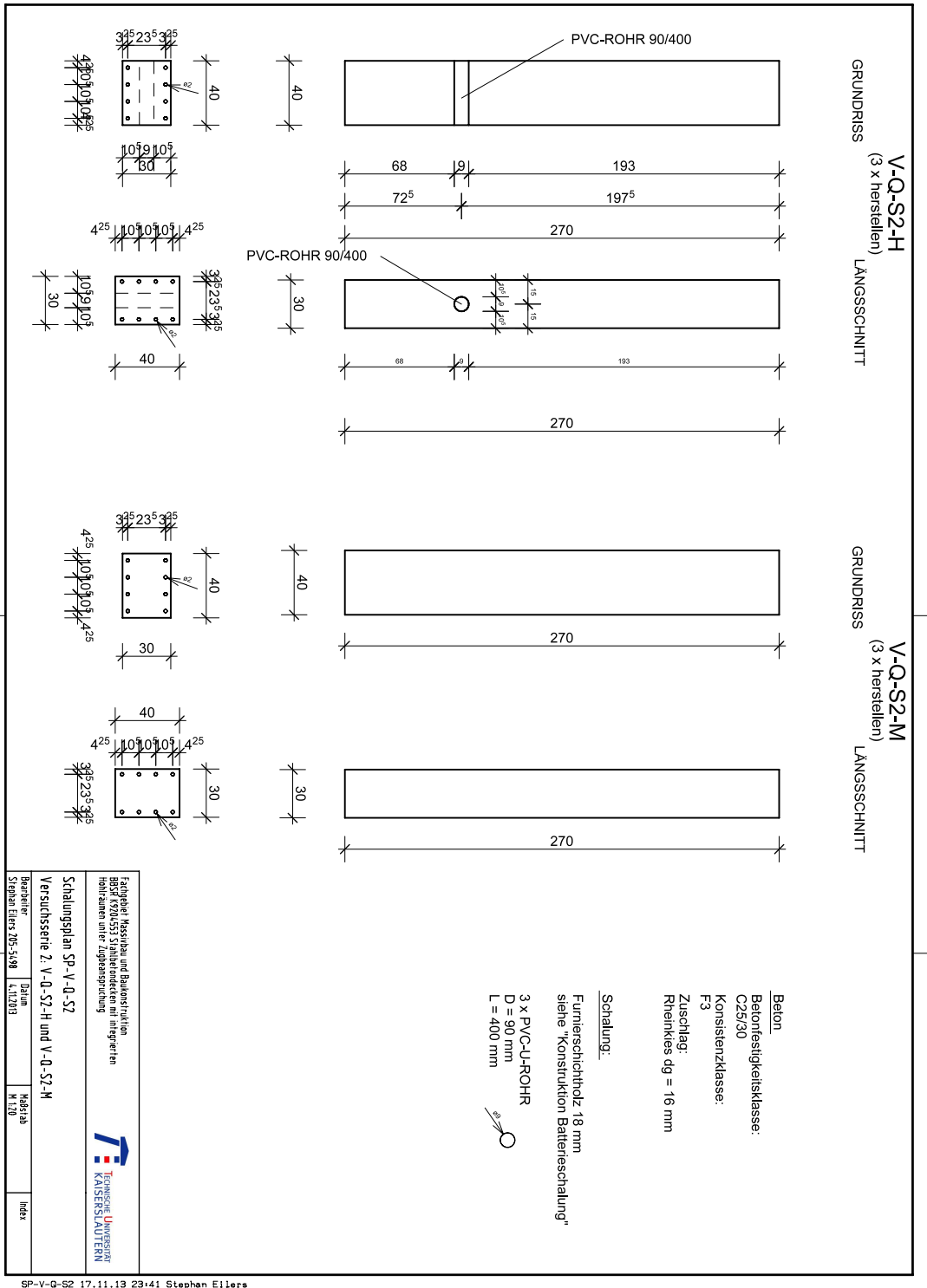
Pos.	Stück	$\phi$	St/BstG	Typ	H	DB	A	B	C	D	E	Z/Breite
4	12	10	B500S(A)	D2			10	35	17,5			
3	6	8	B500S(A)	A1	0		35					
2	60	8	B500S(A)	A1	0		35					
1	48	15	St 900/1100	A1	0		340					

Betonfestigkeitsklasse: C25/30  
 Konsistenzklasse: F3  
 Zuschlag: Riehkies  $d_g = 16$  mm  
 Verlegemaße:  $c_{v,u} = 25$  mm  
 $c_{v,o} = 25$  mm  
 $c_{v,s} = 35$  mm

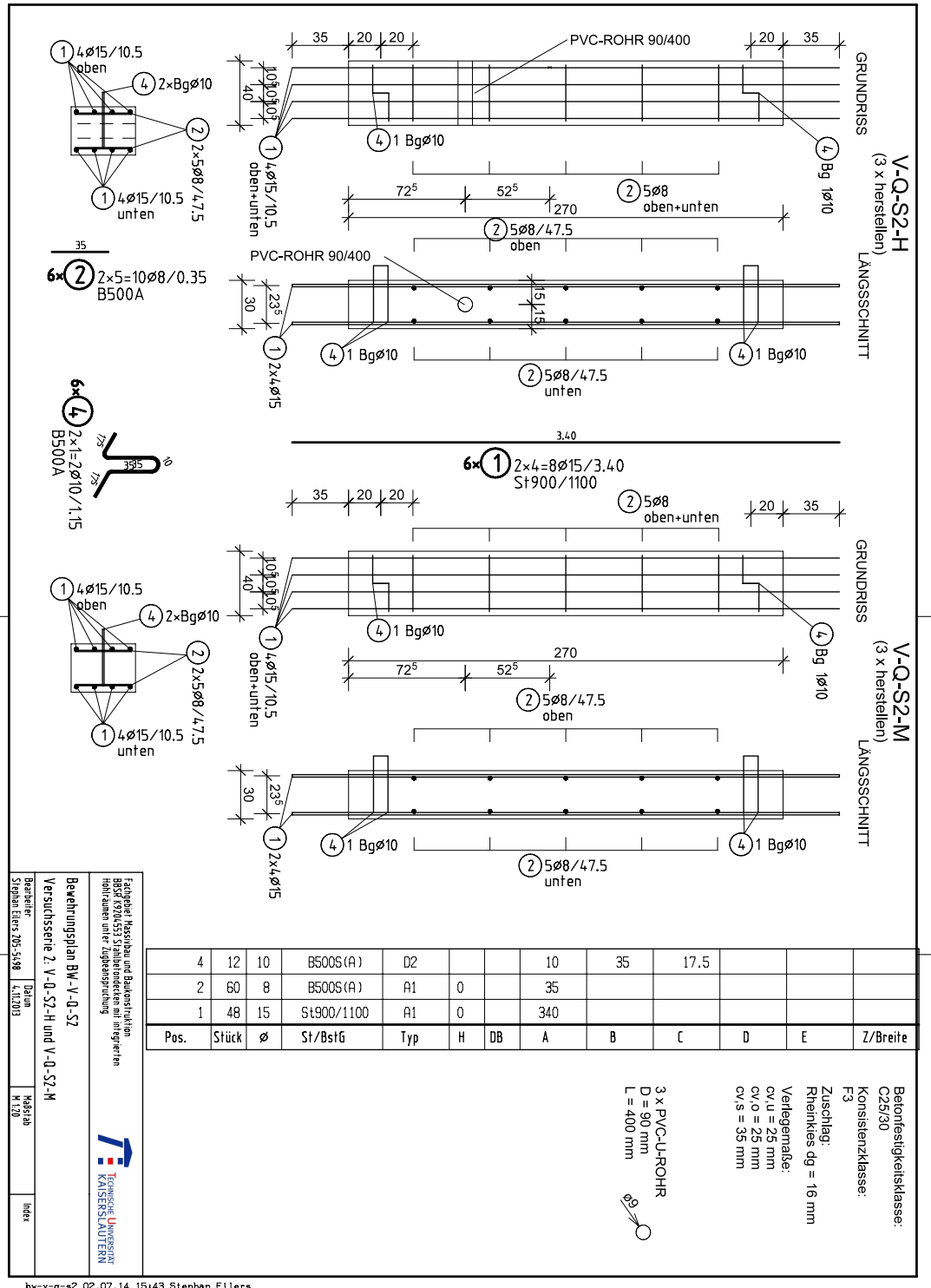
3 x PVC-U-ROHR  
 $D = 90$  mm  
 $L = 400$  mm

Pos. 3 an den Bewehrungsstäben mit DMS nicht anbinden!

Diese Zeichnung wurde mit einer Ausbildungslizenz der DICAD Systeme GmbH erstellt. Mit dieser Lizenz ist ein kommerzieller Einsatz nicht erlaubt!

