

F 2794

Jürgen Schnell, Christian Albrecht

Tragfähigkeitssteigerung von Installationsdecken durch Querkraft-Bewehrungselemente



Fraunhofer IRB Verlag

F 2794

Bei dieser Veröffentlichung handelt es sich um die Kopie des Abschlußberichtes einer vom Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung -BMVBS- im Rahmen der Forschungsinitiative »Zukunft Bau« geförderten Forschungsarbeit. Die in dieser Forschungsarbeit enthaltenen Darstellungen und Empfehlungen geben die fachlichen Auffassungen der Verfasser wieder. Diese werden hier unverändert wiedergegeben, sie geben nicht unbedingt die Meinung des Zuwendungsgebers oder des Herausgebers wieder.

Dieser Forschungsbericht wurde mit modernsten Hochleistungskopierern auf Einzelanfrage hergestellt.

Die Originalmanuskripte wurden reprotechnisch, jedoch nicht inhaltlich überarbeitet. Die Druckqualität hängt von der reprotechnischen Eignung des Originalmanuskriptes ab, das uns vom Autor bzw. von der Forschungsstelle zur Verfügung gestellt wurde.

© by Fraunhofer IRB Verlag

2011

ISBN 978-3-8167-8617-7

Vervielfältigung, auch auszugsweise, nur mit ausdrücklicher Zustimmung des Verlages.

Fraunhofer IRB Verlag Fraunhofer-Informationszentrum Raum und Bau

Postfach 80 04 69 70504 Stuttgart

Nobelstraße 12 70569 Stuttgart

Telefon 07 11 9 70 - 25 00 Telefax 07 11 9 70 - 25 08

E-Mail irb@irb.fraunhofer.de

www.baufachinformation.de

www.irb.fraunhofer.de/bauforschung



BAUINGENIEURWESEN Fachgebiet Massivbau und Baukonstruktion Prof. Dr.-Ing. Jürgen Schnell

Paul-Ehrlich-Straße 67663 Kaiserslautern Gebäude 14, Zimmer 515 Telefon (0631) 2 05 - 21 57 Telefax (0631) 2 05 - 35 55 e-mail: jschnell@rhrk.uni-kl.de

Tragfähigkeitssteigerung von Installationsdecken durch Querkraft-Bewehrungselemente

Abschlussbericht

Der Forschungsbericht wurde mit Mitteln des Bundesamtes für Bauwesen und Raumordnung (BBR) gefördert. (Z 6 - 10.08.18.7-08.39/ II 2-F20-09-1-042)

Die Verantwortung für den Inhalt des Berichtes liegt beim Autor.

Projektleiter: Sachbearbeiter: Prof.-Dr.-Ing. Jürgen Schnell Dipl.-Ing. (FH) Christian Albrecht

Datum:

31. Mai 2011

Prof. Dr. Ing. Jürgen Schnell

illi

Dipl.-Ing. (FH) Christian Albrecht

Dieser Bericht umfasst mit Anlagen 232 Seiten.

Inhaltsverzeichnis

1	Ausgangssituation6
1.1	Allgemeines6
1.2	Projektbegleitung / Wissenschaftlicher Beirat7
1.3	Bearbeitungsschwerpunkte8
1.4	Danksagung8
1.5	Normative Regeln zur Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonplatten ohne Querkraftbewehrung9
1.6	Regeln zur Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonplatten ohne Querkraftbewehrung mit integrierter Leitungsführung
1.7	Tastversuche zur Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonplatten ohne Querkraftbewehrung mit integrierter Leitungsführung mit örtlichen Querkraft- Bewehrungselementen
1.7.1	Experimentelle Voruntersuchungen11
1.7.2	Bestätigung der Voruntersuchungen durch eine numerische Nachrechnung12
2	Versuchsprogramm14
2.1	Allgemeines
2.2	Anordnung von Öffnungen und Querkraftbewehrung14
2.2.1	Allgemeines
2.2.2	Versuche mit runden Einzelöffnungen:14
2.2.3	Versuche mit eckigen Einzelöffnungen:15
2.2.4	Versuche mit runden Öffnungsgruppen16
2.2.5	Übersicht des Versuchsprogramms16
2.3	Werkstoffe und Geometrie
2.3.1	Erzwingen des Versagens im Öffnungsbereich18
2.3.2	Einsatz eines höher festen Stahls für die Längsbewehrung 19
2.3.3	Schubschlankheit a/d und Abstand der Öffnung zum Auflager 19
2.3.4	Breite der Versuchskörper20
2.3.5	Bauteilhöhe20
2.3.6	Größe und Lage der Öffnungen20
2.3.7	Betonfestigkeit20
2.3.8	Betondeckung20
2.3.9	Querkraftbewehrungselemente

2.4	Verwendete Materialien	22
2.5	Messtechnik	22
2.5.1	Dehnmessstreifen (DMS)	23
2.5.2	Wegaufnehmer	25
2.5.3	Setzdehnungsmessung bei den Versuchen V-R-1 + 2 und V-E-1 + 2	26
2.6	Versuchsaufbau	27
2.7	Versuchsablauf	27
2.7.1	Ermittlung der Kräfte im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit	29
3	Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen	30
3.1	Allgemeines	30
3.2	Einzelergebnisse der Laborversuche	30
3.3	Vergleichder Versuchsergebnisse und Bruchbilder	31
3.3.1	Versuche mit runden Einzelöffnungen	31
3.3.2	Versuche mit eckigen Einzelöffnungen	35
3.3.3	Versuche mit runden Öffnungsgruppen	37
3.4	Übersicht der erreichten Querkrafttragfähigkeit	39
3.5	Materialfestigkeiten	40
3.5.1	Betonfestigkeit	40
3.5.2	Stahlfestigkeit	42
3.5.3	Tragfähigkeit des Faserzementkanals	43
4	Nachrechnung der experimentellen Untersuchungen mit Hilfe einer Berechnung	FE- 44
4.1		
	ATENA 2D – Kurze Programmbeschreibung	44
4.2	ATENA 2D – Kurze Programmbeschreibung Vorgehensweise der FEM-Modellierung	44 44
4.2 4.2.1	ATENA 2D – Kurze Programmbeschreibung Vorgehensweise der FEM-Modellierung Rahmen und Zielsetzungen der Modellierung	44 44 45
4.2 4.2.1 4.2.2	ATENA 2D – Kurze Programmbeschreibung Vorgehensweise der FEM-Modellierung Rahmen und Zielsetzungen der Modellierung Auffälligkeiten bei der Modellfindung	44 44 45 45
4.2 4.2.1 4.2.2 4.3	ATENA 2D – Kurze Programmbeschreibung Vorgehensweise der FEM-Modellierung Rahmen und Zielsetzungen der Modellierung Auffälligkeiten bei der Modellfindung Endmodell (G1)	44 44 45 45 47
4.2 4.2.1 4.2.2 4.3 4.3.1	ATENA 2D – Kurze Programmbeschreibung Vorgehensweise der FEM-Modellierung Rahmen und Zielsetzungen der Modellierung Auffälligkeiten bei der Modellfindung Endmodell (G1) Materialeigenschaften (material parameters)	44 44 45 45 47 47
4.2 4.2.1 4.2.2 4.3 4.3.1 4.3.2	ATENA 2D – Kurze Programmbeschreibung Vorgehensweise der FEM-Modellierung Rahmen und Zielsetzungen der Modellierung Auffälligkeiten bei der Modellfindung Endmodell (G1) Materialeigenschaften (material parameters) Geometrie	44 45 45 45 47 47 50
4.2 4.2.1 4.2.2 4.3 4.3.1 4.3.2 4.3.3	ATENA 2D – Kurze Programmbeschreibung Vorgehensweise der FEM-Modellierung Rahmen und Zielsetzungen der Modellierung Auffälligkeiten bei der Modellfindung Endmodell (G1) Materialeigenschaften (material parameters) Geometrie Wahl des FEM-Netzes (Meshgeneration)	44 45 45 45 47 50 51
4.2 4.2.1 4.2.2 4.3 4.3.1 4.3.2 4.3.3 4.3.4	ATENA 2D – Kurze Programmbeschreibung Vorgehensweise der FEM-Modellierung Rahmen und Zielsetzungen der Modellierung Auffälligkeiten bei der Modellfindung Endmodell (G1) Materialeigenschaften (material parameters) Geometrie Wahl des FEM-Netzes (Meshgeneration) Auflager und Lastfälle (Supports andactions)	44 45 45 45 47 50 51 51
 4.2 4.2.1 4.2.2 4.3 4.3.1 4.3.2 4.3.3 4.3.4 4.3.5 	ATENA 2D – Kurze Programmbeschreibung Vorgehensweise der FEM-Modellierung Rahmen und Zielsetzungen der Modellierung Auffälligkeiten bei der Modellfindung Endmodell (G1) Materialeigenschaften (material parameters) Geometrie Wahl des FEM-Netzes (Meshgeneration) Auflager und Lastfälle (Supports andactions) Lösungsparameter (solution parameters)	44 45 45 45 47 50 51 51 52
 4.2 4.2.1 4.2.2 4.3 4.3.1 4.3.2 4.3.3 4.3.4 4.3.5 4.3.6 	ATENA 2D – Kurze Programmbeschreibung Vorgehensweise der FEM-Modellierung Rahmen und Zielsetzungen der Modellierung Auffälligkeiten bei der Modellfindung Endmodell (G1) Materialeigenschaften (material parameters) Geometrie Wahl des FEM-Netzes (Meshgeneration) Auflager und Lastfälle (Supports andactions). Lösungsparameter (solution parameters)	44 45 45 45 47 50 51 51 52 53

4.4	Erkenntnisse der FEM-Berechnung54
4.5	Vergleich der experimentellen mit den theoretischen Untersuchungen55
4.5.1	Allgemeines
4.5.2	V-R-1
4.5.3	V-R-2
4.5.4	V-R-3
4.5.5	V-R-4
4.5.6	V-E-1
4.5.7	V-E-2
4.5.8	V-E-3
4.5.9	V-E-471
4.5.10	Übersicht73
5	Vorläufiges Bemessungskonzept74
5.1	Allgemeines74
5.2	Erkenntnisse aus den Versuchen mit runden Öffnungen und Dübelleisten
5.3	Vorläufiges Bemessungskonzeptes für runde Öffnungen mit Dübelleisten
5.4	Ermittlung des Traganteils der Dübel76
5.5	Vergleich des Bemessungsansatzes mit den Versuchsergebnissen
6	Fazit und Ausblick80
7	Literaturverzeichnis
8	Anhang A – Zeichnungen der hergestellten Versuchskörper
8.1	Querschnitte
8.2	Grundrisse
9	Anhang B – Einzelergebnisse der Laborversuche
9.1	Randbedingungen aller Versuche
9.2	Versuche mit runden Einzelöffnungen84
9.2.1	Versuch V-R-1
9.2.2	Versuch V-R-294
9.2.3	Versuch V-R-3107
9.2.4	Versuch V-R-4117
9.2.5	Versuch V-R-5127
9.2.6	Versuch V-R-6135

9.3	Versuche mit eckigen Einzelöffnungen	144
9.3.1	Versuch V-E-1	144
9.3.2	Versuch V-E-2	155
9.3.3	Versuch V-E-3	169
9.3.4	Versuch V-E-4	182
9.3.5	Versuch V-E-5	195
9.4	Versuche mit runden Öffnungsgruppen	201
9.4.1	Versuch V-G-1	201
9.4.2	Versuch V-G-2	208
9.4.3	Versuch V-G-3	221

1 Ausgangssituation

1.1 Allgemeines

Im Hochbau kommen immer öfter Stahlbetondecken mit integrierten Leitungsführungen zur Ausführung. Hierdurch werden verschiedene Vorteile erzielt:

- Reduzierung von Geschosshöhen mit den Effekten
 - · Verringerung des zu beheizenden Gebäudevolumens,
 - · Kostenreduzierung durch kleinere Gebäudehülle,
 - wirtschaftliche Ausnutzung des zulässigen Bauvolumens.
- dynamische Nutzung der Betonspeichermassen insbesondere für den sommerlichen Wärmeschutz in Innenräumen,
- Durchleitung von Luftströmen für Belüftung und Temperierung von überdachten Innenhöfen, z. B. auch in Kombination mit Erdwärmetauschern oder Luftführung durch Bodenplatten und Kellerräume.

Neben Leerrohren für Elektroinstallationen werden sowohl flüssigkeits- als auch luftführende Kanäle in Tragwerke integriert. Es werden kreisrunde Leitungen aber auch rechteckige (Flach-)Kanäle eingebaut. Praxisbeispiele sind in Abbildung 1dargestellt.



Abbildung 1: Praxisbeispiele für Installationsdecken

Wird dabei die Speichermasse des Betons mit seiner hohen spezifischen Wärmekapazität aktiviert, kann dies in Hinblick insbesondere auf den sommerlichen Wärmeschutz im Rahmen des energetischen Gesamtkonzepts teure Klimaanlagen mit hohem Energieverbrauch entbehrlich machen.

Grundsätzlich sind Stahlbetondeckenquerschnitte außerhalb der Biegedruckzone nicht voll ausgenutzt. Der Querschnitt kann also in diesem Bereich für Leitungsführungen sinnvoll genutzt werden, sofern die Querkrafttragfähigkeit nicht unzulässig abgemindert wird.

Die Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetondecken fällt jedoch sowohl beim Einbau größerer Leitungsquerschnitte als auch bei Anhäufung kleiner Leitungen stark ab, so dass in vielen Fällen Querkraftbewehrung erforderlich wird [11].

Gebremst wurde der Trend zur Bauteiltemperierung dadurch, dass im Massivbau bis vor kurzem keine Bemessungsregeln für Platten mit integrierten Leitungsführungen vorlagen. Für die Tragfähigkeit von einachsig gespannten Platten ohne Querkraftbewehrung konnten allerdings jetzt

von [Schnell, Thiele] Bemessungsregeln vorgeschlagen werden, die auch in die Neuauflage von Heft 525 [1] aufgenommen wurden.