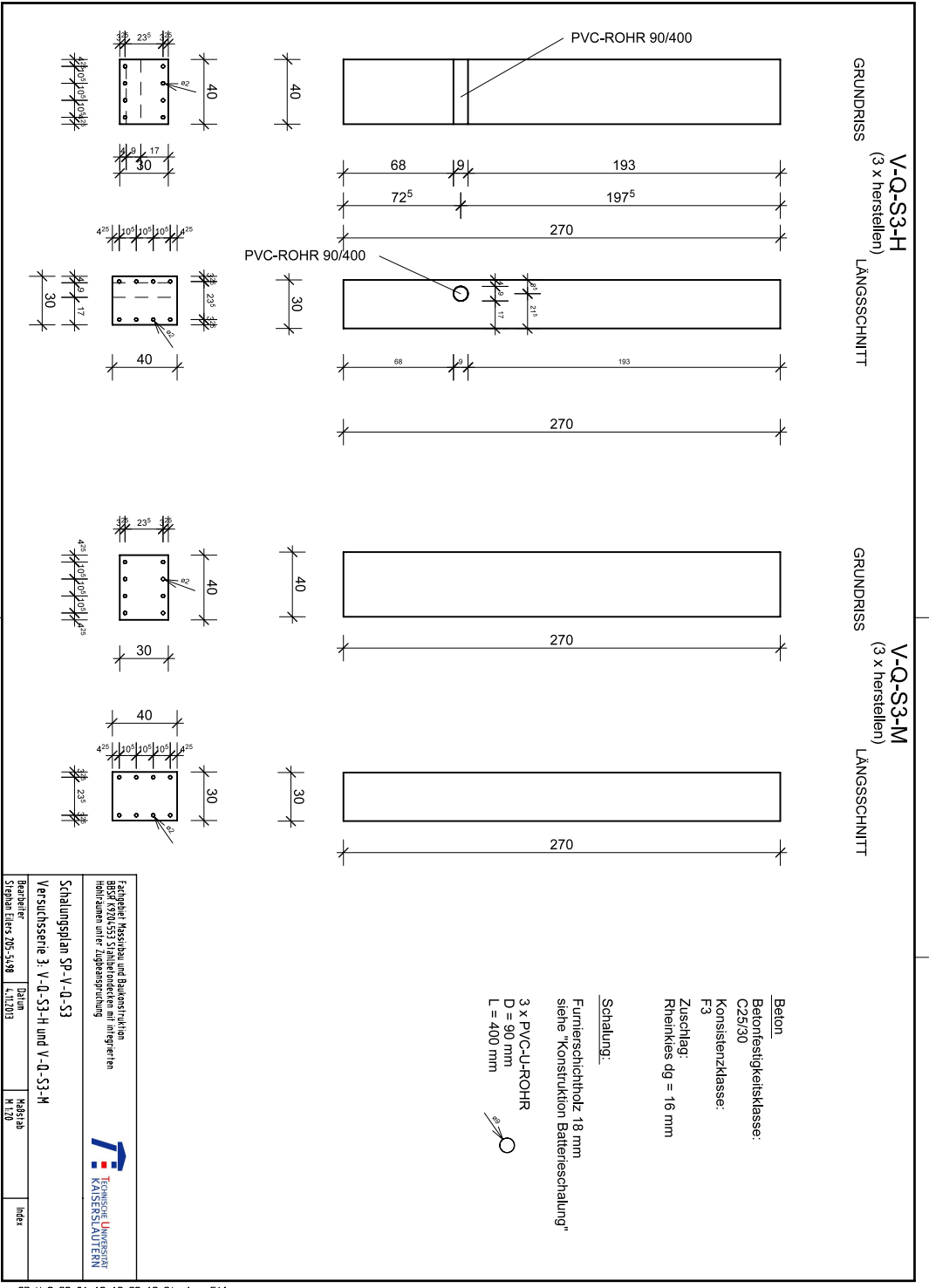


Diese Zeichnung wurde mit einer Ausbildungslizenz der DICAD Systeme GmbH erstellt. Mit dieser Lizenz ist ein kommerzieller Einsatz nicht erlaubt!

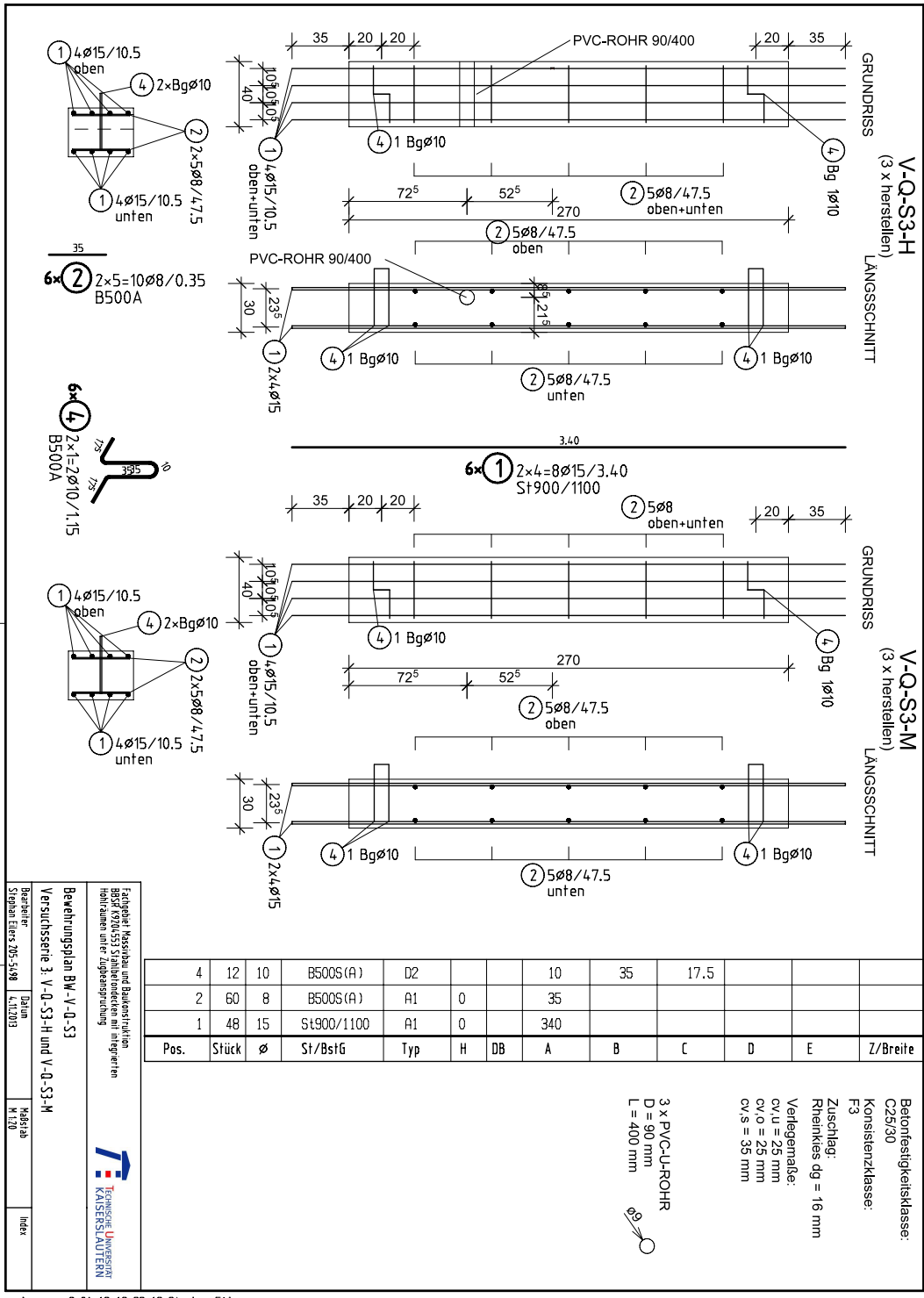




Diese Zeichnung wurde mit einer Ausbildungslizenz der DICAD Systeme GmbH erstellt. Mit dieser Lizenz ist ein kommerzieller Einsatz nicht erlaubt!

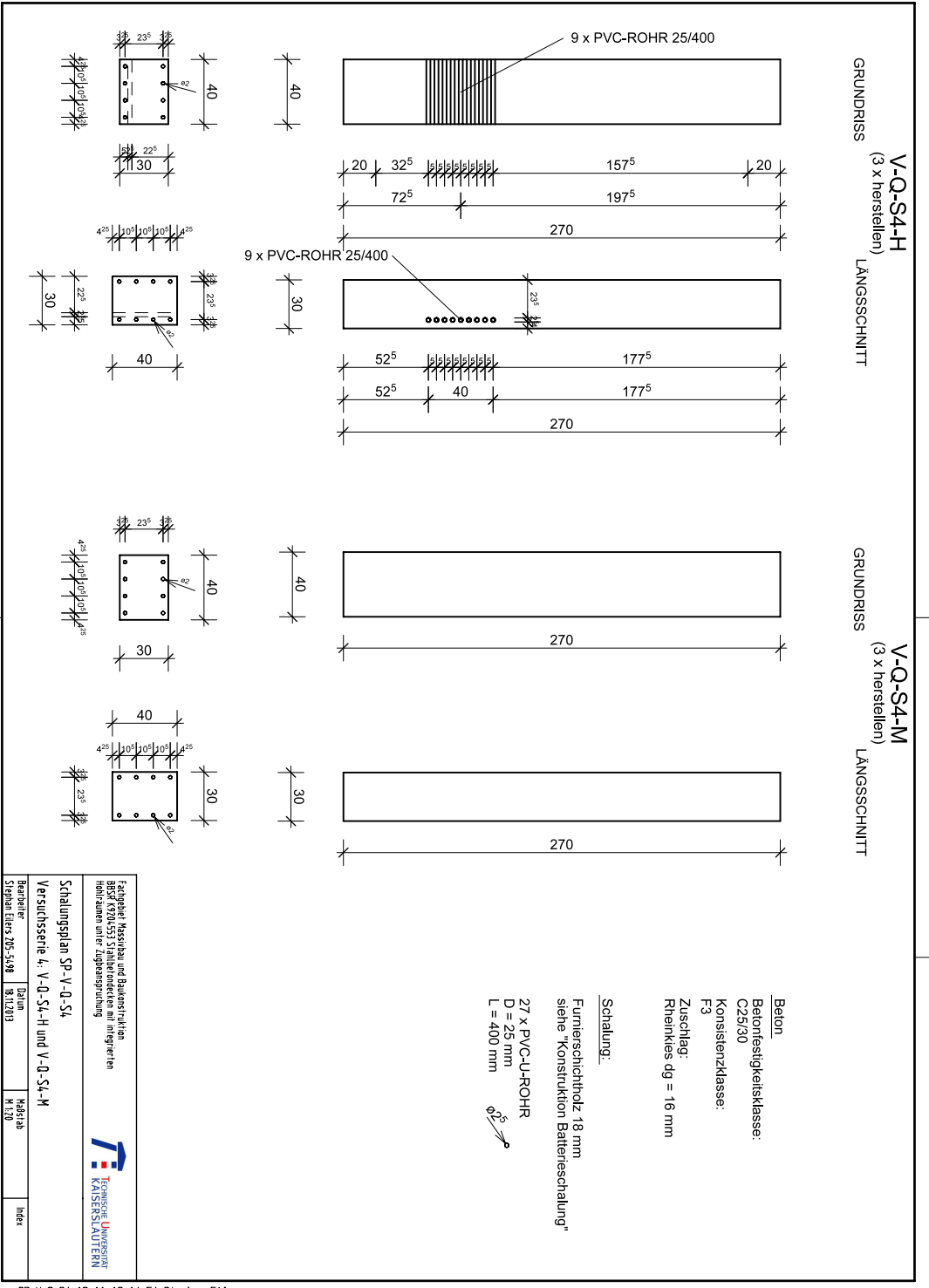


Diese Zeichnung wurde mit einer Ausbildungslizenz der DICAD Systeme GmbH erstellt. Mit dieser Lizenz ist ein kommerzieller Einsatz nicht erlaubt!



bw-v-q-s3 01.12.13 22:18 Stephan Eilers

Diese Zeichnung wurde mit einer Ausbildungslizenz der DICAD Systeme GmbH erstellt. Mit dieser Lizenz ist ein kommerzieller Einsatz nicht erlaubt!



SP-V-Q-S4 18.11.13 14:54 Stephan Eilers

Diese Zeichnung wurde mit einer Ausbildungslizenz der DICAD Systeme GmbH erstellt. Mit dieser Lizenz ist ein kommerzieller Einsatz nicht erlaubt!

**V-Q-S4-H**  
(3 x herstellen)

**LANGSSCHNITT**

**GRUNDRISS**

**V-Q-S4-M**  
(3 x herstellen)

**LANGSSCHNITT**

**GRUNDRISS**

**6x 2** 2x5=10ø8/0.35  
B500A

**6x 4** 2x1=2ø10/1.15  
B500A

**6x 1** 2x4=8ø15/3.40  
St900/1100

Pos.	Stück	∅	St/BstIG	Typ	H	DB	A	B	C	D	E	Z/Breite
4	12	10	B500S (A)	D2			10	35		17.5		
2	60	8	B500S (A)	A1	0		35					
1	48	15	St900/1100	A1	0		340					

27 x PVC-U-ROHR  
D = 25 mm  
L = 400 mm

Zuschlag:  
Riefentiefe dg = 16 mm

Verlegetiefe:  
cv,u = 23 mm  
cv,o = 23 mm  
cv,s = 35 mm

Betonfestigkeitsklasse:  
C25/30

Konstistenzklasse:  
F3

Federhofer Massbau und Baukonstruktion  
8957 7970/553 Stahlbetondecken mit integrierten  
Hohlräumen unter Zugbeanspruchung

**Federhofer**  
Kaiserslautern

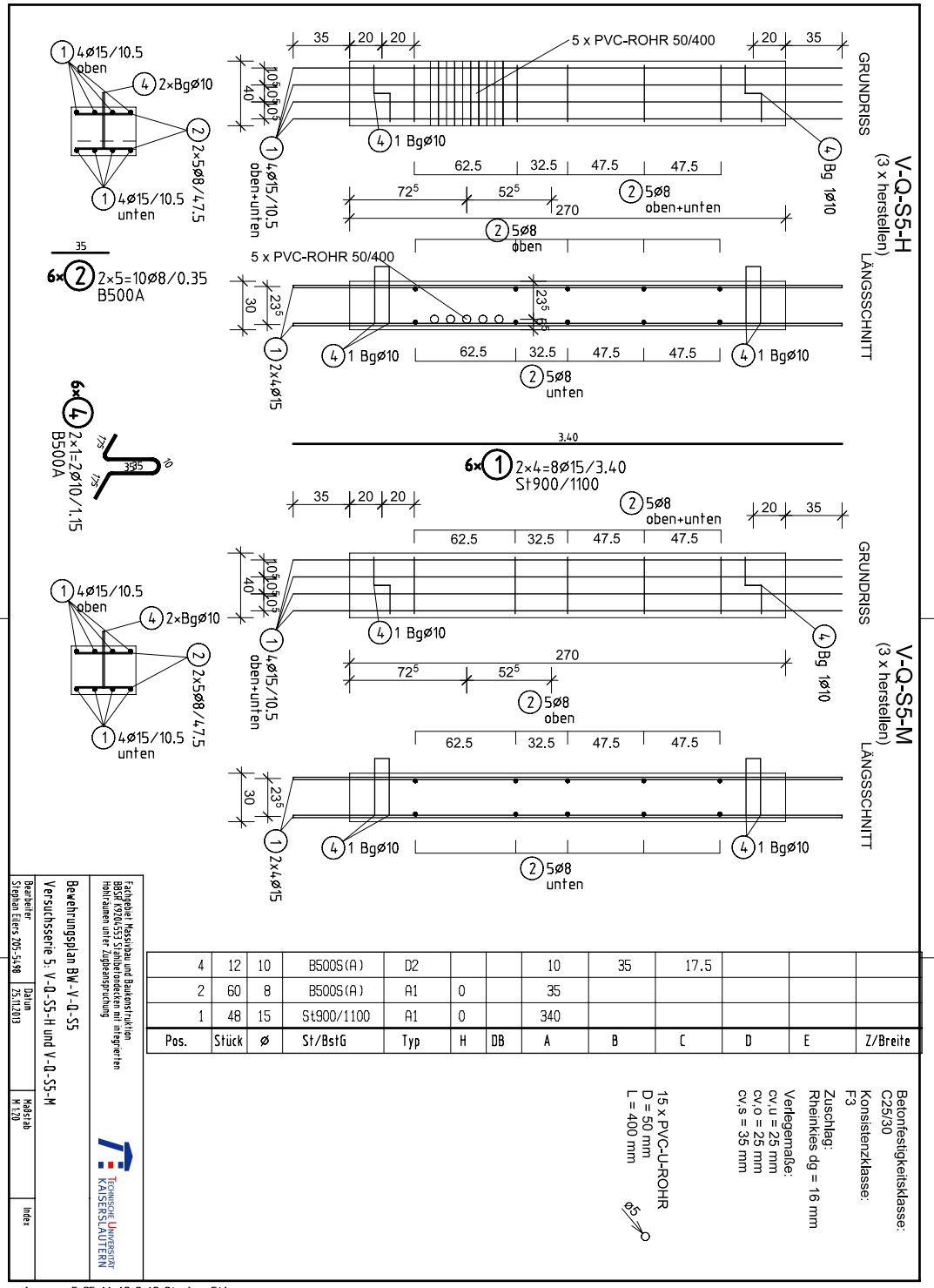
Bewehrungsplan BW-V-Q-S4  
Versuchsserie 4: V-Q-S4-H und V-Q-S4-M

Baujahr: 2015-2018  
Mitarbeiter: M.150  
Index:

bw-v-q-s4 01.12.13 22:24 Stephan Eilers

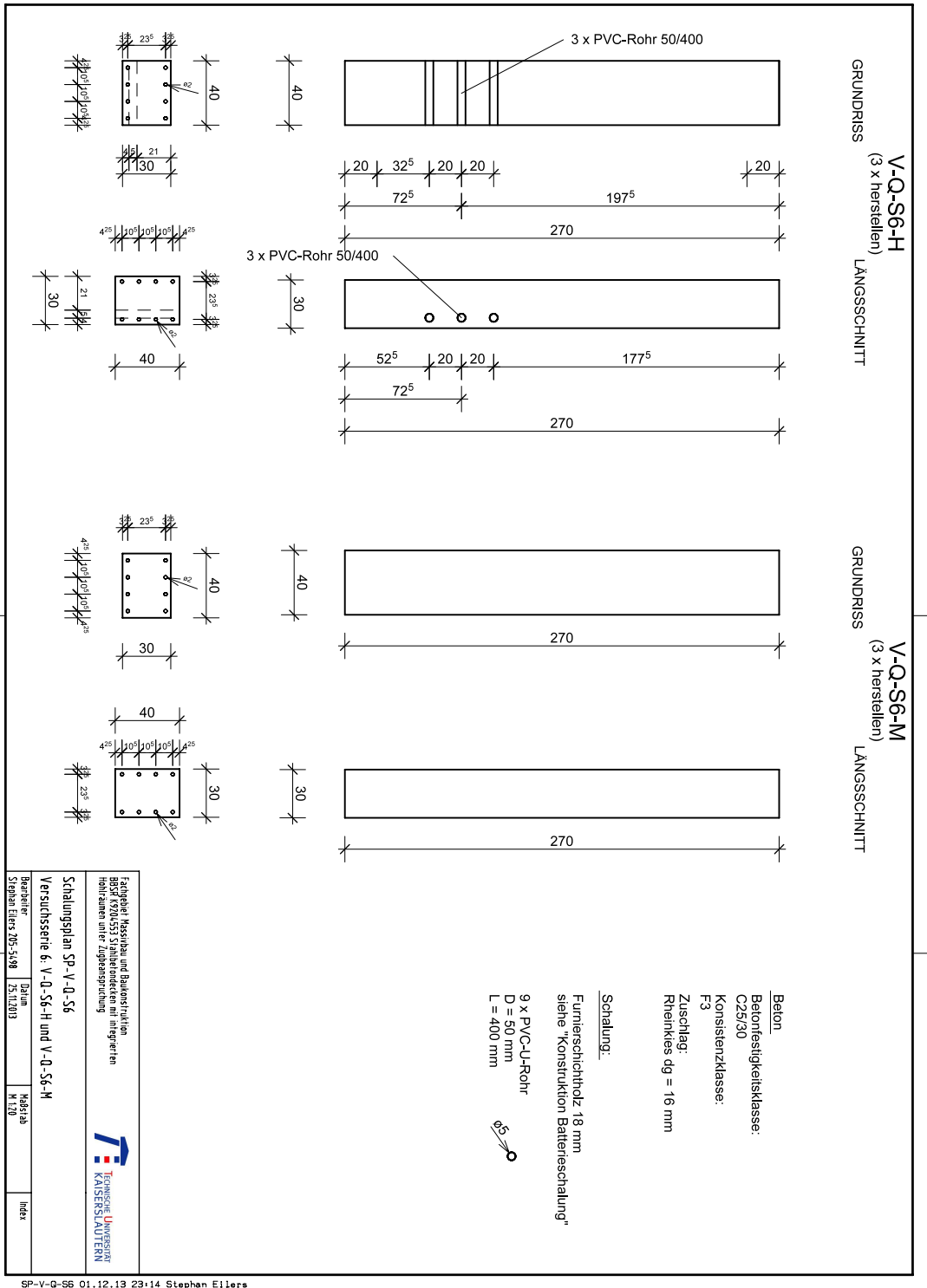


Diese Zeichnung wurde mit einer Ausbildungslizenz der DICAD Systeme GmbH erstellt. Mit dieser Lizenz ist ein kommerzieller Einsatz nicht erlaubt!