Ist die Querkraft größer als unter Berücksichtigung von [1] aufnehmbar, fehlen bisher allerdings Bemessungsregeln, nach denen eine örtliche Bewehrung im Bereich der Leitungsführungen dimensioniert werden könnte.

In der Praxis führt dies nicht selten zur Ablehnung und Verhinderung solcher Systeme durch Tragwerksplaner und Prüfingenieure.

In diesem Forschungsvorhaben sollen deshalb einachsig gespannte Stahlbetondecken mit unterschiedlichen Arten der Leitungsführung hinsichtlich ihrer Querkrafttragfähigkeit untersucht werden.

Ziel ist die Definition eines Widerstandswertes der Querkrafttragfähigkeit von örtlich bewehrten Stahlbetonplatten in Verbindung mit Konstruktionsregeln zur Anordnung der Öffnungen und dem Tragwerksplanern ein zuverlässiges Bemessungskonzept zur Verfügung zu stellen, das eine Realisierung innovativer gebäudetechnischer Konzepte erlaubt, ohne dass einerseits Standsicherheitsdefizite oder andererseits unnötig hohe Kosten für Bewehrungsaufwand entstehen.

Das Tragverhalten soll anhand experimenteller Untersuchungen erforscht werden und der Versuch einer Parameterstudie gestartet werden.

1.2 Projektbegleitung / Wissenschaftlicher Beirat

Das Projekt wurde seitens des BBR begleitet von:

Dr. Michael Simon, Dipl.-Ing. Dipl.-Kfm.

Fraunhofer Informationszentrum Raum und Bau Bundesinstitut für Bau-, Stadt- und Raumforschung im Bundesamt für Bauwesen und Raumordnung/Zukunft Bau Deichmanns Aue 31-37 53179 Bonn

Als Mitglieder des Wissenschaftlichen Beirats wurden vom BBR berufen:

Prof. Dr.-Ing. Josef Hegger

Rheinisch-Westfälische Universität Aachen Lehrstuhl und Institut für Massivbau Mies-van-der-Rohe-Straße 1 52074 Aachen (0241) 80 25170 heg@imb.rwth-aachen.de

Dr.-Ing. Frank Fingerloos

Deutscher Beton- und Bautechnikverein Kurfürstenstraße 129 10785 Berlin (030) 236096-37 fingerloos@betonverein.de

Dipl.-Ing. Vera Häusler

Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt) Leiterin des Referats I 1 Beton-, Stahlbeton- und Spannbetonbau; Standsicherheit Kolonnenstr. 30 B 10829 Berlin (030) 78730 363 vha@dibt.de

Dr.-Ing Udo Wiens

Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb) im DIN Deutsches Institut für Normung e. V. Burggrafenstraße 6 10787 Berlin Tiergarten (030) 2601 2039 udo.wiens@din.de

Am 16. Oktober 2009 fand eine Sitzung des Beirats an der TU Kaiserslautern statt. Dabei wurden u. a. eine Präzisierung der Bearbeitungsschwerpunkte und insbesondere Festlegungen zu den durchzuführenden experimentellen Untersuchungen zur Tragfähigkeitssteigerung von Installationsdecken durch Querkraft-Bewehrungselemente vorgenommen.

1.3 Bearbeitungsschwerpunkte

Der vorliegende Bericht orientiert sich in seiner Gliederung an den durchgeführten Bearbeitungsschritten. Nach einem Überblick über die Ausgangssituation wird im zweiten Kapitel das durchgeführte Versuchsprogramm beschrieben. In diesem Zusammenhang werden die Rahmenbedingungen der durchgeführten Versuche im Detail erläutert.

Danach werden im dritten Kapitel ausführlich die Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen dargestellt. Dieser Abschnitt wird durch eine tabellarische Zusammenstellung aller relevanten Ergebnisse ergänzt.

Kapitel vier widmet sich dann der Beschreibung einer möglichen Nachrechnung mit Hilfe der Finite-Elemente-Methode.

Auf Grundlage der experimentellen Untersuchungen wird in Kapitel fünf der Ansatz eines Bemessungskonzepts vorgestellt. Der Forschungsbericht schließt mit einem Ausblick in Kapitel sechs ab.

1.4 Danksagung

Die Verfasser bedanken sich bei Herr Dr. Simon für die konstruktive Begleitung des Projektes und bei den Mitgliedern des Wissenschaftlichen Ausschusses für ihre vielfältigen wertvollen fachlichen Anregungen ganz herzlich.

Die Bearbeitung des Projektes und der Aufbau eines profilbildenden Schwerpunktes *Tragfähigkeit von Installationsdecken mit und ohne Querkraft-Bewehrungselemente* an der TU Kaiserslautern wäre ohne finanzielle und ideelle Unterstützung zahlreicher Stellen nicht möglich gewesen. Auch hierfür wird an dieser Stelle ganz ausdrücklich gedankt.

Der Forschungsbericht wurde mit Mitteln des Bundesamtes für Bauwesen und Raumordnung (BBR) im Rahmen der Forschungsinitiative ZukunftBau gefördert (Aktenzeichen: Z 6 - 10.08.18.7-08.39/ II

2-F20-09-1-042). Zusätzlich sind in das Projekt umfangreiche Barmittel der Firma Halfen GmbH eingeflossen.

1.5 Normative Regeln zur Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonplatten ohne Querkraftbewehrung

Bauteile ohne Querkraftbewehrung erreichen ihre Querkrafttragfähigkeit durch die Traganteile Verzahnen der Rissufer, Dübelwirkung der Längsbewehrung, Tragwirkung der ungerissenen Druckzone und Zugtragfähigkeit im Bereich der Bruchprozesszone. Zur Berücksichtigung der Traganteile der ungerissenen Betondruckzone und der Dübelwirkung der Längsbewehrung hängt die Formel zur Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit von biegebewehrten Bauteilen ohne Querkraftbewehrung sowohl vom Längsbewehrungsgrad als auch von der Betondruckfestigkeit ab. Eine Drucknormalkraft wirkt sich positiv auf die Querkrafttragfähigkeit aus.

Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit biegebewehrter Bauteile ohne Querkraftbewehrung ist gemäß DIN 1045-1, Gleichung 70 [2]:

$$V_{Rd,ct} = \left[\frac{0,15}{\gamma_c} \cdot \kappa \cdot \eta_1 \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} - 0,12 \cdot \sigma_{cd}\right] \cdot b_w \cdot d$$

Mindestwert der Querkrafttragfähigkeit biegebewehrter Bauteile ohne Querkraftbewehrung ist gemäß DIN 1045-1, Gleichung 70a [2]:

$$V_{Rd,ct,\min} = \left[\eta_1 \cdot v_{\min} - 0, 12 \cdot \sigma_{cd} \right] \cdot b_w \cdot d$$
$$v_{\min} = \frac{\kappa_1}{\gamma_c} \cdot \sqrt{\kappa^3 \cdot f_{ck}}$$

 γ_c Teilsicherheitsbeiwert für bewehrten Beton

$$\kappa$$
 Maßstabsfaktor $\kappa = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \le 2,0 \ \kappa = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \le 2,0$

 η_1 = 1,0 für Normalbeton

$$\rho_{l}$$
 Längsbewehrungsgrad $\rho_{l} = \frac{A_{sl}}{b_{w} \cdot d} \le 0.02 \rho_{l} = \frac{A_{sl}}{b_{w} \cdot d} \le 0.02$

A_{st} Fläche der wirksam verankerten Zugbewehrung

 b_w kleinste Querschnittsbreite innerhalb der Zugzone

d statische Nutzhöhe der Biegbewehrung im betrachteten Querschnitt

f_{ck} charakteristischer Wert der Betondruckfestigkeit [N / mm²]

σ_{cd} Bemessungswert der Betonlängsspannung

$$\sigma_{cd} = \frac{N_{Ed}}{A_c} [\text{ N / mm^2]}$$

 $\kappa_1 = 0,0525 \, \text{für} \, d \le 600 mm$

 $= 0,0375 \, \text{fürd} \ge 800 \, \text{mm} \, d \ge 800 \, \text{mm}$

im Bereich $600mm \le d \le 800mm$ darf κ_1 linear interpoliert werden.

1.6 Regeln zur Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonplatten ohne Querkraftbewehrung mit integrierter Leitungsführung

Die Tragfähigkeit von Stahlbetondecken ohne Querkraftbewehrung mit integrierter Leitungsführung wurde in [8] und [9] untersucht. Die Reduktion der Tragfähigkeit von Stahlbetondecken ohne Querkraftbewehrung mit integrierter Leitungsführung gegenüber von ungeschwächten Decken wird durch die Einflussparameter Öffnungsdurchmesser, statische Nutzhöhe, und Lage der Öffnungen im Querschnitt beeinflusst. Seit 2010 besteht die Möglichkeit, die Querkrafttragfähigkeit von solchen leitungsführenden Stahlbetondecken ohne Querkraftbewehrung mit Hilfe eines in [1] vorgeschlagenen Faktors k_o nach [1] Gleichung H10-1.1 abzumindern. Für nebeneinander liegenderunde Öffnungen mindestens 3d_o beträgt. Wird diese Voraussetzung nicht eingehalten, so sollen die nebeneinander liegenden Öffnungen wie eine zusammenhängende rechteckige Öffnung behandelt werden.

$$V_{Rd,ct,o} = \left(k_0 \cdot \frac{0.15}{\gamma_c} \cdot \kappa \cdot \eta_1 \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} - 0.12 \cdot \sigma_{cd}\right) \cdot b_w \cdot d$$

- σ_{cd} > 0 für Zugspannungen, die günstige Wirkung von Druckspannungen sollte vernachlässigt werden
- $\begin{array}{ll} k_0 & \mbox{Abminderungsbeiwert für die Öffnungen (siehe Abbildung 2)} \\ \mbox{a) runde Öffnungen im gezogenen Querschnittsbereich mit } 0,2 \leq d_0 / d \leq 0,5 : \\ k_0 = 1,0 d_0 / d \\ \mbox{b) runde Öffnung im gedrückten Querschnittsbereich mit } 0,2 \leq d_0 / d \leq 0,5 : \\ k_0 = 1,1 d_0 / d \\ \mbox{c) rechteckige Öffnungen mit } b_0 / d_0 < 5 : \\ k_0 = 0,95 \frac{d_0}{d} \left(\frac{d_0}{d} 0,03\right) \cdot \ln\left(\frac{b_0}{d_0}\right) \end{array}$



Abbildung 2: Querkrafttragfähigkeit ohne Querkraftbewehrung mit Öffnungen[1]

- 1.7 Tastversuche zur Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonplatten ohne Querkraftbewehrung mit integrierter Leitungsführung mit örtlichen Querkraft-Bewehrungselementen
- 1.7.1 Experimentelle Voruntersuchungen

In einem ersten Schritt wurden an der TU Kaiserslautern Tastversuche durchgeführt, um zu zeigen, dass es möglich ist, die Tragfähigkeit von Installationsdecken durch örtliche Querkraft-Bewehrungselemente zu steigern und bei kleineren Öffnungen sogar die Tragfähigkeit des ungeschwächten Querschnitts wiederherzustellen [8].

Untersucht wurden Bauteile mit den Abmessungen nach Abbildung 2. Die Öffnungsgröße betrug zwischen $d_{\emptyset}/d = 0,23$ und 0,35 was nach [1] zu einer Reduzierung der Querkrafttragfähigkeit von ungefähr 23% bzw. 35 % führt. Es wurden Querkraftbewehrungselemente mit einem sogenannten Schubkonzentrationsfaktor (s. a. Abschnit 2.3.9) von

$$S_{V,Rm,ct} = f_{yk} \cdot A_{sw} / V_{Rm,ct} = 0.96 \div 1.85$$

eingebaut. Als Querkraftbewehrungselemente wurden konventionelle Bügel und gerippte Dübelleisten des Typs HDB-S verwendet.

Als Ergebnis konnte festgestellt werden, dass es in allen Versuchen zu einem Versagen der Trägerseite ohne Öffnung kam. Die Tragfähigkeit des geschwächten Trägers mit örtlichen Querkraft-Bewehrungselementen war in diesen Versuchen somit größer als die Tragfähigkeit des gleichen Trägers ohne Öffnung (siehe Tabelle 1).



Abbildung 2: Abmessungen der Tastversuchskörper[11]

Versuch	f _{ck}	Versagenslast	Öffnungsdurchmesser	Bewehrungstyp	As,q	Versagen
	[N/mm²]	[kN]	[mm]	Querkraftbewehrung	[cm ²]	
T 328	24,2	254	75	HDB -10/205 -3/420	2,4	Trägerseite ohne Öffnung
T 329	24,6	253	75	HDB -12/205 -3/420	3,4	Trägerseite ohne Öffnung
T 330	24,6	259	75	HDB -14/205 -3/420	4,6	Trägerseite ohne Öffnung
T 331	24,2	256	50	HDB -10/205 -3/420	2,4	Trägerseite ohne Öffnung
T 332	24,6	238	50	HDB -12/205 -3/420	3,4	Trägerseite ohne Öffnung
T 333	24,6	248	50	HDB -14/205 -3/420	4,6	Trägerseite ohne Öffnung
T 334	24,6	173	75	-	-	Trägerseite mit Öffnung
T 335	24,2	214	50	-	-	Trägerseite mit Öffnung
T 336	25,0	264	-	-	-	-
T 337	24,9	249	75	Bügel BSt 500/550	3,0	Trägerseite ohne Öffnung

Tabelle 1: Ergebnisse der experimentellen Tastversuche [11]

1.7.2 Bestätigung der Voruntersuchungen durch eine numerische Nachrechnung

Die Tastversuche wurden mit Hilfe des Finite-Elemente-Programms "ATENA 2D" nachgerechnet. Alle Randbedingungen wie Bauteilabmessungen, Längsbewehrungsgrad und Betonfestigkeit wurden nach den durchgeführten Tastversuchen abgebildet. Die Versuchsergebnisse konnten bestätigt werden und es wurde deutlich, dass bei den getesteten Öffnungen auch mit geringeren Schubkonzentrations-faktoren die Tragfähigkeit des ungeschwächten Bauteils wieder hergestellt werden kann (siehe Tabelle 2). In diesem Zuge wurde auch untersucht, welchen Einfluss die Lage der örtlichen Bewehrung auf die Tragfähigkeit hat und es konnte festgestellt werden, dass eine Bewehrungsreihe auf der Auflagerseite zu einer deutlich geringeren Tragfähigkeit führt, als die gleiche Bewehrung auf der Lastseite der Öffnung (siehe Tabelle 2 und Abbildung 3).