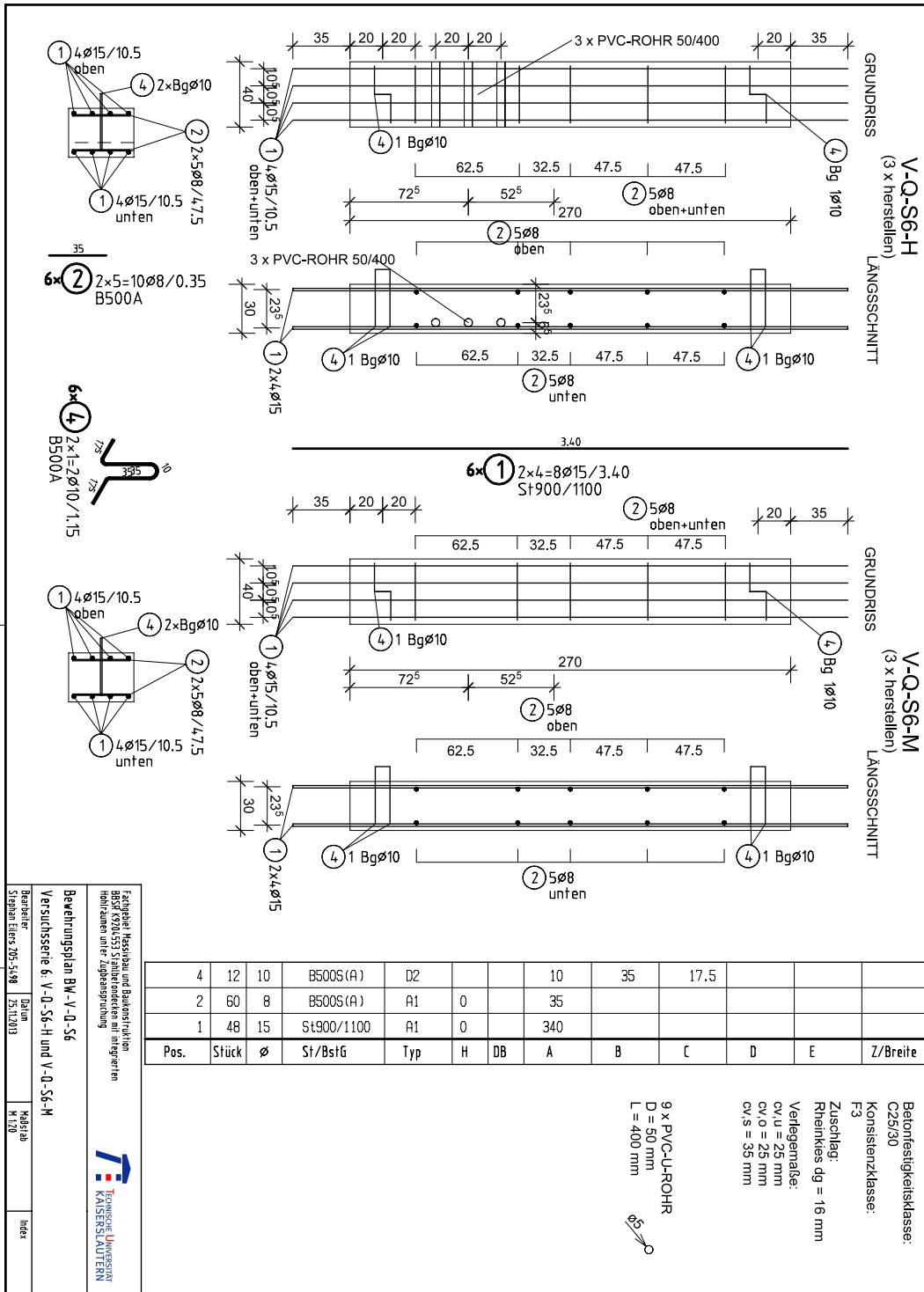


bv-v-q-s5 25.11.13 8:16 Stephan Eilers

Diese Zeichnung wurde mit einer Ausbildungslizenz der DICAD Systeme GmbH erstellt. Mit dieser Lizenz ist ein kommerzieller Einsatz nicht erlaubt!



Diese Zeichnung wurde mit einer Ausbildungslizenz der DICAD Systeme GmbH erstellt. Mit dieser Lizenz ist ein kommerzieller Einsatz nicht erlaubt!



bv-v-q-s6 26.11.13 12:51 Stephan Eilers

Fachgebiet Massivbau und Baukonstruktion  
 8957 7920/553 Stahlbetondecken mit integrierten  
 Hohlräumen unter Zugversuchprüfung

**Bewehrungsplan BW-V-Q-S6**  
 Versuchsserie 6: V-Q-S6-H und V-Q-S6-M

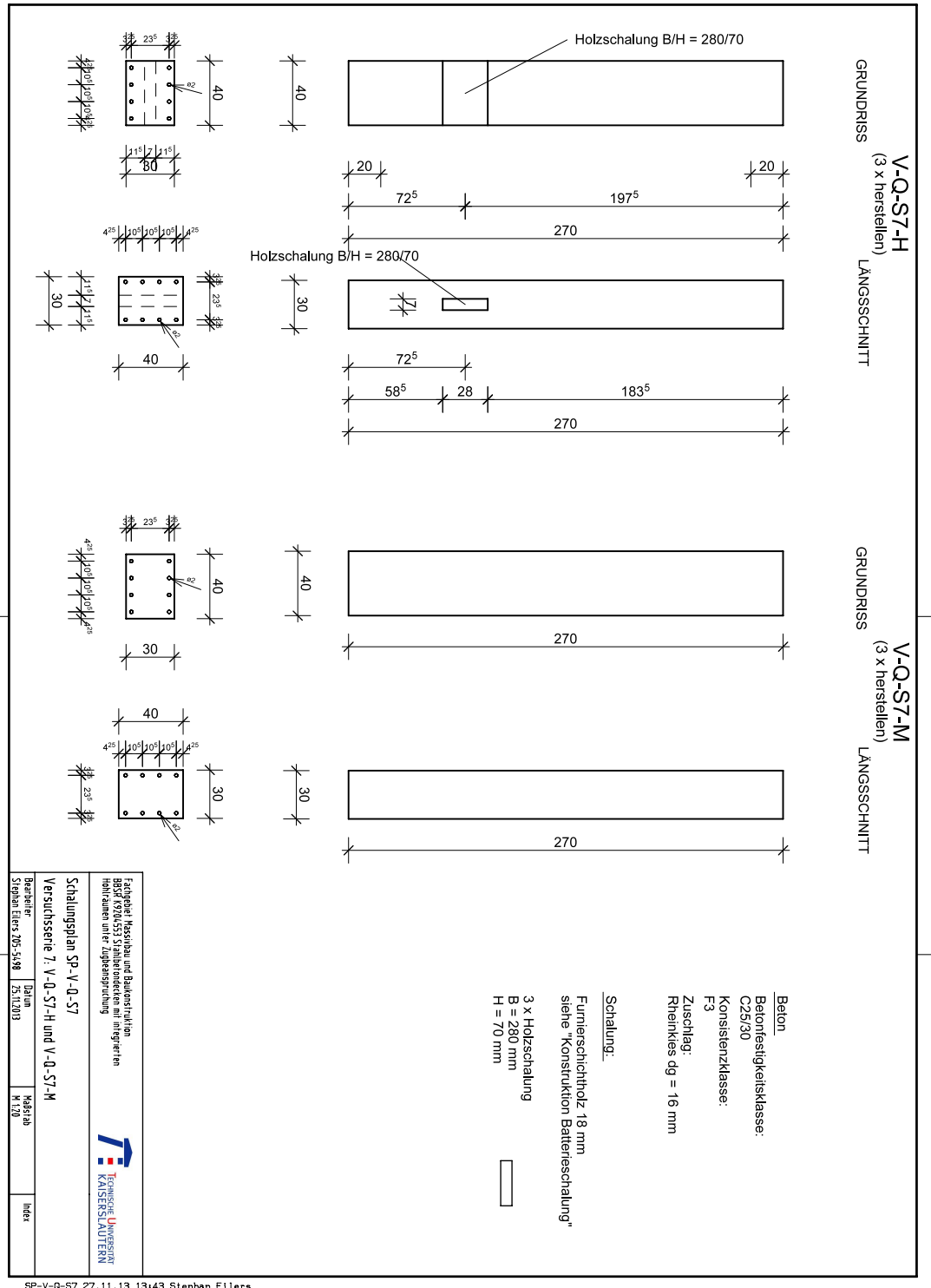
Bearbeiter: Datum: M 170  
 Stephan Eilers 205-5198 26.11.2013

Kapsel: M 170  
 Index:

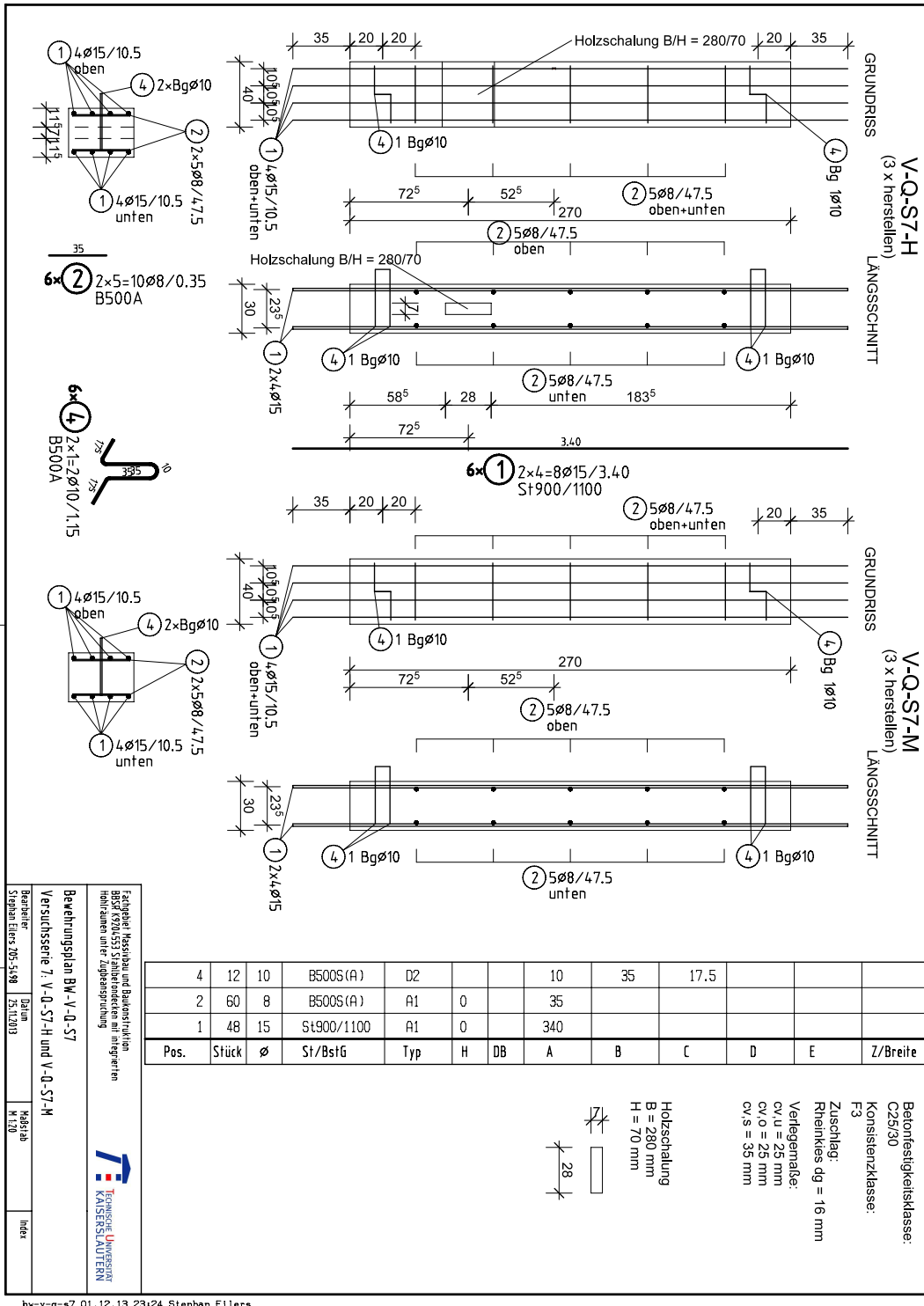
Technische Universität  
 KAISERSLAUTERN



Diese Zeichnung wurde mit einer Ausbildungslicenz der DICAD Systeme GmbH erstellt. Mit dieser Lizenz ist ein kommerzieller Einsatz nicht erlaubt!

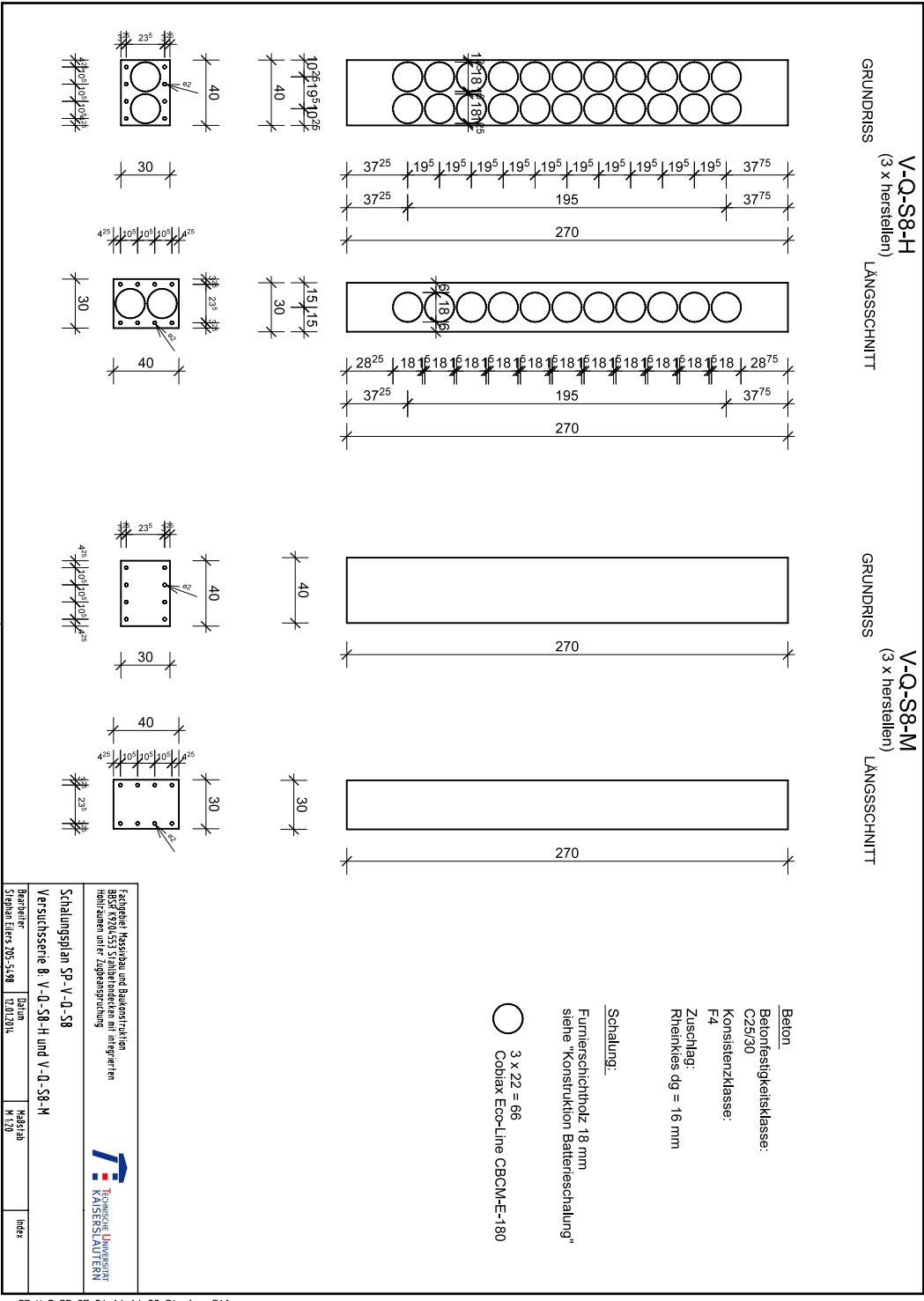


Diese Zeichnung wurde mit einer Ausbildungslizenz der DICAD Systeme GmbH erstellt. Mit dieser Lizenz ist ein kommerzieller Einsatz nicht erlaubt!