			Bewehrungs-			Versagensbereich /
Versuch	Aufhängebewehrung	S _{V,Rm,ct}	anordnung	FE-Bruchlast	F/Fu	Querkraftbewehrung
FE-25-O-1	keine	-	-	126,7	-	-
FE-25-R75-1	keine	-	-	94,16	0,74	geschwächter Bereich
			Lasteinleitungs-			ungeschwächter Bereich
FE-25-R75-2	2,4 cm ²	1,00	seite	122,4	0,97	Bewehrung nicht im Fließen
			Lasteinleitungs-			ungeschwächter Bereich
FE-25-R75-3	1,5 cm ²	0,63	seite	121,5	0,96	Bewehrung im Fließen
						geschwächter Bereich
FE-25-R75-4	2,4 cm ²	1,00	Auflagerseite	113,8	0,90	Bewehrung nicht im Fließen
						geschwächter Bereich
FE-25-R75-5	1,5 cm ²	0,63	Auflagerseite	113,8	0,90	Bewehrung im Fließen
FE-25-R75-6	2,4 cm ²	1,00	Wendel	120,7	0,95	geschwächter Bereich

Tabelle 2: Ergebnisse der numerischen Tastversuche



Abbildung 3: Ergebnisse der numerischen Tastversuche

2 Versuchsprogramm

2.1 Allgemeines

Im Rahmen des vorliegend beschriebenen Forschungsvorhabens wurde ein Versuchsprogramm erarbeitet, dass Erkenntnisse über die Versagenslasten, die Bruchbilder und den Einfluss der Querkraftbewehrung auf die Tragfähigkeit der Bauteile liefern soll. Im Folgenden werden das konzipierte Versuchsprogramm und die Randbedingungen zu den durchgeführten experimentellen Untersuchungen vorgestellt.

2.2 Anordnung von Öffnungen und Querkraftbewehrung

2.2.1 Allgemeines

Es wurden Versuche mit runden und eckigen Einzelöffnungen sowie Öffnungsgruppen mit runden Öffnungen durchgeführt.

2.2.2 Versuche mit runden Einzelöffnungen:

In Abbildung 4 ist der Trajektorien-Verlauf einer Stahlbetondecke dargestellt. Durch Öffnungen wird der Trajektorien-Verlauf gestört, wodurch es zu einer Tragfähigkeitsreduzierung kommt. Durch den Einbau der örtlichen Querkraftbewehrung soll die Tragfähigkeit gesteigert werden. Es konnte festgestellt werden, dass die mittlere Querkrafttragfähigkeit V_{Rm,ct} durch eine einzelne Bewehrungsreihe auf der Lastseite zu erreichen ist. Aus diesem Grund wurden Versuche mit einer Bewehrungsreihe und geringen Bewehrungsgraden durchgeführt (Abbildung 5). Als Sonderbauteile wurden neben Dübelleisten auch eine Wendel getestet. Davon wurde erwartet, dass das Zusammenhalten der Rissufer durch die Wendelbewehrung die Tragfähigkeit ebenfalls erhöhen kann.



Abbildung 4: Trajektorien-Verlaufs einer Stahlbetondecke



Abbildung 5: Versuchskörper mit runden Öffnungen

2.2.3 Versuche mit eckigen Einzelöffnungen:

Voruntersuchungen mit dem FE-Programm Atena 2D bestätigten ebenfalls, dass die Querkrafttragfähigkeit durch eine Bewehrungsreihe auf der Lastseite zu steigern ist. Durch eine Bewehrungsreihe vor und nach der Öffnung wurde jedoch eine wesentlich höhere Tragfähigkeit erreicht, weshalb auch dieser Fall untersucht wurde (Abbildung 6). Neben Dübelleisten wurden auch Huteisen als Querkraftbewehrung geprüft. Als Sonderbauteil wurde auf eine Querkraftbewehrung verzichtet und ein Flachkanal aus Faserzement des Herstellers Novacret Faserbaustofftechnik GmbH mit ca. 17 mm Wandstärke eingesetzt.



Abbildung 6: Versuchskörper mit eckigen Öffnungen

2.2.4 Versuche mit runden Öffnungsgruppen

Durch die Versuche mit Öffnungsgruppen sollte untersucht werden, wie sich die untersuchten runden Öffnungen verhalten, wenn mehrere Öffnungen hintereinander angeordnet sind.

Der lichte Abstand zwischen den Öffnungen wurde zu 50% des Öffnungsdurchmessers gewählt. Dieser Abstand sollein möglicher minimal zulässige Abstand in der Baupraxis repräsentieren.



Abbildung 7: Versuchskörper mit runden Öffnungsgruppen

2.2.5 Übersicht des Versuchsprogramms

Es wurden insgesamt 14 Bauteilversuche durchgeführt. Dabei wurden runde Einzelöffnungen und Öffnungsgruppen, sowie rechteckige Öffnungen untersucht. Abbildung 8 und Tabelle 3 geben eine Übersicht über das erarbeitete Versuchsprogramm.



Abbildung 8: Versuchsprogramm – Übersicht

Versuch	Öffnung	Bewehrungstyp	Schubkonzentrations-
			faktor
V-R-1		Referenzversuch - keine	
V-R-2		einseitiger Doppelkopfanker	1,00
V-R-3	Rund	einseitiger Doppelkopfanker	0,75
V-R-4	dØ = 0,5d	einseitiger Doppelkopfanker	0,50
V-R-5		einseitige Bügel	1,00
V-R-6		Wendel	1,00
V-E-1		Referenzversuch - keine	
V-E-2		einseitiger Doppelkopfanker	1,00
V-E-3	Eckig	beidseitiger Doppelkopfanker	1,00
V-E-4	hxl = 0,5d x 0,75d	Hutstäbe	1,00
		mit Flachkanal aus	
V-E-5		Faserzementbeton	
V-G-1	Öffnungsgruppo	Referenzversuch - keine	
V-G-2	2 v rund	3 Doppelkopfankerreihen	0,75
V-G-3		2 Doppelkopfankerreihen	0,75

Tabelle 3: Versuchsprogramm – Übersicht

2.3 Werkstoffe und Geometrie

2.3.1 Erzwingen des Versagens im Öffnungsbereich

Um ein Querkraftversagen im Bereich der Öffnung zu erzwingen, wurde das Verhältnis der Abstände zwischen Auflager und Lasteinleitung so gewählt, dass im Bereich der Öffnung eine ca. 20 % höhere Querkraft vorliegt, als im ungeschwächten Bereich (Abbildung 9). Außerdem wurde die Längsbewehrung so dimensioniert, dass ein Verhältnis M_{Biegeversagen} / M_{Schubversagen} von ungefähr 1,2 vorlag.



Abbildung 9: Verhältnis der Abstände zwischen der Lasteinleitung und den Auflagern

2.3.2 Einsatz eines höher festen Stahls für die Längsbewehrung

Um den Längsbewehrungsgrad realistisch abbilden zu können, wurde der Ankerstabstahl St 900/1100 (AWM 1100) der Annahütte gewählt [13]. Die geringfügig höhere bezogene Rippenfläche des Stabstahls mit Gewinderippen wurde toleriert. Ein Vergleich der bezogenen Rippenfläche zeigt Tabelle 4. Die Berechnung der bezogenen Rippenfläche erfolgt nach [5]. Danach besteht die Möglichkeit die Bezogene Rippenfläche annäherungsweise durch das Verhältnis von der Rippenhöhe zu dem Achsabstand abzuschätzen, oder die Bezogene Rippenfläche genau zu errechnen.



$$f_R = \frac{A_R}{A_s} = \frac{2\pi \cdot \left(r_s + \frac{h_R}{2}\right) \cdot h_R}{2\pi \cdot \left(r_s + h_R\right) \cdot \ell_d} \approx \frac{h_R}{s_R}$$

Abbildung 10: Berechnung der bezogenen Rippenfläche nach [5]

	ds	r _s	h _R	b _R	S _R	Bezogene R	ippenfläche
	Stabstahl- durchmesser	Stabstahl- radius	Höhe der Rippen	Breite der Rippen	Achsabstand der Rippen	h _R /s _R	genau
B 500	14	7	0,91	1,4	8,4	0,11	0,12
St 900/1100	15	7,5	1	2,8	10	0,10	0,13
B 500	16	8	1,04	1,6	9,6	0,11	0,12

2.3.3 Schubschlankheit a/d und Abstand der Öffnung zum Auflager

Unter der Berücksichtigung, dass es innerhalb des Schubtals von Kani [4] zu einem Querkraftversagen kommt, wurde eine Schubschlankheit a/d von 4,5 gewählt. Der Abstand des Auflagers zur Aufhängebewehrung sollte mindestens 3,0.d betragen um ein Tragverhalten analog auflagernaher Einzellasten zu vermeiden. Bei einem Druckstrebenneigungswinkel von 30° und der Annahme z= 0,85.d ergibt sich eine Mindestmaß von l= 0,85.d/tan(30°)= 1,5.d für den Abstand zwischen Aufhängebewehrung und Lasteinleitung.



Abbildung 11: Abstand der Öffnung zum Lager und zur Lasteinleitung

2.3.4 Breite der Versuchskörper

Die Breite der Versuchskörper wurde so gewählt, dass eine sinnvolle Verteilung der Querkraft-Bewehrungselemnente möglich wurde. Es ergab sich eine Breite von 630 mm. Diese Breite ist wesentlich geringer, als 5,0 x h, dem Grenzkriterium für Platten ohne Mindestquerkraftbewehrung nach DIN 1045-1, Abschnitt 10.3.1 (2) [2]. Dies wird durch folgende Überlegungen gerechtfertigt:

- Bereits Kani konnte nachweisen, dass eine lineare Abhängigkeit zwischen der Bauteilbreite und der Querkrafttragfähigkeit besteht [4].
- Die Versuche liegen in Bezug auf mögliche Fehlstellen auf der sicheren Seite.

2.3.5 Bauteilhöhe

Alle Versuche werden mit der gleichen Bauteilhöhe durchgeführt um die Ergebnisse vergleichen zu können. Die Bauteilhöhe wird zu 30 cm gewählt, was einer praxisüblichen Deckendicken von Installationsdecken entspricht.

2.3.6 Größe und Lage der Öffnungen

Die Höhe der Öffnungen soll der Hälfte der statischen Nutzhöhe entsprechen, was ebenfalls eine mögliche maximal zulässige Höhe in der Baupraxis darstellen soll. Die eckigen Öffnungen werden bei gleicher Höhe und einer Breite von 1,5 x h getestet. Alle Öffnungsmittelpunkte liegen auf der Bauteilschwerachse.

2.3.7 Betonfestigkeit

Für alle Versuche wurde zur besseren Vergleichbarkeit eine Würfeldruckfestigkeit bei trockener Lagerung der Probewürfel von $f_{cm,cube,dry}$ = 30 MN/m² angestrebt.

2.3.8 Betondeckung

Für den gesamten Versuchskörper wurde die minimal zulässige Betondeckung nach DIN 1045-1, Abschnitt 6.3 [2] gewählt. Hieraus ergab sich für die Längsbewehrung aufgrund der Verbundwirkung des Längsstabes mit einem Durchmessersvon 15 mm ein c_{nom} von 25 mm. An allen anderen Rändern des Versuchskörpers wurde ein c_{nom} von 20 mm gewählt [2].

2.3.9 Querkraftbewehrungselemente

In dem Versuchsprogramm wurden sowohl konventionelle Bewehrung B500 nach DIN 488-2 [3] in Form von Huteisen als auch Doppelkopfanker mit glattem Schaft nach allgemeiner bauaufsichtlicher Zulassung [14] (Halfen Dübelleiste HDB-G) eingesetzt.

Die Anzahl der Querkraftbewehrungselemente wurde so gewählt, dass ein Schubkonzentrationsfaktor (s. u.) $S_{V,Rm,ct}$ von 1,0, 0,75 oder 0,5 x $V_{Rm,ct}$ realisiert wurde. Je nach gewünschter Querkraftbewehrung wurden 4, 3 oder 2 Doppelkopfanker mit einem Schaftdurchmesser d=10 mm eingesetzt.

Der Schubkonzentratiosnfaktor beschreibt das Verhältnis zwischen der Tragfähigkeit der Querkraftbewehrung bei charakteristischen Materialeigenschaften zur mittleren Querkrafttragfähigkeit.

Schubkonzentrationsfaktor:
$$S_{V,Rm,ct} = \frac{f_{yk} \cdot A_{sw}}{V_{Rm,ct}} = 1,0 \text{ oder } 0,75 \text{ oder } 0,5$$

Die Versuchskörper sind in Abbildung 12 und Abbildung 13 dargestellt.



Abbildung 12: Längsschnitt aller Versuchskörper





Abbildung 13: Ausschnitt der Längsschnitte aller Versuchskörper

2.4 Verwendete Materialien

Die verwendeten Materialien sind in Tabelle 5 aufgeführt.