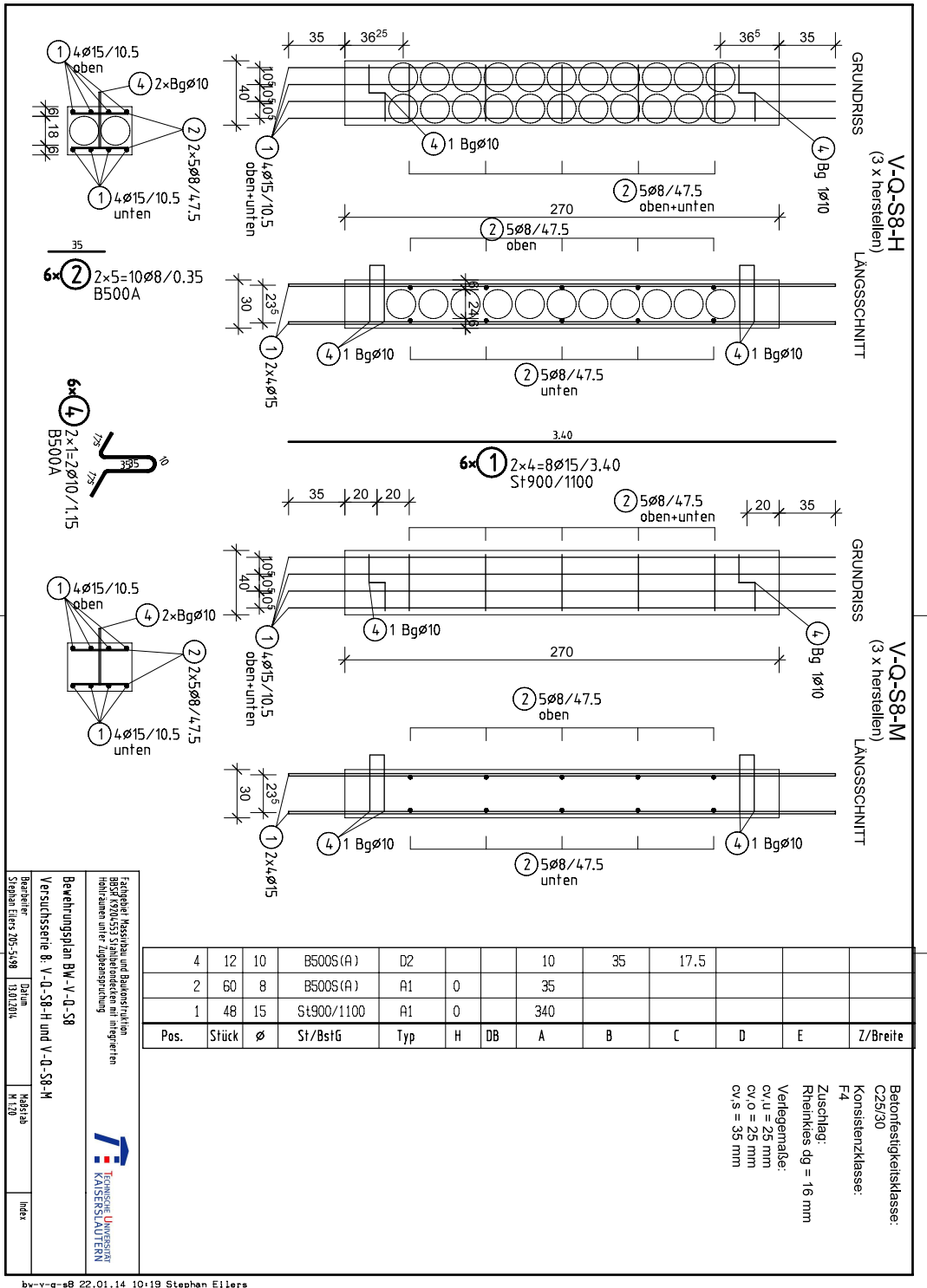


bv-v-q-s7 01.12.13 23:24 Stephan Eilers

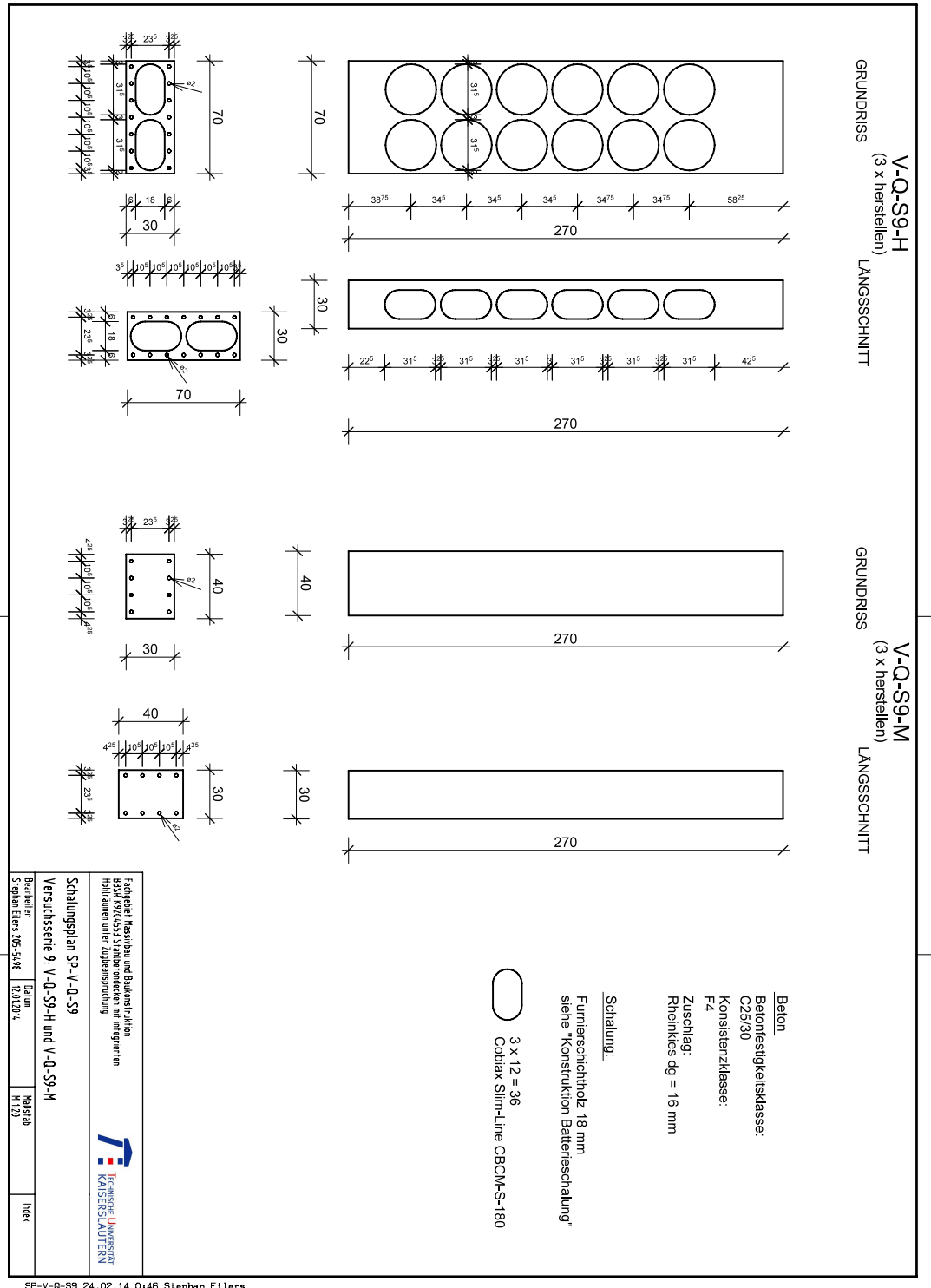
Diese Zeichnung wurde mit einer Ausbildungslizenz der DICAD Systeme GmbH erstellt. Mit dieser Lizenz ist ein kommerzieller Einsatz nicht erlaubt!



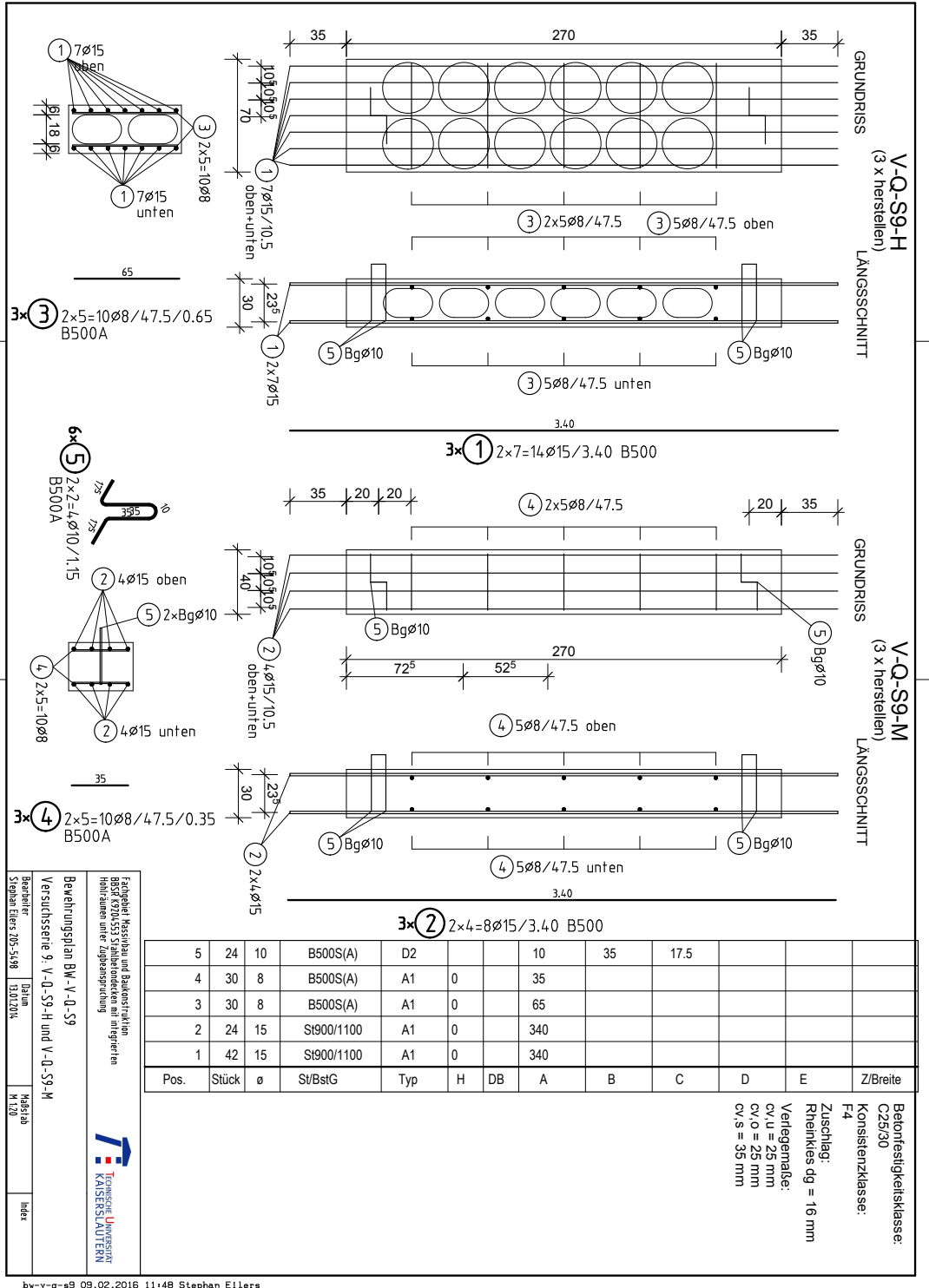
Diese Zeichnung wurde mit einer Ausbildungslizenz der DICAD Systeme GmbH erstellt. Mit dieser Lizenz ist ein kommerzieller Einsatz nicht erlaubt!



Diese Zeichnung wurde mit einer Ausbildungslicenz der DICAD Systeme GmbH erstellt. Mit dieser Lizenz ist ein kommerzieller Einsatz nicht erlaubt!

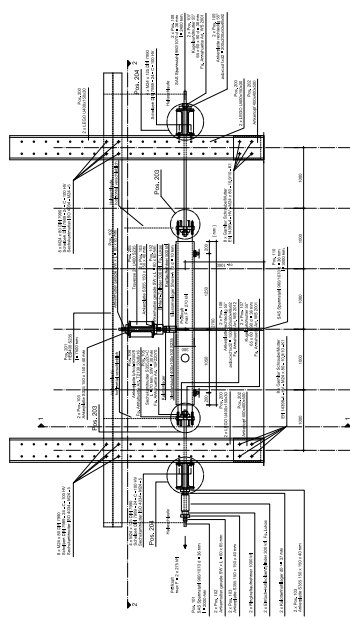


Diese Zeichnung wurde mit einer Ausbildungslicenz der DICAD Systeme GmbH erstellt. Mit dieser Lizenz ist ein kommerzieller Einsatz nicht erlaubt!

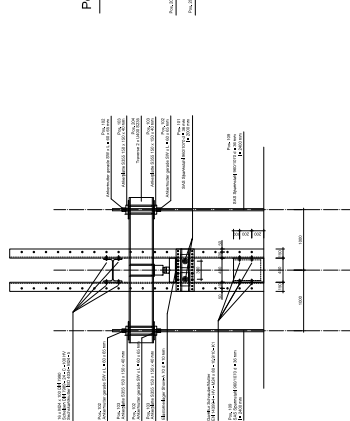


## A.4 Versuchseinrichtung

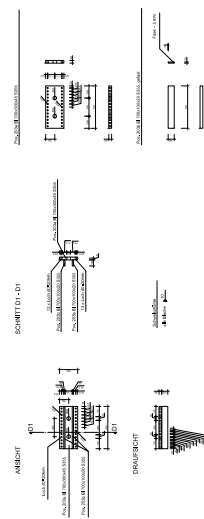
ANSICHT



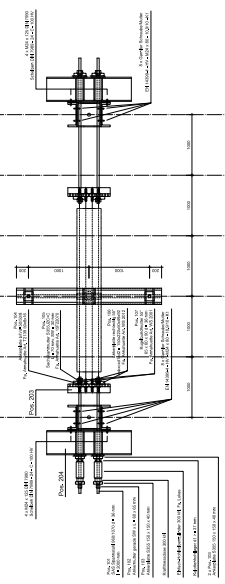
SCHNITT 1-1



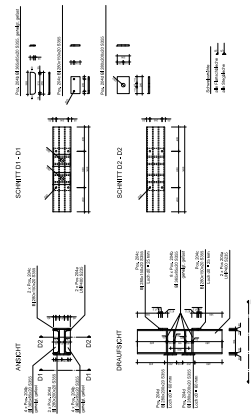
Pos. 203



SCHNITT 2-2



Pos. 204



Bestand

- 1. 203
- 2. 204
- 3. 205
- 4. 206
- 5. 207
- 6. 208
- 7. 209
- 8. 210
- 9. 211
- 10. 212
- 11. 213
- 12. 214
- 13. 215
- 14. 216
- 15. 217
- 16. 218
- 17. 219
- 18. 220
- 19. 221
- 20. 222
- 21. 223
- 22. 224
- 23. 225
- 24. 226
- 25. 227
- 26. 228
- 27. 229
- 28. 230
- 29. 231
- 30. 232
- 31. 233
- 32. 234
- 33. 235
- 34. 236
- 35. 237
- 36. 238
- 37. 239
- 38. 240
- 39. 241
- 40. 242
- 41. 243
- 42. 244
- 43. 245
- 44. 246
- 45. 247
- 46. 248
- 47. 249
- 48. 250
- 49. 251
- 50. 252
- 51. 253
- 52. 254
- 53. 255
- 54. 256
- 55. 257
- 56. 258
- 57. 259
- 58. 260
- 59. 261
- 60. 262
- 61. 263
- 62. 264
- 63. 265
- 64. 266
- 65. 267
- 66. 268
- 67. 269
- 68. 270
- 69. 271
- 70. 272
- 71. 273
- 72. 274
- 73. 275
- 74. 276
- 75. 277
- 76. 278
- 77. 279
- 78. 280
- 79. 281
- 80. 282
- 81. 283
- 82. 284
- 83. 285
- 84. 286
- 85. 287
- 86. 288
- 87. 289
- 88. 290
- 89. 291
- 90. 292
- 91. 293
- 92. 294
- 93. 295
- 94. 296
- 95. 297
- 96. 298
- 97. 299
- 98. 300
- 99. 301
- 100. 302
- 101. 303
- 102. 304
- 103. 305
- 104. 306
- 105. 307
- 106. 308
- 107. 309
- 108. 310
- 109. 311
- 110. 312
- 111. 313
- 112. 314
- 113. 315
- 114. 316
- 115. 317
- 116. 318
- 117. 319
- 118. 320
- 119. 321
- 120. 322
- 121. 323
- 122. 324
- 123. 325
- 124. 326
- 125. 327
- 126. 328
- 127. 329
- 128. 330
- 129. 331
- 130. 332
- 131. 333
- 132. 334
- 133. 335
- 134. 336
- 135. 337
- 136. 338
- 137. 339
- 138. 340
- 139. 341
- 140. 342
- 141. 343
- 142. 344
- 143. 345
- 144. 346
- 145. 347
- 146. 348
- 147. 349
- 148. 350
- 149. 351
- 150. 352
- 151. 353
- 152. 354
- 153. 355
- 154. 356
- 155. 357
- 156. 358
- 157. 359
- 158. 360
- 159. 361
- 160. 362
- 161. 363
- 162. 364
- 163. 365
- 164. 366
- 165. 367
- 166. 368
- 167. 369
- 168. 370
- 169. 371
- 170. 372
- 171. 373
- 172. 374
- 173. 375
- 174. 376
- 175. 377
- 176. 378
- 177. 379
- 178. 380
- 179. 381
- 180. 382
- 181. 383
- 182. 384
- 183. 385
- 184. 386
- 185. 387
- 186. 388
- 187. 389
- 188. 390
- 189. 391
- 190. 392
- 191. 393
- 192. 394
- 193. 395
- 194. 396
- 195. 397
- 196. 398
- 197. 399
- 198. 400
- 199. 401
- 200. 402
- 201. 403
- 202. 404
- 203. 405
- 204. 406
- 205. 407
- 206. 408
- 207. 409
- 208. 410
- 209. 411
- 210. 412
- 211. 413
- 212. 414
- 213. 415
- 214. 416
- 215. 417
- 216. 418
- 217. 419
- 218. 420
- 219. 421
- 220. 422
- 221. 423
- 222. 424
- 223. 425
- 224. 426
- 225. 427
- 226. 428
- 227. 429
- 228. 430
- 229. 431
- 230. 432
- 231. 433
- 232. 434
- 233. 435
- 234. 436
- 235. 437
- 236. 438
- 237. 439
- 238. 440
- 239. 441
- 240. 442
- 241. 443
- 242. 444
- 243. 445
- 244. 446
- 245. 447
- 246. 448
- 247. 449
- 248. 450
- 249. 451
- 250. 452
- 251. 453
- 252. 454
- 253. 455
- 254. 456
- 255. 457
- 256. 458
- 257. 459
- 258. 460
- 259. 461
- 260. 462
- 261. 463
- 262. 464
- 263. 465
- 264. 466
- 265. 467
- 266. 468
- 267. 469
- 268. 470
- 269. 471
- 270. 472
- 271. 473
- 272. 474
- 273. 475
- 274. 476
- 275. 477
- 276. 478
- 277. 479
- 278. 480
- 279. 481
- 280. 482
- 281. 483
- 282. 484
- 283. 485
- 284. 486
- 285. 487
- 286. 488
- 287. 489
- 288. 490
- 289. 491
- 290. 492
- 291. 493
- 292. 494
- 293. 495
- 294. 496
- 295. 497
- 296. 498
- 297. 499
- 298. 500
- 299. 501
- 300. 502
- 301. 503
- 302. 504
- 303. 505
- 304. 506
- 305. 507
- 306. 508
- 307. 509
- 308. 510
- 309. 511
- 310. 512
- 311. 513
- 312. 514
- 313. 515
- 314. 516
- 315. 517
- 316. 518
- 317. 519
- 318. 520
- 319. 521
- 320. 522
- 321. 523
- 322. 524
- 323. 525
- 324. 526
- 325. 527
- 326. 528
- 327. 529
- 328. 530
- 329. 531
- 330. 532
- 331. 533
- 332. 534
- 333. 535
- 334. 536
- 335. 537
- 336. 538
- 337. 539
- 338. 540
- 339. 541
- 340. 542
- 341. 543
- 342. 544
- 343. 545
- 344. 546
- 345. 547
- 346. 548
- 347. 549
- 348. 550
- 349. 551
- 350. 552
- 351. 553
- 352. 554
- 353. 555
- 354. 556
- 355. 557
- 356. 558
- 357. 559
- 358. 560
- 359. 561
- 360. 562
- 361. 563
- 362. 564
- 363. 565
- 364. 566
- 365. 567
- 366. 568
- 367. 569
- 368. 570
- 369. 571
- 370. 572
- 371. 573
- 372. 574
- 373. 575
- 374. 576
- 375. 577
- 376. 578
- 377. 579
- 378. 580
- 379. 581
- 380. 582
- 381. 583
- 382. 584
- 383. 585
- 384. 586
- 385. 587
- 386. 588
- 387. 589
- 388. 590
- 389. 591
- 390. 592
- 391. 593
- 392. 594
- 393. 595
- 394. 596
- 395. 597
- 396. 598
- 397. 599
- 398. 600
- 399. 601
- 400. 602
- 401. 603
- 402. 604
- 403. 605
- 404. 606
- 405. 607
- 406. 608
- 407. 609
- 408. 610
- 409. 611
- 410. 612
- 411. 613
- 412. 614
- 413. 615
- 414. 616
- 415. 617
- 416. 618
- 417. 619
- 418. 620
- 419. 621
- 420. 622
- 421. 623
- 422. 624
- 423. 625
- 424. 626
- 425. 627
- 426. 628
- 427. 629
- 428. 630
- 429. 631
- 430. 632
- 431. 633
- 432. 634
- 433. 635
- 434. 636
- 435. 637
- 436. 638
- 437. 639
- 438. 640
- 439. 641
- 440. 642
- 441. 643
- 442. 644
- 443. 645
- 444. 646
- 445. 647
- 446. 648
- 447. 649
- 448. 650
- 449. 651
- 450. 652
- 451. 653
- 452. 654
- 453. 655
- 454. 656
- 455. 657
- 456. 658
- 457. 659
- 458. 660
- 459. 661
- 460. 662
- 461. 663
- 462. 664
- 463. 665
- 464. 666
- 465. 667
- 466. 668
- 467. 669
- 468. 670
- 469. 671
- 470. 672
- 471. 673
- 472. 674
- 473. 675
- 474. 676
- 475. 677
- 476. 678
- 477. 679
- 478. 680
- 479. 681
- 480. 682
- 481. 683
- 482. 684
- 483. 685
- 484. 686
- 485. 687
- 486. 688
- 487. 689
- 488. 690
- 489. 691
- 490. 692
- 491. 693
- 492. 694
- 493. 695
- 494. 696
- 495. 697
- 496. 698
- 497. 699
- 498. 700
- 499. 701
- 500. 702
- 501. 703
- 502. 704
- 503. 705
- 504. 706
- 505. 707
- 506. 708
- 507. 709
- 508. 710
- 509. 711
- 510. 712
- 511. 713
- 512. 714
- 513. 715
- 514. 716
- 515. 717
- 516. 718
- 517. 719
- 518. 720
- 519. 721
- 520. 722
- 521. 723
- 522. 724
- 523. 725
- 524. 726
- 525. 727
- 526. 728
- 527. 729
- 528. 730
- 529. 731
- 530. 732
- 531. 733
- 532. 734
- 533. 735
- 534. 736
- 535. 737
- 536. 738
- 537. 739
- 538. 740
- 539. 741
- 540. 742
- 541. 743
- 542. 744
- 543. 745
- 544. 746
- 545. 747
- 546. 748
- 547. 749
- 548. 750
- 549. 751
- 550. 752
- 551. 753
- 552. 754
- 553. 755
- 554. 756
- 555. 757
- 556. 758
- 557. 759
- 558. 760
- 559. 761
- 560. 762
- 561. 763
- 562. 764
- 563. 765
- 564. 766
- 565. 767
- 566. 768
- 567. 769
- 568. 770
- 569. 771
- 570. 772
- 571. 773
- 572. 774
- 573. 775
- 574. 776
- 575. 777
- 576. 778
- 577. 779
- 578. 780
- 579. 781
- 580. 782
- 581. 783
- 582. 784
- 583. 785
- 584. 786
- 585. 787
- 586. 788
- 587. 789
- 588. 790
- 589. 791
- 590. 792
- 591. 793
- 592. 794
- 593. 795
- 594. 796
- 595. 797
- 596. 798
- 597. 799
- 598. 800
- 599. 801
- 600. 802
- 601. 803
- 602. 804
- 603. 805
- 604. 806
- 605. 807
- 606. 808
- 607. 809
- 608. 810
- 609. 811
- 610. 812
- 611. 813
- 612. 814
- 613. 815
- 614. 816
- 615. 817
- 616. 818
- 617. 819
- 618. 820
- 619. 821
- 620. 822
- 621. 823
- 622. 824
- 623. 825
- 624. 826
- 625. 827
- 626. 828
- 627. 829
- 628. 830
- 629. 831
- 630. 832
- 631. 833
- 632. 834
- 633. 835
- 634. 836
- 635. 837
- 636. 838
- 637. 839
- 638. 840
- 639. 841
- 640. 842
- 641. 843
- 642. 844
- 643. 845
- 644. 846
- 645. 847
- 646. 848
- 647. 849
- 648. 850
- 649. 851
- 650. 852
- 651. 853
- 652. 854
- 653. 855
- 654. 856
- 655. 857
- 656. 858
- 657. 859
- 658. 860
- 659. 861
- 660. 862
- 661. 863
- 662. 864
- 663. 865
- 664. 866
- 665. 867
- 666. 868
- 667. 869
- 668. 870
- 669. 871
- 670. 872
- 671. 873
- 672. 874
- 673. 875
- 674. 876
- 675. 877
- 676. 878
- 677. 879
- 678. 880
- 679. 881
- 680. 882
- 681. 883
- 682. 884
- 683. 885
- 684. 886
- 685. 887
- 686. 888
- 687. 889
- 688. 890
- 689. 891
- 690. 892
- 691. 893
- 692. 894
- 693. 895
- 694. 896
- 695. 897
- 696. 898
- 697. 899
- 698. 900
- 699. 901
- 700. 902
- 701. 903
- 702. 904
- 703. 905
- 704. 906
- 705. 907
- 706. 908
- 707. 909
- 708. 910
- 709. 911
- 710. 912
- 711. 913
- 712. 914
- 713. 915
- 714. 916
- 715. 917
- 716. 918
- 717. 919
- 718. 920
- 719. 921
- 720. 922
- 721. 923
- 722. 924
- 723. 925
- 724. 926
- 725. 927
- 726. 928
- 727. 929
- 728. 930
- 729. 931
- 730. 932
- 731. 933
- 732. 934
- 733. 935
- 734. 936
- 735. 937
- 736. 938
- 737. 939
- 738. 940
- 739. 941
- 740. 942
- 741. 943
- 742. 944
- 743. 945
- 744. 946
- 745. 947
- 746. 948
- 747. 949
- 748. 950
- 749. 951
- 750. 952
- 751. 953
- 752. 954
- 753. 955
- 754. 956
- 755. 957
- 756. 958
- 757. 959
- 758. 960
- 759. 961
- 760. 962
- 761. 963
- 762. 964
- 763. 965
- 764. 966
- 765. 967
- 766. 968
- 767. 969
- 768. 970
- 769. 971
- 770. 972
- 771. 973
- 772. 974
- 773. 975
- 774. 976
- 775. 977
- 776. 978
- 777. 979
- 778. 980
- 779. 981
- 780. 982
- 781. 983
- 782. 984
- 783. 985
- 784. 986
- 785. 987
- 786. 988
- 787. 989
- 788. 990
- 789. 991
- 790. 992
- 791. 993
- 792. 994
- 793. 995
- 794. 996
- 795. 997
- 796. 998
- 797. 999
- 798. 1000