Bewehrung	Bezeichnung	Geometrie	Materialkennwerte
Zugstab	Ankerstabstahl	6ø15	Zulassung Z-12.5-96
	St 900/1100		Prüfung TU KL
			Siehe Abschnitt 0
Querbewehrung	Stabstahl	ø 14 - 25	nach DIN 488-2
	B500		
Beton	f _{cm,cube,dry} :	-	Prüfung TU KL
	~ 30 N/mm²		Siehe Abschnitt 3.5.1
örtliche Querkraft-	Glatte Dübelleisten	ø10/255	gemäß Zulassungen:
bewehrung	Typ HDB-G		Z-15.1-264
	gebogener	ø 10	nach DIN 488-2
	Stabstahl B500		
	Faserzementkanal	t=17 mm	Prüfung TU KL
			Siehe Abschnitt 0

Tabelle 5: Verwendete Materialien

2.5 Messtechnik

Zur Dokumentation der Versuche wurden verschiedene Messtechniken verwendet. Die Messdaten der Zylindersteuerung sowie der Wegaufnehmer wurden automatisch während des Versuches digital aufgezeichnet. Die Setzdehnungsmessung erfolgte nach jedem Lastschritt bei ausgewählten Versuchen durch das Gerät 2D-Fugenspalt der Firma Richter Deformationstechnik GmbH [10]. Die Rissbreiten wurden unter Verwendung einer Risskarte ebenfalls nach jedem Lastschritt dokumentiert. Um entstehende Risse akustisch wahrnehmen zu können, kam ein Rissmikrofon zum Einsatz. Zusätzlich wurde eine Fotodokumentation angefertigt.

In der folgenden Abbildung 14 ist ein Überblick über die Anordnung der Messtechnik gegeben:



Abbildung 14: Übersicht der Messtechnik

2.5.1 Dehnmessstreifen (DMS)

Um die Beanspruchung der Längsbewehrung, der Anker und des Betons bewerten zu können, wurden an ausgewählten Stellen Dehnungsmessstreifen (DMS) angebracht. Die bei den Versuchen verwendete DMS stammen von der Firma Hottinger Baldwin Messtechnik GmbH (HBM). Es handelt sich um den Typ 1-LY11-6/120. Die DMS der Längsbewehrung befindet sich direkt unter der Lasteinleitung des Versuchskörpers, vgl. Abbildung 14. Sie waren seitlich angebracht, um Messfehler z.B. infolge von Krümmung zu vermeiden(siehe Abbildung 15).



Abbildung 15: DMS Längsbewehrung

Auf die Anker wurden je nach Schubkonzentration insgesamt bis zu zehn DMS appliziert. Es handelt sich bei den DMS um den gleichen Typ, der bereits bei den Längseisen verwendet wurde. Grundsätzlich waren immer zwei gegenüberliegende DMS in Stegmitte angebracht, um Querbiegungen auszugleichen. An einem Anker waren bis zu drei DMS-Paare über die Höhe befestigt. Somit konnten die Dehnungen auch ober- bzw. unterhalb der Schwerachse aufgezeichnet werden (Abbildung 16, Abbildung 17 und Abbildung 18).



Abbildung 16: Dübelleiste mit DMS



Abbildung 17: Eingebaute Dübelleiste (Versuch V-R-2)

Nachfolgend ist ein Beispiel für die genauen Lage und Bezeichnung der DMS in den entsprechend Schnitten dargestellt, wodurch beim Einsehen der Daten in Diagrammen und Tabellen die Position der DMS festgestellt werden kann. Die Lage und Bezeichnung der DMS ist für alle Versuchskörper in Anhang A dargestellt.



Abbildung 18: Positionen der DMS: Querschnitt

(DMS 2)	(DMS 2
(DMS 17,18)	
 (DMS 13,14,15,18)	
(DMS 1)	(DMS 1)
+ (DM811,12)	

Abbildung 19: Positionen der DMS: Draufsicht

Auf dem Beton wurde über der Öffnung in Bauteilmitte eine Beton-DMS 1-LY-100/120 zur Messung der Betondehnung angebracht.



Abbildung 20: Beton-DMS1-LY-100/120 mittig über den Bauteilöffnungen

2.5.2 Wegaufnehmer

Insgesamt wurden acht Wegaufnehmer (WA) verwendet. Anhand der Messdaten von WA 1-6 wurde bei der Versuchsauswertung die Biegelinie des Versuchskörpers erstellt. Bei den Wegaufnehmern handelte es sich um den Typ W20 TS (Messbereich: ±20mm) der Firma HBM. Die WA 1 und 6 wurden mittig über den Auflagern angebracht, WA 2-5 dagegen mittig unter dem Versuchskörper befestigt.

Im Gegensatz zu WA 1-6 wurden WA 7 und 8 am Versuchskörper befestigt. Mit ihnen wurde die Rissbreite im Bereich der Öffnung gemessen, wobei im Zustand I die Betonverformungen näherungsweise gemessen werden konnten. Für WA 7 und 8 wurde der Typ ist V10TK (Messbereich: ±10mm) verwendet. Abbildung 21 zeigt WA 7 (rechts) auf der Lasteinleitungsseite und WA8 (links) auf der Auflagerseite.



Abbildung 21: Wegaufnehmer 8 und 7 am Beispiel des Versuchskörpers V-E-2

2.5.3 Setzdehnungsmessung bei den Versuchen V-R-1 + 2 und V-E-1 + 2

Nach jedem Lastschritt wurden mit dem Gerät 2D-Fugenspalt der Firma Richter Deformationstechnik GmbH die Abstände zwischen den Messmarken gemessen. Zunächst erfolgte anhand von einem INVAR-Einstell- und Kontrollstab die Kalibrierung des Messgerätes. Danach wurde in der in Abbildung 22 gezeigten Reihenfolge gemessen - zunächst horizontal, dann vertikal und schließlich diagonal. Vor jeder Richtungsänderung erfolgte eine erneute Kalibrierung des Gerätes, jeweils mit dem gleichen Kontrollstab. Vor Start jedes Versuches wurden zwei Durchgänge gemessen. In der nachfolgenden Abbildung sind die Wegstrecken 1-5 beim eckigen und 1-3 beim runden Versuch auf der Bauteiloberseite und entsprechend die Strecken 18-22 beim eckigen und 10-12 beim runden Versuch auf der Bauteilunterseite angetragen. Alle restlichen Messmarken sind an der Bauteilseite angeklebt.



Abbildung 22: Setzdehnmessung (Ausschnitt: V-E; V-R)

Anmerkungen zur Messgenauigkeit: Anhand der gemessenen Daten fiel auf, dass die Messergebnisse bereits bei der vor Versuchsbeginn stattfindenden Doppelmessung, Abweichungen von bis zu 0,01 mm aufwiesen. Zum Vergleich zeigt die Beton-DMS im gleichen Versuch diese Verformung erst bei einer Last von ca. 7 kN. Somit muss die Setzdehnungsmessung mit gewisser Vorsicht betrachtet werden. Aufgrund dieser Tatsache wurde bei den weiteren Versuchen auf die Setzdehnungsmessung verzichtet. Der Hersteller gibt an, dass je nach Zusammenstellung eine Messgenauigkeit von bis zu 5/1000 mm (= 0,005 mm) möglich ist, wobei der Messbereich in der Produktbeschreibung bereits bei 50 mm beginnt. Bei den Versuchen war der kleinste Messbereich 100 mm.

2.6 Versuchsaufbau

Die Lasteinleitung erfolgt mit einem servo-hydraulischen Prüfzylinder. Die maximale Prüflast beträgt 630 kN. Direkt auf dem Beton unter dem Lastverteilungsträger lag ein Elastomerlager. Zwischen Prüfzylinder und Lastverteilungsträger befand sich eine Kalotte, um Verdrehungen und Verschiebungen zu ermöglichen. Die Eigenlast des Lastverteilungsträgers und des Lastaufbaus betrug 0,5 kN.

Die Auflagerung erfolgte über Stahlplatten, die auf Rollenlagern lagen. Zwischen den Stahlplatten und dem Prüfkörper lag ein Elastomerlager.



Der Versuchsaufbau ist in Abbildung 23 abgebildet.

Abbildung 23: Versuchsaufbau

2.7 Versuchsablauf

Nach dem Einheben der Versuchskörper, dem Aufbau des Lastaufbaus und dem Anschließen der Messtechnik wurden vor Versuchsbeginn alle Messeinheiten überprüft und tariert. Somit sind in den aufgezeichneten Messdaten keine Anteile infolge von Eigenlasten vorhanden.

Die Belastung wurde weggesteuert gesteigert. Die Belastungsgeschwindigkeit betrug 3 mm/min. Jede Laststufe wurde mindestens drei Minuten gehalten. Dabei blieb der Zylinder aufgrund der Wegsteuerung in seiner Lage fixiert, wodurch die Last in diesem Zeitraum leicht abfiel. Zunächst wurde in 22,5 kN Schritten bis zum Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG) belastet. Die Bestimmung der Last des GZG erfolgte anhand Abschnitt 0. Die Laststufe GZG wurde insgesamt zehn Mal automatisch angefahren. In dieser Phase gab es jeweils eine Entlastungsstufe auf eine Versuchslast von 1 kN. Der Zylinder wurde eine Minute in dieser Position gehalten. Danach erfolgte eine weitere Belastung in 22,5 kN Schritten bis zum Bruch. Ein charakteristisches Zylinderkraft-Zeit Diagramm ist in Abbildung 24 dargestellt.

Die Belastung der Versuchskörper ist somit in drei Phasen eingeteilt:

- Phase 1: Belastung in 22,5 kN Schritten bis eine Laststufe vor GZG
- Phase 2: zehn Lastwechsel im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit
- Phase 3: weitere Belastung in 22,5 kN Schritten bis zum Versagen

Während der Versuche wurde der Rissfortschritt entsprechend der Laststufen eingezeichnet. Zusätzlich wurde dieser fotografisch dokumentiert. Außerdem wurden nach jeder Laststufe die Rissbreiten mit einer Rissmesskarte erfasst. Bei ausgewählten Versuchen fand eine Setzdehnungsmessung statt. Alle manuell getätigten Schritte wurden im Versuchsprotokoll mit Uhrzeit notiert.



Abbildung 24: Charakteristisches Zylinderkraft-Zeit-Diagramm

2.7.1 Ermittlung der Kräfte im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

Zur Ermittlung der Zylinderkraft für die zehn Lastwechsel im GZG wurde die Gebrauchslast wie folgt berechnet:

 V_{GZG} = $V_{u,erwartet}$ / γ_c / γ_F

- V_{u,erwartet} nach den ersten Berechnungen mit Atena 2D, bzw. der Abschätzung durch vorangegangene Versuche während der Versuchsdurchführung
- $\gamma_{c} = 1,5$
- $\gamma_F = (1,35 + 1,5) / 2 = 1,425$

Die berechnete Querkraft wurde mit dem Faktor 0,55 aus der Lage der Lastanordnung auf die Zylinderkraft umgerechnet.

 $F_{Zylinder,GZG} = V_{GZG} / 0,55$

3 Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen

3.1 Allgemeines

Im Folgenden sollen die Ergebnisse der durchgeführten experimentellen Untersuchungen vorgestellt werden. In Abbildung 25 sind die verwendeten Versuchskörper nach Durchführung der Belastungsversuche dargestellt.



Abbildung 25: Versuchskörper nach Belastung

3.2 Einzelergebnisse der Laborversuche

Alle einzelnen Ergebnisse aus den Laborversuchen werden in Anhang B dargestellt. Die Unterkapitel sind nach den verschiedenen Versuchen geordnet. Zunächst werden die Versuchsdaten, der Versuchsablauf und das Versagen erläutert. Zusätzlich werden Besonderheiten geschildert. Anschließend werden ausgewählte Diagramme und Bilder dargestellt und auf weitere besondere Merkmale und Vorkommnisse hingewiesen. In der folgenden Auflistung ist die Darstellung der Ergebnisse erläutert.

Textauswertung der Traglastversuche:

- Geometrie des Versuchskörpers
- verwendete Bewehrung
- Betoneigenschaften
- Versuchsablauf und Ergebnis (Unterteilung in drei Phasen

Diagramme, Tabellen und Bilder der Traglastversuche:

- Zylinderkraft-Zeitdiagramm

- Vertikalverformung WA 1-6
- WAN Öffnung Auflager- und Lastseite
- Dehnung Längseisen
- Beton DMS
- Biegelinie
- Rissauswertung an der Unterseite der Deckenplatte (inkl. Rissbreiten)
- Rissauswertung an der Längsseite der Deckenplatte (inkl. Rissbreiten)
- Querkraftbewehrung (Anker, Hutstab) DMS
- Kraft-Zeit-Diagramm: Querkraftbewehrung (Anker, Hutstab)
- Kraft-Querkraft-Diagramm: Querkraftbewehrung (Anker, Hutstab)
- Setzdehnungsmessung (ausgewählte Versuche)
- Bild: Seitenansicht im Bruchzustand
- Bild: Seitenansicht eine Laststufe vor Bruch
- Bild: Öffnungsbereich nach dem Versuch

Hinweis: Bei den Kraft-Verformungs-Diagrammen sind aus Phase 2 (Lastwechsel im GZG) nur der erste und letzte Lastzyklus dargestellt.

3.3 Vergleichder Versuchsergebnisse und Bruchbilder

Im Folgenden werden die erzielten Bruchlasten und der Vergleich der Ergebnisse im Kraft-Verformungsdiagramm dargestellt. Die angegebenen Bruchlasten wurden zu Vergleichszwecken auf auf eine Zylinderdruckfestigkeit von $f_{cm} = 25$ N/mm² umgerechnet.

$$V_{u,25} = V_u \cdot \frac{25^{\frac{1}{3}}}{f_{cm}^{\frac{1}{3}}}$$

In den Kraft-Verformungsdiagrammen werden die tatsächlich gemessenen Daten dargestellt. Die jeweilige Würfeldruckfestigkeit ist in den Diagrammen aufgeführt.

3.3.1 Versuche mit runden Einzelöffnungen

Vergleich der Versuche mit Dübelleisten auf der Lasteinleitungsseite

Die Versuchskörper mit Dübelleisten auf der Lasteinleitungsseite unterschieden sich durch den Schubkonzentrationsfaktor $S_{V,Rm,ct}$. Die Bruchlasten und Versagensbilder sind in Abbildung 26 und ein Vergleich der Kraft-Verformungsdiagramme in Abbildung 27dargestellt.

Der Versuch V-R-4 mit $S_{V,Rm,ct}$ = 0,5 erreichte eine Querkraft von 136 %, verglichen mit dem Referenzversuch. Der Versagensschubriss verlief wie beim Referenzversuch mitten durch die Öffnung.

Der Versuch V-R-3 mit $S_{V,Rm,ct}$ = 0,75 erreichte eine Querkraft von 149 %, verglichen mit dem Referenzversuch. Der Versagensschubriss verlief anders als beim Referenzversuch nicht mitten

durch die Öffnung. Wie im Bild (s.u.) zu sehen, verlief der Schubriss zunächst oberhalb der Öffnung, wobei dieser unterhalb der Öffnung bis in die Zugzone weiter führte.

Der Versuch V-R-2 mit $S_{V,Rm,ct}$ = 1,0 erreichte eine Querkraft von 165 %, verglichen mit dem Referenzversuch. Der Versagensschubriss verlief nicht mehr wie beim Referenzversuch mitten durch die Öffnung. Es bildete sich ein Schubriss, der ausschließlich oberhalb der Öffnung entlang führte.

Vergleich der Versuche mit einem Schubkonzentrationsfaktor S_{V,Rm,ct}= 1,0

Die Versuche mit einem Schubkonzentrationsfaktor $S_{V,Rm,cl}$ = 1,0 unterscheiden sich durch die Art der Querkraftbewehrung. Die Bruchlasten und Versagensbilder sind in Abbildung 26 und ein Vergleich der Kraft-Verformungsdiagramme in Abbildung 28 dargestellt.

Versuch V-R-5 wurde mit parallel zur Leitung auf der Lasteinleitungsseite der Öffnung angeordneten Huteisen getestet und erreichte eine Querkraft von 159 %, verglichen mit dem Referenzversuch. Der Versuch erreichte trotz gleichem Schubkonzentrationsfaktor nicht die gleiche Querkraft wie Versuch V-R-2 mit einer Dübelleiste. Auch der Versagensschubriss konnte nicht über die Öffnung geführt werden. Dies zeigt, dass zwar durch konventionelle Bewehrung die Tragfähigkeit deutlich gesteigert werden kann. Die Verankerung der Dübelleisten ist jedoch wirksamer als die Verankerung der verwendeten Huteisen, was wiederum den Einfluss der Verankerung auf die Tragfähigkeit verdeutlicht.

Versuch V-R-6 konnte die Erwartungen zufriedenstellend erfüllen. Die Wendel hielt die Rissufer um die Öffnung sehr gut zusammen. Hierdurch wurde nicht nur eine höhere Tragfähigkeit erreicht. Die Deckenplatte wurde zudem etwas steifer (siehe Abbildung 27).Der Versagensschubriss konnte komplett über die Öffnung geführt werden. Der Riss verlief nahezu über den Rand der Wendel, weshalb davon auszugehen ist, dass der Durchmesser der Wendel einen entscheidenden Einfluss auf die Querkrafttragfähigkeit hat. Die erreichte Querkraft von 155 %, verglichen mit dem Referenzversuch entspricht auch hier allerdings nicht der Tragfähigkeit des Versuchs V-R-2 mit einer Dübelleiste. Die Steigerung der Tragfähigkeit ist jedoch auch in diesem Fall sehr deutlich.

Versuch	Versuchskörper nach Bruch	Querkraftbewehrung
V-R-1		
94,2kN 100%	BIELE C	
V-R-2		IIII
155,7kN 165%		
V-R-3	The second se	III
140,6kN 149%		
V-R-4	A The second sec	II
128,1kN 136%	(LIFE REAL	
V-R-5	Participante Parti	
149,1kN 158%	PERE TRACT	
V-R-6	The second se	
146,1kN 155%		

Abbildung 26: Maximale Querkraft und Versagensbilder der Versuche mit runden Einzelöffnungen



Abbildung 27: Kraft-Verformungsdiagramm – Runde Öffnungen: Referenzversuch und Versuche mit einer Dübelleiste auf der Lasteinleitungsseite



Abbildung 28: Kraft-Verformungsdiagramm – Runde Öffnungen: Referenzversuch und Versuche mit einem Schubkonzentrationsfaktor $S_{V,Rm,cl}$ = 1,0
3.3.2 Versuche mit eckigen Einzelöffnungen

Die Versuchskörper mit eckigen Einzelöffnungen unterscheiden sich durch die Lage und Art der verwendeten Querkraftbewehrung. Die Bruchlasten und Versagensbilder sind in Abbildung 29 und ein Vergleich der Kraft-Verformungsdiagramme in Abbildung 30 dargestellt. V-E-1 ist der Referenzversuch ohne Querkraftbewehrung bei sonst gleicher Öffnungsgeometrie.

Der Versuch V-E-2 mit einer Dübelleiste auf der Lasteinleitungsseite der Öffnung erreichte eine Querkraft von 213 %, verglichen mit dem Referenzversuch. Dies zeigt eine sehr große Steigerung der Tragfähigkeit durch den Einsatz von örtlichen Querkraft-Bewehrungselementen. Der Versagensschubriss verlief nicht wie beim Referenzversuch durch die Ecken der Öffnung. Ein Teil des Versagensschubrisses verlief oberhalb der Öffnung und ein zweiter wie beim Referenzversuch von der unteren, auflagerseitigen Ecke ausgehend von der Zugzone.

Der Versuch V-E-3 mit beidseitiger Dübelleiste erreichte eine Querkraft von 227 %, verglichen mit dem Referenzversuch. Der Einsatz der zweiten Dübelleiste führte somit nicht zu einer großen, weiteren Steigerung der Tragfähigkeit. Bei kleineren Öffnungen könnte die zweite Dübelleiste jedoch einen größeren Einfluss haben. Am Versagensschubriss ist der Einfluss der zweiten Dübelleiste jedoch deutlich zusehen. Der Riss verlief oberhalb der Öffnung vergleichbar wie bei Versuch V-E-2. Unterhalb der Öffnung verlief der Riss jedoch nicht mehr ausgehend von der unteren, auflagerseitigen Ecke, sondern ausgehend von der unteren, lastseitigen Ecke.

Der Versuch V-E-4 mit Huteisen erreichte eine Querkraft von 144 %, verglichen mit dem Referenzversuch. Die erreichte Querkraft ist somit wesentlich geringer als der Versuch mit beidseitigen Dübelleisten. Auch hier kann dies auf die Verankerung zurückgeführt werden. Der Versagensschubriss konnte nicht über die Öffnung geführt werden, weil die Querkraft im Huteisen näher an der Öffnung in den Beton eingeleitet wurde, als bei den Dübelleisten. Unterhalb der Öffnung verlief der Riss wie beim Referenzversuch von der unteren, auflagerseitigen Ecke ausgehend. Es ist deutlich zu sehen, dass die Huteisen nicht ausreichend in der Zugzone verankert werden konnten.

Der Versuch V-E-5 mit einem Kanal aus Faserzementbeton erreichte annähernd die gleiche Querkraft wie der Referenzversuch. Der Querschnitt wird somit bei gleichen Innenabmessungen der Öffnung durch den Kanal nicht zusätzlich geschwächt. Eine Steigerung der Tragfähigkeit kann jedoch mit dem verwendeten Faserzement-Kanal nicht erreicht werden. Der verwendete Kanal erreichte eine Zugfestigkeit von 2,34 N/mm² (siehe Kapitel 3.5.3), was der Zugfestigkeit des Betons von 2,42 N/mm² entsprach. Es ist davon auszugehen, dass die Möglichkeit besteht, mit einem höherfesten Faserzement und einem guten Verbund die Tragfähigkeit geringfügig zu steigern.



Abbildung 29: Maximale Querkraft und Versagensbilder der Versuche mit eckigen Einzelöffnungen



Abbildung 30: Kraft-Verformungsdiagramm – Eckige Öffnungen: Referenzversuch und Versuche mit örtlicher Querkraftbewehrung

3.3.3 Versuche mit runden Öffnungsgruppen

Die Versuchskörper mit runden Öffnungsgruppen unterschieden sich durch die Anordnung der Dübelleisten. Die drei Öffnungen wurden in allen Versuchen identisch angeordnet. Die Bruchlasten und Versagensbilder sind in Abbildung 31 und ein Vergleich der Kraft-Verformungsdiagramme in Abbildung 32 dargestellt. Mit V-G-1 ist der Refernzversuch ohne Querkraftbewehrung bei sonst gleicher Öffnungsgeometrie bezeichnet.

Versuch V-G-2 wurde mit jeweils einer Dübelleiste auf der Lasteinleitungsseite jeder Öffnung getestet und erreichte eine Querkraft von 225 %, verglichen mit dem Referenzversuch. Während beim Referenzversuch der Riss mittig durch den Steg zwischen lastseitiger und mittlerer Öffnung verlief, konnte dieser Riss von der mittleren Dübelleiste zusammengehalten werden. Der Versagensriss führte von der Lastseite zum Auflager betrachtet zuerst oberhalb der lastseitigen Öffnung, durch die mittlere Öffnung und anschließend unterhalb der letzten Dübelleiste entlang (vgl. Versuch V-R-3). Die erreichte Tragfähigkeit von 128,8 kN von Versuch V-G-2 mit drei Öffnungen entspricht fast der erreichten Tragfähigkeit 140,6 kN von Versuch V-R-3 mit einer Öffnung und ebenfalls einer Dübelleiste mit gleichem Schubkonzentrationsfaktor. Der Referenzversuch V-G-1 mit drei Öffnungen und einer Tragfähigkeit von 57,3 kN weicht deutlich von dem Referenzversuch V-R-1 mit einer Öffnung und einer Tragfähigkeit von 94,2 kN ab.

Versuch V-G-3 wurde mit jeweils einer Dübelleiste auf der Lastseite der ersten und der letzten Öffnung getestet. Somit wurde auf die mittlere Dübelleiste verzichtet. Er erreichte eine Querkraft von

150%, verglichen mit dem Referenzversuch. Der Versagensriss führte mittig durch die mittlere Öffnung und anschließend unterhalb der letzten Öffnung entlang. Durch den geringen Abstand der Öffnungen hat die Anordnung der Dübelleisten einen großen Einfluss auf die Steigerung der Querkraft-Tragfähigkeit.



Abbildung 31: Maximale Querkraft und Versagensbilder der Versuche mit runden Öffnungsgruppen



Abbildung 32: Kraft-Verformungsdiagramm – Runde Öffnungsgruppen: Referenzversuch und Versuche mit Dübelleisten

3.4 Übersicht der erreichten Querkrafttragfähigkeit

In Tabelle 6 werden alle erreichten Bruchlasten im Vergleich mit dem Referenzversuch und der theoretischen Tragfähigkeit einer ungeschwächten Platte mit gleichen Randbedingungen aufgeführt. Die angegebenen Bruchlasten wurden auf eine Zylinderdruckfestigkeit von $f_{cm} = 25 \text{ N/mm}^2$ umgerechnet. Die Berechnung der theoretischen Tragfähigkeit einer identischen, jedoch ungeschwächten Platte erfolgte mit einem Vorfaktor von 0,2 und mit $f_{ck} = f_{cm} = 25 \text{ N/mm}^2$.

Durch die Übersicht kann verdeutlicht werden, welchen effektiven Einfluss örtliche Querkraft-Bewehrungselemente auf die Querkrafttragfähigkeit von Installationsdecken haben.

Der Vergleich mit der zu erwartenden Tragfähigkeit nach [1], zeigt deutlich, dass die Bemessung nach [1] auf der sicheren Seite liegt. Die Tragfähigkeitssteigerung fällt dementsprechend prozentual höher aus.

Versuch	Öffnung	Bewehrungstyp	Schubkonzen-	V _{u,25}	V _{u,25} /	V _{u,25} /	V _{u,25} /
			trationstaktor	[kN]	V _{u,25,Referenz}	Vcal,25,ungeschwächt*	V _{Rm,ct,o} nach [1]
							mit c=0,2
V-R-1		Referenzversuch - keine		94,25		59,9%	78,74 kN nach [1]
V-R-2		einseitiger Doppelkopfanker	1,00	155,66	165,2%	98,8%	197,7%
V-R-3	Rund	einseitiger Doppelkopfanker	0,75	140,59	149,2%	89,3%	178,5%
V-R-4	dØ = 0,5d	einseitiger Doppelkopfanker	0,50	128,10	135,9%	81,4%	162,7%
V-R-5		einseitige Bügel	1,00	149,10	158,2%	94,7%	189,4%
V-R-6		Wendel	1,00	146,14	155,1%	92,8%	185,6%
V-E-1		Referenzversuch - keine		57,10		36,3%	40,85 kN nach [1]
V-E-2		einseitiger Doppelkopfanker	1,00	121,74	213,2%	77,3%	298,0%
V-E-3	Eckig	beidseitiger Doppelkopfanker	1,00	129,36	226,6%	82,2%	316,7%
V-E-4	hxl = 0,5d x 0,75d	Hutstäbe	1,00	82,34	144,2%	52,3%	201,6%
V-E-5		mit Flachkanal aus Faserzementbeton		57,67	101,0%	36,6%	141,2%
V-G-1	Öfferunge grunne	Referenzversuch - keine		57,30		36,4%	< 0
V-G-2		3 Doppelkopfankerreihen	0,75	128,84	224,9%	81,8%	
V-G-3		2 Doppelkopfankerreihen	0,75	85,84	149,8%	54,5%	
* V _{cal,25,ur}	ngeschwächt = 157,5 k	N					

Tabelle 6: Übersicht aller erreichten Bruchlasten

3.5 Materialfestigkeiten

Die Materialfestigkeiten des Betons, der Längsbewehrung und der Doppelkopfanker wurden am Versuchstag an der TU Kaiserslautern ermittelt.