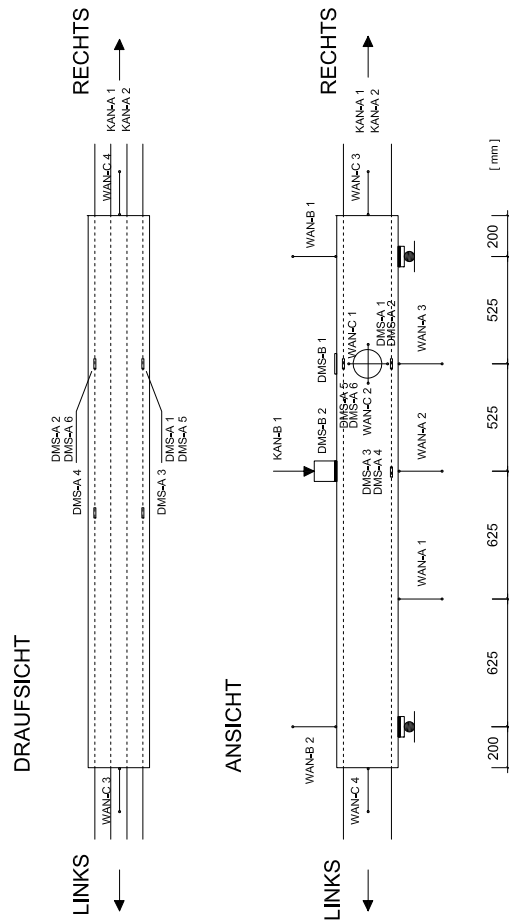
Neu

- 1. 203
- 2. 204
- 3. 205
- 4. 206
- 5. 207
- 6. 208
- 7. 209
- 8. 210
- 9. 211
- 10. 212
- 11. 213
- 12. 214
- 13. 215
- 14. 216
- 15. 217
- 16. 218
- 17. 219
- 18. 220
- 19. 221
- 20. 222
- 21. 223
- 22. 22



## A.5 Messtechnik

## ÜBERSICHT MESSTECHNIK



### LEGENDE

BEZEICHNUNG	TYP	ANZAHL	BESCHREIBUNG	MESSGRÖSSE
DMS-A	A	6	Dehnungsmessstreifen HBM 1-LY41-6/120 od. HBM 1-LY11-6/120 mit 1-LS5	Betonabdehnung in Höhe des Hohlraumes
DMS-B	B	2	Dehnungsmessstreifen HBM 1-LY41-100/120	Befestigung an der Bauteiloberkante in Höhe des Hohlraumes
WAN-A	A	3	induktiver Wegaufnehmer, erf. Messlänge $l < 100$ mm	vertikale Translation der unteren Bauteilkante zur Erfassung der Biegeflie
WAN-B	B	5	induktiver Wegaufnehmer, erf. Messlänge $l < 20$ mm	horizontale Translation der stirnseitigen Bauteilkanten zur Erfassung der Längenänderung in Bauteillängsrichtung
WAN-C	C	2	induktiver Wegaufnehmer, erf. Messlänge $l < 50$ mm	horizontale Translation der Bauteilkante in Feldmitte zur Erfassung der Längenänderung in Bauteilquerrichtung
KAN-A	A	2	Ringkraftaufnehmer 1000 kN, Innendurchmesser $D \geq 36$ mm	horizontale und vertikale Längenänderung des Schubfeldes im Bereich des Hohlraumes
KAN-B	B	1	Kraftaufnehmer 500 kN	Pressenkraft in Bauteillängsrichtung Pressenkraft in Bauteilquerrichtung

# STEPHAN EILERS

BAUINGENIEUR

## KONTAKT



## WERDEGANG

Geboren in Kamp-Lintfort am Niederrhein.

Studium des Bauingenieurwesens in Bochum.

Leitende Ingenieur Tätigkeit bei R&P Ruffert in Düsseldorf.

## AUSBILDUNG

### Master of Science

Konstruktiver Ingenieurbau &

Nachhaltiges Bauen

HS Bochum 2007 – 2008

### Diplom-Ingenieur

Konstruktiver Ingenieurbau

FH Bochum 2002 – 2006

## QUALIFIKATIONEN

### Software

Microsoft Office | Adobe Suite | Latex

Dlubal Suite | mb Worksuite | InfoCAD

### Persönliches

qTWP Qualifizierter Tragwerksplaner

saSV Schall- und Wärmeschutz

dena Energieeffizienz-Experte

## BERUFSERFAHRUNG

### Abteilungsleiter Tragwerksplanung | Prokurist

R&P Ruffert | seit 2021

Abteilungsleitung | Teamleitung | Projektmanagement

### Teamleiter Tragwerksplanung

R&P Ruffert | seit 2016

Teamleitung | Projektmanagement

### Projektleiter Bauforschung

TU Kaiserslautern & HS Bochum | 2013 – 2015

BBSR Bauforschung

Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetondecken mit integrierten

Hohlräumen unter Längszug

### Projektleiter Tragwerksplanung

R&P Ruffert | 2008 – 2012

Projektmanagement

### Abteilungsleiter Bauphysik

R&P Ruffert | 2008 – 2012

Abteilungsleitung | Projektmanagement