3.5.1 Betonfestigkeit

Information	Bez.	Einheit	V-R-1	V-R-2	V-R-3	V-R-4	V-R-5	V-R-6
Betondruckfestigkeit (Mittelwert aus 3 Würfeln)	f _{cm,cube}	[N/mm²]	28,59	28,59	29,71	29,71	36,75	30,36
Zylinderdruckfestigkeit (Rechenwert)	f _{cm,zy1}	[N/mm²]	23,44	23,44	24,36	24,36	30,13	24,89
Länge - Würfel 1	а	[mm]	151,80	151,80	150,20	150,20	149,70	149,90
Breite - Würfel 1	b	[mm]	149,80	149,80	150,60	150,60	150,40	150,90
Höchstkraft - Würfel 1	F	[kN]	632,00	632,00	676,00	676,00	853,00	675,00
Betondruckfestigkeit Würfel 1	f _{c1,cube}	[N/mm²]	27,79	27,79	29,88	29,88	37,89	29,84
Länge - Würfel 2	а	[mm]	150,80	150,80	149,70	149,70	150,60	149,80
Breite - Würfel 2	b	[mm]	149,90	149,90	150,80	150,80	150,50	151,30
Höchstkraft - Würfel 2	F	[kN]	646,00	646,00	673,00	673,00	834,00	696,00
Betondruckfestigkeit Würfel 2	f _{c2,cube}	[N/mm²]	28,58	28,58	29,81	29,81	36,80	30,71
Länge - Würfel 3	а	[mm]	150,30	150,30	150,10	150,10	150,50	149,90
Breite - Würfel 3	b	[mm]	149,80	149,80	150,80	150,80	150,40	150,60
Höchstkraft - Würfel 3	F	[kN]	662,00	662,00	666,00	666,00	805,00	689,00
Betondruckfestigkeit Würfel 3	f _{c3,cube}	[N/mm²]	29,40	29,40	29,42	29,42	35,56	30,52

Tabelle 7: Betondruckfestigkeit der Versuchskörper mit runden Einzelöffnungen

Tabelle 8: Zugfestigkeit der	Versuchskörper m	it runden Einzelöffnungen

Information	Bez.	Einheit	V-R-1	V-R-2	V-R-3	V-R-4	V-R-5	V-R-6
Spaltzugfestigkeit (Mittelwert aus 3 Zylindern)	f _{ct,sp}	[N/mm²]	2,37	2,37	2,65	2,65	3,21	2,69
zentrische Zugfestigkeit (Rechenwert)	f _{ctm}	[N/mm²]	2,14	2,14	2,39	2,39	2,89	2,42
Länge - Zylinder 1		[mm]	300,80	300,80	300,10	300,10	301,40	301,20
Durchmesser - Z 1	d	[mm]	150,10	150,10	150,10	150,10	149,60	150,10
Höchstkraft - Z 1	F	[kN]	181,60	181,60	178,10	178,10	217,80	183,70
Spaltzugfestigkeit - Z 1	f _{ct1.sp}	[N/mm²]	2,56	2,56	2,52	2,52	3,08	2,59
Länge - Zylinder 2	Ι	[mm]	300,30	300,30	300,00	300,00	301,00	300,40
Durchmesser - Z 2	d	[mm]	149,60	149,60	149,90	149,90	149,60	149,70
Höchstkraft - Z 2	F	[kN]	168,60	168,60	190,40	190,40	237,00	202,40
Spaltzugfestigkeit - Z 2	f _{ct2.sp}	[N/mm²]	2,39	2,39	2,70	2,70	3,35	2,87
Länge - Zylinder 3	Ι	[mm]	303,00	303,00	300,00	300,00	301,50	300,10
Durchmesser - Z 3	d	[mm]	150,00	150,00	149,80	149,80	149,70	149,80
Höchstkraft - Z 3	F	[kN]	154,80	154,80	194,10	194,10	226,50	185,40
Spaltzugfestigkeit - Z 3	f _{ct3.sp}	[N/mm ²]	2,17	2,17	2,75	2,75	3,19	2,63

Tabelle 9:	E-Modul	der \	Versuchskör	rper mit	runden	Einzelöffn	ungen
							<u> </u>

Information	Bez.	Einheit	V-R-1	V-R-2	V-R-3	V-R-4	V-R-5	V-R-6
Elastizitätsmodul	F	[N]/mama2]	20 707	22 707	00.040	00.040	26.200	00 747
(Mittelwert aus 3 Zylindern)	⊏cm		22.707	22.707	23.913	23.913	20.389	23.717

Tabelle 10: Betondruckfestigkeit der Versuche mit eckigen Einzelöffnungen und runden Öffnungsgruppen

Information	Bez.	Einheit	V-E-1	V-E-2	V-E-3	V-E-4	V-E-5	V-G-1	V-G-2	V-G-3
Betondruckfestigkeit (Mittelwert aus 3 Würfeln)	f _{cm,cube}	[N/mm²]	29,44	29,44	30,31	30,31	30,36	37,11	37,11	36,75
Zylinderdruckfestigkeit (Rechenwert)	f _{cm,zy1}	[N/mm²]	24,14	24,14	24,85	24,85	24,89	30,43	30,43	30,13
Länge - Würfel 1	а	[mm]	150,70	150,70	150,90	150,90	149,90	149,80	149,80	149,70
Breite - Würfel 1	b	[mm]	149,80	149,80	150,00	150,00	150,90	150,40	150,40	150,40
Höchstkraft - Würfel 1	F	[kN]	661,00	661,00	674,00	674,00	675,00	874,00	874,00	853,00
Betondruckfestigkeit Würfel 1	f _{c1,cube}	[N/mm²]	29,28	29,28	29,78	29,78	29,84	38,79	38,79	37,89
Länge - Würfel 2	а	[mm]	149,60	149,60	151,00	151,00	149,80	150,00	150,00	150,60
Breite - Würfel 2	b	[mm]	149,70	149,70	149,90	149,90	151,30	150,80	150,80	150,50
Höchstkraft - Würfel 2	F	[kN]	662,00	662,00	698,00	698,00	696,00	790,00	790,00	834,00
Betondruckfestigkeit Würfel 2	f _{c2,cube}	[N/mm²]	29,56	29,56	30,84	30,84	30,71	34,92	34,92	36,80
Länge - Würfel 3	а	[mm]	151,00	151,00	151,10	151,10	149,90	149,70	149,70	150,50
Breite - Würfel 3	b	[mm]	149,80	149,80	149,80	149,80	150,60	150,40	150,40	150,40
Höchstkraft - Würfel 3	F	[kN]	667,00	667,00	686,00	686,00	689,00	847,00	847,00	805,00
Betondruckfestigkeit Würfel 3	f _{c3,cube}	[N/mm²]	29,49	29,49	30,31	30,31	30,52	37,62	37,62	35,56

				N / /
Lobollo 11. Justoctiakoit dor	Voreliebo mit oekigon		rundon (1ttnungegrunnen
	VEISULIE IIII ELKIOEI	EUVEDUUUUUEU UU		minulosonuolen
0 0	5	9		5 5 11

Information	Bez.	Einheit	V-E-1	V-E-2	V-E-3	V-E-4	V-E-5	V-G-1	V-G-2	V-G-3
Spaltzugfestigkeit (Mittelwert aus 3 Zylindern)	f _{ct,sp}	[N/mm²]	2,45	2,45	2,74	2,74	2,69	3,26	3,26	3,21
zentrische Zugfestigkeit (Rechenwert)	f _{ctm}	[N/mm²]	2,20	2,20	2,46	2,46	2,42	2,94	2,94	2,89
Länge - Zylinder 1		[mm]	302,00	302,00	303,00	303,00	301,20	303,20	303,20	301,40
Durchmesser - Z 1	d	[mm]	149,80	149,80	149,80	149,80	150,10	150,00	150,00	149,60
Höchstkraft - Z 1	F	[kN]	176,80	176,80	182,60	182,60	183,70	251,00	251,00	217,80
Spaltzugfestigkeit - Z 1	f _{ct1.sp}	[N/mm ²]	2,49	2,49	2,56	2,56	2,59	3,51	3,51	3,08
Länge - Zylinder 2		[mm]	301,00	301,00	301,00	301,00	300,40	300,90	300,90	301,00
Durchmesser - Z 2	d	[mm]	150,00	150,00	150,00	150,00	149,70	149,80	149,80	149,60
Höchstkraft - Z 2	F	[kN]	172,60	172,60	194,10	194,10	202,40	205,60	205,60	237,00
Spaltzugfestigkeit - Z 2	f _{ct2.sp}	[N/mm ²]	2,43	2,43	2,74	2,74	2,87	2,90	2,90	3,35
Länge - Zylinder 3		[mm]	300,00	300,00	300,00	300,00	300,10	301,30	301,30	301,50
Durchmesser - Z 3	d	[mm]	149,80	149,80	149,90	149,90	149,80	150,10	150,10	149,70
Höchstkraft - Z 3	F	[kN]	171,30	171,30	206,10	206,10	185,40	239,20	239,20	226,50
Spaltzugfestigkeit - Z 3	f _{ct3.sp}	[N/mm ²]	2,43	2,43	2,92	2,92	2,63	3,37	3,37	3,19

Tabelle 12: E-Modul der Versuche mit eckigen Einzelöffnungen und runden Öffnungsgruppen

Information	Bez.	Einheit	V-E-1	V-E-2	V-E-3	V-E-4	V-E-5	V-G-1	V-G-2	V-G-3
Elastizitätsmodul (Mittelwert aus 3 Zylindern)	E _{cm}	[N/mm²]	22.707	22.707	23.913	23.913	23.717	26.389	26.389	26.389

3.5.2 Stahlfestigkeit

Probe		1	2	3	Mittelwert
E-Modul	[N/mm ²]	197.000	196.000	194.000	195666,7
Zugfestigkeit	[N/mm ²]	1134,42075	1139,82992	1139,38615	1137,9
0,2%-Dehngr.	[N/mm ²]	919,155009	922,58594	920,491239	920,7





Abbildung 33:	Spannungs-De	ehnungs-Diagramr	n der Länd	sbewehrung
/ loonaang oor	opannango be	Siniange Blagrann		100011011101119

Probe		1	2	3	Mittelwert
E-Modul	[N/mm ²]	205.000	190.000	200.000	198333,3
Zugfestigkeit	[N/mm ²]	874,842891	887,829935	874,970215	879,2
0,2%-Dehngr.	[N/mm ²]	560,734696	577,796105	560,098076	566,2

Tabelle 14: Materialkennwerte der Doppelkopfanker



Abbildung 34: Spannungs-Dehnungs-Diagramm der Doppelkopfanker

3.5.3 Tragfähigkeit des Faserzementkanals

Zur Ermittlung der Tragfähigkeit des Faserzementkanals wurden ca. 70 mm breite Streifen aus dem Kanal geschnitten. Die Streifen wurden im gleichen Zylinder wie auch die Stabstähle getestet, indem die Streifen zunächst durch zwei Backen zusammengepresst wurden und dann bis zum Bruch gezogen wurden.

Probe		1	2	3	4	Mittelwert
b	[mm]	70,04	71,63	71,16	71,55	71,10
d	[mm]	15,5	16,8	17,09	16,9	16,57
Höchstlast	[N]	2.360	2.890	3.060	2.750	2765,00
Spannung	[N/mm ²]	2,2	2,4	2,5	2,3	2,34

Tabelle 15: Zugfestigkeiten des Faserzementkanals



Abbildung 35: Zugproben des Faserzementkanals

4 Nachrechnung der experimentellen Untersuchungen mit Hilfe einer FE-Berechnung

Um die Versuchsreihe des Forschungsprojektes realitätsnah berechnen zu können, soll ein FEM-Berechnungsmodell gefunden werden, wodurch eine Parameterstudie durchgeführt werden kann. In diesem Kapitel sind allgemeine Informationen zum Programm ATENA 2D und Erkenntnisse bezüglich der Anwendbarkeit dieses Programms zur Berechnung von Installationsdecken mit Querkraft-Bewehrungselementen aufgeführt.

4.1 ATENA 2D – Kurze Programmbeschreibung

ATENA 2D ermöglicht die Berechnung von zweidimensionalen Tragwerken nach der Finite-Elemente-Methode.

Die Berechnung einer Problemstellung beginnt mit der Materialfestlegung. Unter Verwendung von Auswahllisten können diverse Materialien, wie Beton, Stahl etc. gewählt werden. ATENA bietet zu jedem Werkstoff unter Eingabe weniger Daten eine Grundeinstellung an. Diese kann bei Bedarf beliebig verändert werden. Beispielsweise kann beim Material Stahl das Werkstoffgesetz von der standardmäßigen bilinearen Einstellung auf bilinear mit anschließender Verhärtung und Einstellung neuer Eckwerte (Elastizitätsmodul, Spannungen) umgestellt werden.

Der zweite Schritt ist die Eingabe der Geometrie. Generell unterscheidet das Programm zwischen Makro- und Bewehrungselementen. Mit Hilfe von Punkten und Linien werden die Makroelemente definiert. Für diese Elemente muss dann die Größe des Finite-Elemente-Netzes, bestehend aus Vierecken und/oder Dreiecken, festgelegt werden. Die Bewehrung wird unter einer eigenen Rubrik, integriert in die Makroelemente, eingegeben. Daraufhin werden die Lastfälle definiert. Weitere direkte und indirekte Einwirkungen wie Auflast oder Temperaturänderung können berücksichtigt werden.

Zum Schluss wird das Berechnungsverfahren festgelegt. Hierzu stehen das Newton-Raphson-Verfahren sowie das Bogenlängenverfahren zur Auswahl. Auch hier können verschiedene Einstellungen, wie Iterationsschritte oder das Abbruchkriterium, verändert werden. Um von ausgewählten Punkten genauere Daten zu erhalten, stehen so genannte "monitoring points" zur Verfügung. Mit deren Hilfe kann z.B. Weg und Kraft in vertikaler Richtung gemessen werden. Das Ergebnis kann nach der Berechnung in einem Kraft-Weg-Diagramm dargestellt werden. Des Weiteren können für die Finiten-Elemente Verformungen, Spannungen und Risse für jeden Lastschritt graphisch und tabellarisch ausgegeben werden.

4.2 Vorgehensweise der FEM-Modellierung

Hauptziel der Modellierung der Versuchskörper sollte ein FEM-Modell sein, das für eine Parameterstudie verwendet werden kann. In der Studie sollen dann verschiedene Öffnungen sowie unterschiedliche örtliche Querkraftbewehrungselemente untersucht werden. Für die Berechnungen der verschiedenen Versuchskörper werden dabei stets die gleichen verwendeten Materialen sowie Lösungsparameter zu Grunde gelegt. Die Versuchskörper unterscheiden sich somit nur in der Geometrie und Lage der Öffnung sowie der Wahl und Anordnung der örtlichen Querkraftbewehrung.

Die ersten Ergebnisse aus den Berechnungen wurden für die Wahl der Laststufe GZG verwendet (vgl. Laborversuche). Anschließend wurde das bis dahin erstellte Modell modifiziert. Die Veränderung verschiedener Parameter sollte das Modell der Realität annähern. Hierzu wurden jeweils immer zunächst die Referenzversuche modelliert und anschließend die jeweilige örtliche Querkraftbewehrung eingepflegt.

4.2.1 Rahmen und Zielsetzungen der Modellierung

Generell wurden alle Modelle nach dem gleichen Prinzip erstellt. Die Bauteilmasse, die Öffnung und die Längsbewehrung wurden gemäß der geometrischen Daten der Versuchskörper aus dem Forschungsprojekt eingegeben. Die Materialkenndaten stammen aus den jeweiligen Werkstoffzulassungen [13] / [14].Bei den Betonkennwerten wurde die im Labor ermittelte Druckfestigkeit verwendet.

Im Hinblick auf die Parameterstudie erfolgte die Eingabe der Versuchsreihen in ATENA 2D zunächst als Teilsystem. Dadurch sollte der Berechnungsaufwand minimieren werden. Dennoch soll für die Rissdarstellung der Betonkörper relativ detailliert anhand der Finiten-Elemente dargestellt werden. Für die Berechnung werden ca. 20 Finite-Elemente (in der Höhe) verwendet, was einem Diskretisierungswert des Netzes von 0,3/20=0,015m entspricht. Außerdem sollen die Begrenzungslinien der Finiten Elemente möglichst auf der horizontalen bzw. vertikalen Achse zum globalen System liegen. Um den Randbereich der Öffnung sauber darzustellen, wurde ein feineres Netz gewählt. Die relativ klein gewählten Finiten-Elemente stehen allerdings im Widerspruch zum gewünschten minimalen Berechnungsaufwand. Die Rechenzeit wird allerdings durch unbelastete bzw. wenig belastete Elemente nur unwesentlich erhöht.

Ein weiteres Detail stellt die Modellierung der örtlichen Querkraftelemente dar. Aufgrund des 2-Dimensionalen konnten diese nur als Stabstahl mit Verankerung an den Enden abgebildet werden.

Grundsätzlich ist die Handhabung des Programms selbsterklärend. Auf den ersten Blick positiv wirkend sind die vielen Einstellmöglichkeiten verschiedenster Parameter. Allerdings birgt dies große Gefahr: Geringste Änderungen brachten in Proberechnungen am Teilsystem Unterschiede von bis zu 40 kN mit sich, was bei einer Höchstlast von 70 – 150 kN eine gravierende Ungenauigkeit darstellt. Auch das später verwendete Gesamtsystem reagiert sehr sensibel auf Veränderungen. Grundsätzlich muss deshalb die FEM-Berechnung als Annäherung an die Realität betrachtet werden. Außerdem sollte der Anwender stets die Eingabe und die Ergebnisse auf Plausibilität überprüfen. Eine kleine Geometrieänderung kann unter Umständen, bei sonst gleichen Einstellungen, eine große Veränderung der Ergebnisse bewirken.

Um systematische Eingabefehler zu vermeiden, wurde für jede Berechnungsvariante zunächst das Bauteil ohne Öffnung und ohne örtliche Querkraftbewehrung in das Programm ATENA 2D eingegeben. Nach nochmaliger Überprüfung der Eingabewerte (Geometrie, Material und Lastfälle), erfolgte die Erstellung der Referenzversuche durch Kopieren der Ausgangsdatei. Danach wurde die örtliche Querkraftbewehrung modelliert. Daraus wurden wiederum die weiteren Versuche kopiert und verändert.

Das entwickelte Endmodell wurde mit dem Hersteller diskutiert und als beste Lösung bestätigt.

4.2.2 Auffälligkeiten bei der Modellfindung

Eingabe der Bewehrungselemente:

Die Versuchskörper werden in ATENA 2D in Länge und Höhe dargestellt. Die Angabe der Tiefe ist nicht sichtbar und erfolgt über die Eigenschaften der Makroelemente. Die Modellierung der Referenzversuche wurde analog der geometrischen Daten des Versuchsprojektes eingegeben. Ein größeres Problem stellt die Abbildung der Verankerungselemente dar. Im Endmodell wurden die Ankermodellierung mittels Bewehrungselement abgebildet. Hierzu wird an die Ankerstelle ein Bewehrungsstab der Dicke 10 mm eingebaut, was der Stieldicke des Ankers entspricht. Die Berücksichtigung der Schubkonzentration erfolgt über die Anzahl der Bewehrungselemente. Die Verbundwirkung zwischen Ersatzanker und Beton wird über das Verbundgesetz auf "Kein Verbund" gestellt. Um die Verankerung an den Enden zu modellieren, wird die Bewehrung an den Enden festgesetzt (siehe Abbildung 36).



Abbildung 36: Verbund und Verankerung des Stahlankers (ATENA 2D)

Veränderungen des FEM-Netzes:

Beim Modellieren des FEM-Netzes wurde darauf geachtet, dass die Finiten-Elemente keine unstetige Stellen aufwiesen. In Abbildung 37 sind hierzu die Unterschiede dargestellt. Die jeweils linken Versuchskörper haben noch Unstetigkeitsstellen im Betonquerschnitt. Rechts dagegen können diese Stellen weitestgehend in unmittelbarer Nähe der Öffnung gehalten werden. Lediglich bei der Rechtecköffnung bleibt noch eine kleine Stelle im Betonquerschnitt übrig. Diese Tatsache wird mit Hilfe einer feineren Aufteilung des Netzes um die Öffnung herum erreicht.



Abbildung 37: FEM-Netz mit Unstetigkeitsstellen (links) und ohne Unstetigkeiten (rechts)

Anfangssteifigkeit:

Um die Anfangssteifigkeit der Versuchskörper realitätsnah abzubilden gibt es zwei Lösungsvorschläge. Zum einen die Zugfestigkeit auf 1/10 des eingetragenen Wertes zu reduzieren, zum anderen einen Lastfall Schwinden aufzubringen wieso, wodurch es schneller zu einer Rissbildung und somit zu einer geringeren Anfangssteifigkeit führt. Die Reduktion der Zugfestigkeit lieferte im Last-Verformungsdiagramm zunächst einen ähnlichen Verlauf wie die Laborwerte. Allerdings kann aufgrund der Bauteilschwächung die Höchstlast nicht annähernd erreicht werden, was durch die geringere Zugfestigkeit zu erklären ist. Der Lastfall Schwinden liefert dagegen

passendere Werte. Allerdings entstehen durch die Schwächung wesentlich mehr Risse am Bauteil. Beim Vergleich mit den Rissbildern der Laborversuche sind im Allgemeinen weniger Risse entstanden. Für den Lastfall Schwinden können für ε Werte zwischen $\varepsilon = -2 \%$ bis -5 ‰ verwendet werden. Der ermittelte Rechenwert nach DIN 1045-1 (unter Annahme einer relativen Luftfeuchtigkeit von 60%) erreichte ein Endschwindmaß von -0,483‰. Daraufhin wurde der Wert -5‰ für die Berechnungen verwendet.

Geometrische Empfindlichkeit:

Ein weit größeres Problem als die Verformungsunterschiede spiegelt sich aber in der Geometrie wider. Eine Änderung des Öffnungsradius von 66 mm auf 67mm ergibt eine Vergrößerung des Umfangs von 102% und der Öffnungsfläche von 103 %. Diese geringe Änderung der Geometrie lieferte allerdings stark veränderte Höchstlasten. Auch minimale Veränderungen der Lage einer Öffnung entlang der Bauteilachse hatte deutliche Auswirkungen (siehe Tabelle 16).

Tabelle 16: Geometrische Empfindlichkeit der Berechnung

Voreuch	Abstand x-Richtung 924mm		Abstand x-Richtung 923mm		Abstand x-Richtung 923mm	
versucri	Radius 66mm		Radius 66mm		Radius 67mm	
V-R-1	84kN	91,10%	91,85kN	99,60%	86,77kN	94,10%
V-R-2	148kN	97,10%	131,6kN	86,40%	108,04kN	70,90%

Durch eine Erhöhung der Konvergenzfehler könnte diese Empfindlichkeit reduziert werden. Die Rechenzeiten würde dadurch allerdings erheblich erhöht, wodurch die Rechnungen deutlich über 48 Stunden läge und eine Parameterstudie unwirtschaftlich machen würde.

4.3 Endmodell (G1)

Beim Endmodell handelt es sich nicht um das gewünschte Modell, um die Realität abbilden zu können. Der Modellierungsablauf zeigt, dass das spröde Bauteilversagen nicht korrekt berechnet wird. Geringe Veränderung haben für die erreichte Höchstlast zum Teil große Auswirkungen.

Im folgenden Kapitel werden die wichtigsten Eingangsdaten, der für die theoretischen Ergebnisse zugrundeliegenden Berechnungsdateien, mit Begründung aufgezeigt. Die Auflistung erfolgt nach dem Eingabeschema des Programms ATENA. Die Daten stammen aus dem Versuch V-R-2.

4.3.1 Materialeigenschaften (material parameters)

Für die Berechnung mussten fünf verschiedene Materialien definiert werden, welche anhand der gewählten Baustoffe aus dem Versuchsprogramm festgelegt wurden. Für die ersten Berechnungen erfolgte die Festlegung der Materialien vor den Laborversuchen. Dadurch kann es zu Abweichungen zwischen den in der FEM-Berechnung gewählten Materialparametern und den tatsächlichen, im Versuch ermittelten, Eigenschaften kommen. Für die im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Laborversuche wurde nach der Bewerkstelligung der Laborversuche die dort ermittelte Betondruckfestigkeit verwendet. Im Folgenden werden lediglich die idealisierten Materialien vorgestellt.

Auflagerplatten – Lasteinleitungsplatten (Steel plates)

Als Auflagerplatten und Lasteinleitungsplatten wurde der Materialtype "Plane Stress Elasticlsotropic" gewählt. Der Werkstoff basiert auf den Kennwerten von Stahl, eine Streckgrenze kann nicht eingegeben werden.



Abbildung 38: Stahlplatten Basisdaten (FEM-Berechnung)

Beton C25/30 (Concrete C25/30)

Als Beton wurde der C25/30 Standard-Wert aus dem Programm ATENA gewählt. Es handelt sich um den Werkstoff 3D Non Linear Cementitious 2. Der Werkstoff 3D Non Linear Cementitious 2 wurde so entwickelt, dass z.B. das Querkraftversagen gut abgebildet werden kann. Die Festigkeit des Betons wird über die Würfeldruckfestigkeit bestimmt. Da für den Versuch ein C25/30 verwendet wird, beträgt dieser f_{cu} = 3,00E+01 [Mpa], wobei für den besseren Vergleich die tatsächlich geprüfte Betonfestigkeit verwendet wurde. Der Vergleich der Materialeigenschaften (z.B. E-Modul) eines C25/30 aus der DIN 1045-2008 ergab nur geringfügige Abweichungen. Im Nachfolgenden sind die maßgebenden Werte aufgelistet:

Basic Tensile Compressive	Miscellaneous	<u>[]</u>		
Elastic modulus E :	3.032E+04	[MPa]	Stress-Strain Law	Biaxial Failure L
Poisson's ratio µ:	0.200	[-]		Te Aller
Tensile strength f _t :	2.317E+00	[MPa]		ef ef
Compressive strength f _c :	-2.550E+01	[MPa]		
Plane Strain Idealisation			×-16	X

Abbildung 39: C25/30 Basisdaten (FEM-Berechnung)

Stabstahl St900/1100 (Reinforcement)

In den Versuchskörpern wird als Längsbewehrung der Stabstahl St900/1100 aus dem Stahlwerk Annahütte verwendet. Für die FEM-Berechnung wurde das Material "Reinforcement" (Bewehrung) gewählt und die Standardeinstellungen gemäß den Werten aus der Zulassung geändert. Unter anderem wurde die Spannungs-Dehnungsbeziehung bilinearisiert eingegeben.

Abschlussbericht zum Forschungsvorhaben: Tragfähigkeitssteigerung von Installationsdecken durch Querkraft-Bewehrungselemente

Type : Bilinear wi Elastic modulus E : σ _t : s _{lim} :	th Hardening 195000.000 [MPa] 900.000 [MPa] 1100.00 [MPa] 0.07 [-]	Stress-strain law $\sigma_i \rightarrow \sigma_y$ $\epsilon_{im} \rightarrow \epsilon_{im} \epsilon$

Abbildung 40: St900/1100 Basisdaten (FEM-Berechnung)

Verbundgesetz (Bond for Reinforcement)

Es werden zwei Verbundgesetze verwendet. Eines für die Längsbewehrung, ein anderes für die Ankerstäbe. Die Bestimmung des Verbundes erfolgt bei der Geometrieeingabe der Bewehrungselemente. Insgesamt wird im Gesetz ein Schlupf von 1,0 m angenommen. Die Schlupfspannung bleibt ab einem Schlupf von 0,015 m konstant bei 4,183 MPa. Für das Verbundgesetz "Kein Verbund" wurde die Verbundspannung für den gesamten Schlupfweg auf 0,0 MPa gesetzt. Im nachstehenden Diagramm ist, zwecks besserer Sichtbarkeit, die x-Achse bei 0,025 m Schlupf abgeschnitten.



Abbildung 41: Verbundspannungs-Schlupf-Diagramm Basisdaten (FEM-Berechnung)

Das Verbundgesetz "Bond St900/1100 basiert auf der Theorie nach CEB-FIP Model Code 1990. Als Alternative steht auch das Model nach Bigaj zur Verfügung. Grundsätzlich kann jedes Modell nach beliebigen Wünschen angepasst werden. Für die Berechnung wurde bewusst das Modell MC-90 ausgewählt. In diesem Gesetz wird die Verbundsteifigkeit aufgrund von verschiedenen Vereinfachungen (z.B. nicht berücksichtigen der Betonumschnürung) teils deutlich überschätzt.

Somit fließt allerdings der höhere Verbund des St900/1100 gegenüber dem normalen B500 in die Berechnung mit ein. Demnach wird die etwas höhere Verbundsteifigkeit des St900/1100 mit dem etwas besseren Verbund MC-90 kompensiert.

Anker (Anchor)

Die Materialeigenschaften des Ankers basieren gemäß der Zulassung auf B500 S. Für die Berechnung wurde der Werkstoff Reinforcement" (Bewehrung) verwendet. Wie an dem Spannungs-Dehnungsdiagramm und den Eingabeparametern zu erkennen ist, sind somit die Eigenschaften eines B500 S verankert.

asic Miscellaneous	
ype : Binear astic modulus E : 200000.000 [MPa] y : 500.000 [MPa]	Stress-strain law

Abbildung 42: Anker Basisdaten (FEM-Berechnung)

Der Werkstoff "Reinforcement" ist allerdings extra auf den Einsatz der Stabelemente entwickelt worden und liefert somit genauere Werte.

4.3.2 Geometrie

Die Geometrieeingabe erfolgte nach den Vorgaben der Pläne aus den Versuchsreihen.

Makroelemente

Allgemein werden fünf Makroelemente verwendet: Element 1: Beton C25/30 (Öffnungsseite); Element 2: Auflagerplatte, Element 3: Lasteinleitungsplatte, Element 4: Beton C25/30 (ungeschwächte Seite) und Element 5: Beton C25/30 (Kragarm). Die Geometrie der Makroelemente wurde entsprechend der Laborversuche eingegeben und wird an dieser Stelle nicht weiter beschrieben.

Bewehrungselemente (Reinforcement)

Als Bewehrung kommen zwei Typen zum Einsatz. Die Längsbewehrung St900/1100 zwecks Biegebewehrung, sowie als örtliche Querkraft der Stahl-Anker Halfen HDB-G 10/255. Für den Versuch V-E-4 werden außerdem Hutstäbe verwendet. In der folgenden Tabelle sind die verwendeten Bewehrungselemente mit Eigenschaften aufgezeigt.

Bewehrung	Begin		Lin	ine to ø [mm]		Bond	Slip pre	evented
(Reinforcement)	x [m]	y [m]	x [m]	y [m]		Wateriai	begin	end
St 900/1100	0,025	0,0325	1,425	0,0325	150	Bond St900/1100	no	yes
Stahl-Anker	1,015	0,0225	1,015	0,2775	100	Kein Verbund (Anker)	yes	yes

Tabelle 17: Eingabedaten der Bewehrungselemente

Hinweis: Bei der 2D-Modellierung wird die bei den Laborversuchen eingebaute Querbewehrung vernachlässigt.

4.3.3 Wahl des FEM-Netzes (Meshgeneration)

Bei der Netzgenerierung wurde ein möglichst dichtes Netz (ca. 20 Finite-Elemente in der Höhe), bestehend aus Quadraten, angestrebt. Insbesondere die Öffnung und der Anker sollen fein diskretisiert werden. Da der Anker aber von ATENA aufgrund des Bewehrungselementes automatisch integriert wird, musste nur die Öffnung feiner eingestellt werden. Die Einstellung der Größe der Finiten-Elemente erfolgt über das Makroelement. Zusätzlich kann aber auch, um einen Punkt oder eine Linie, ein anderes Netz eingestellt werden. Für die Randlinien der Öffnung wurde eine feinere Einteilung eingestellt. Im Abstand von 0,04m wurde eine Elementgröße von 0,008m gewählt.

Dadurch entstand beim endgültigen Netz ein stetiger Verlauf der Finiten-Elemente. Die meisten Seiten der Quadrate sind annähernd horizontal oder vertikal zum globalen Koordinatensystem. Als Beispiel für die Wahl des FEM-Netzes ist der Versuch V-R-2 in Abbildung 43erläutert.



Abbildung 43: Netzänderung an der Öffnung

4.3.4 Auflager und Lastfälle (Supports andactions)

Insgesamt sind fünf Lastfälle in die Berechnung mit eingearbeitet. Auch die Eigenlast des Versuchskörpers bildet ein Lastfall (LS2). Des Weiteren wird ein Lastfall (LS1) für die Lagerung des Systems benötigt. Schließlich folgt die Belastung, welche über eine Kraft (LS3) und über eine Wegverformung (LS4) aufgebracht werden kann.

In Abbildung 44 sind die Auflager des Teilsystems gezeigt. Der Mittelpunkt der Auflagerplatte ist als Vertikallager eingegeben. Im Systemschnitt (Lasteinleitung) ist ein Horizontallager eingestellt. Für das Gesamtsystem werden nur Vertikallager verwendet.



Abbildung 44: Auflager

Als Einwirkung sind, wie bereits erwähnt, zwei Lastfälle hinterlegt. Grundsätzlich wird die Berechnung des FEM-Modells unter Verwendung des Lastfalls 4 (Wegverformung) durchgeführt. Als Standardverformung ist der Weg -0,0001m hinterlegt. Die Größe der Laststufe kann allerdings bei der Festlegung der Rechenschritte noch verändert werden.



Abbildung 45: Einwirkungen (Kraft, Verformung); Systemausschnitt

Als weitere Einwirkung (LS3) ist eine Kraft von -1,0kN hinterlegt. Diese wurde nur bei einer Vergleichsrechnung eingesetzt. Allerdings können bei iterativer Lösung Effekte wie Durchschlagen bei einer Belastung durch Auflast nicht berücksichtigt werden. Hier sollte dann das Bogenlängenverfahren als Lösungsverfahren verwendet werden. Da die Verformung bei den Berechnungen zu gering ausfällt, ist noch ein Lastfall "Shrinkage" (Schwinden) hinterlegt. Hiermit kann, wenn gewünscht, die Kurve im Kraft-Weg-Diagramm der Laborkurve angepasst werden.

4.3.5 Lösungsparameter (solution parameters)

Zur Lösung des FEM-Problems wird das bereits in ATENA hinterlegte "New Raphson"-Verfahren gewählt. Lediglich die Anzahl der Iterationsschritte wird auf 300 gesetzt. Das Newton-Verfahren ist in der Mathematik ein Standardverfahren zur Lösung von nichtlinearen Gleichungssystemen. Ein Vorteil ist, dass mit jedem Iterationsschritt das Ergebnis schneller gegen die tatsächliche Lösung konvergiert. In der Mathematik wird dieses Phänomen "quadratische Konvergenz" genannt [6]. Allerdings kann mit diesem Verfahren das sogenannte Durchschlagproblem nicht berücksichtigt werden. Hier müsste das Bogenlängeverfahren verwendet werden [12]. Um das

Durchschlagproblem zu vermeiden, muss beim Newton-Verfahren die Belastung durch eine aufgebrachte Wegverformung erfolgen.

4.3.6 Überwachungsstellen (Monitoring points)

Die Überwachungspunke wurden gemäß der Anordnung an den Laborversuchen eingearbeitet. Somit kann später in Kraft-Verformungsdiagrammen das Verhalten der theoretischen und praktischen Versuche verglichen und eine Biegelinie erstellt werden. Dies wird in folgender Abbildung verdeutlicht:



Abbildung 46: Überwachungsstellen (Monitoring points)

Aus WA7 oben und unten und WA8 oben und unten werden später WA7 und WA8 berechnet. In der Tabelle 18 sind alle Punkte aufgelistet.

Number	Number Title		Coord	dinate	Specification	Item
			X [m]	Y [m]	Value	
1	LOAD 13	Node	1,425	0,33	External_Forc	Component 2
2	WA 3	Node	1,425	0	Displacements	Component 2
3	WA 4	Node	1,11	0	Displacements	Component 2
4	WA 5	Node	0,736	0	Displacements	Component 2
5	WA 6	Node	0,2	0,3	Displacements	Component 2
6	WA 7 (oben)	Node	0,99	0,3	Displacements	Component 2
7	WA 7 (unte)	Node	0,99	0	Displacements	Component 2
8	WA 8 (oben)	Node	0,858	0,3	Displacements	Component 2
9	WA 8 (unten)	Node	0,858	0	Displacements	Component 2
11	WA 2	Node	2,175	0	Displacements	Component 2
12	WA 1	Node	2,925	0	Displacements	Component 2

Tabelle 18: Übersicht der Überwachungsstellen (monitoringpoints)

Für die Stahl- und Beton-DMS wurden keine Überwachungspunkte eingesetzt. Hier muss die Spannung, bzw. Dehnung direkt an der Bewehrung bzw. am Mikroelement abgelesen werden.

4.3.7 Ausgangsdateien

Unter Berücksichtigung der in Kapitel Materialeigenschaften (material parameters) 4.3.1 bis 4.3.6 vorgestellten Eingangsdaten, ergeben sich verschiedene Ausgangsdateien entsprechend der Versuche des Forschungsprojektes.



Abbildung 47: Gesamtsystem V-R-2

Zwecks besserer Übersicht sind in der folgenden Abbildung nur die Teilsysteme abgebildet. Alle Versuche sind am Gesamtsystem berechnet worden (vgl. Abbildung 47).



Abbildung 48: Ausgangsdateien zur FEM-Berechnung

4.4 Erkenntnisse der FEM-Berechnung

Die Modellierung in ATENA 2D sah zunächst sehr vielversprechend aus. Durch die geordnete Struktur des Programms kann eine logische und sinnvolle Eingabe erfolgen. Allerdings konnten die im Zuge dieses Forschungsprojektes untersuchten Versuchskörper nicht korrekt berechnet werden. Insbesondere der Ankereinsatz bei den runden Versuchen führte zu unbefriedigenden Ergebnissen. Änderungen im Millimeterbereich brachten sehr unterschiedliche Ergebnisse. Somit reagiert das gewählte Modell innerhalb des Programms teilweise sehr sensibel auf kleinste Veränderungen. Durch Änderung der Werkstoffparameter kann prinzipiell jede Berechnung der Realität angepasst werden. Es sollten allerdings zwei verschiedene Öffnungsgeometrien bei gleichbleibenden Werkstoffparametern mit variablem Einsatz einer örtlichen Querkraftbewehrung kombiniert werden.

Eine weitere allgemeine Schwäche des Programms zeigt sich im Berechnungsmodus. Teilweise bricht das Programm während der Berechnung ab und wechselt in den Modus der Ergebnispräsentation. Der Benutzer kann nicht erkennen, ob nun tatsächlich die Höchstlast erreicht wurde, oder die Rechnung aus anderen Gründen abgebrochen wurde. Es empfiehlt sich daher den

Rechenablauf stets zu beobachten und zu kontrollieren. Bei den hier untersuchten Versuchskörpern war die Erkennung der Höchstlast aufgrund des spröden Bauteilversagens teilweise schwer zu erkennen. Bis eine Laststufe vor Versagen konnten keine Besonderheiten festgestellt werden. Dennoch konnte für die nächste Laststufe schon kein Gleichgewicht mehr gefunden werden.

Wie auch das folgende Kapitel deutlich macht, ist mit dem Programm keine Parameterstudie möglich. Aufgrund des 3-Dimensionalen Versagens im Bereich der Dübelleisten wird empfohlen, alle weiteren Berechnungen mit einem 3D-FE-Programm durchzuführen.

- 4.5 Vergleich der experimentellen mit den theoretischen Untersuchungen
- 4.5.1 Allgemeines

Im Labor wurde jeder Versuchskörpertyp nur einmal geprüft. Aus diesem Grund sollte nicht versucht werden, die FEM-Berechung exakt der Realität anzunähern. Eine Abweichung von mehreren Prozenten stellt bereits eine sehr gut Annäherung da. Der Vergleich der theoretischen Bruchlasten mit den experimentell erreichten Bruchlasten zeigt, dass die Referenzversuche um gut 10% angenähert werden konnten. Auch der Kraft-Wegverlauf entspricht weitestgehend dem tatsächlich beobachteten. Die weiteren eckigen Versuche erreichen auch passable Versagenslasten. Der Versuch V-E-4 ist zwar in der Berechnung um 30% zu hoch, allerdings wird hier ein neuer Bewehrungstyp (Hutstab) verwendet. Diesen gilt es noch weiter zu optimieren. Insbesondere in Versuch V-E-2 kann aber der Anker seine Funktion erfüllen, und eine Laststeigerung erreichen. Bei den runden Versuchen mit Ankern allerdings, kann nach dem FE-Modell teilweise keine Kraft auf den Anker gebracht werden. Bei Versuch V-R-3 und V-R-4 wird sogar eine Stauchung der Anker angezeigt. Gründe für die falsche Berechnung können sowohl bei dem Lösungsverfahren als auch bei dem Werkstoffverhalten liegen. Weil ein Modell gefunden werden sollte, welches für alle Versuche passt, werden diese Ergebnisse trotzdem dargestellt.

Die folgenden Diagramme zeigen den Kraft-Verformungsverlauf der Berechnungen. Wie bereits bei den Laborversuchen festgestellt, haben alle Graphen beinahe den gleichen Verlauf. Die eckigen Versuche erweisen sich gegen Ende weniger steif als die runden Versuche. In Abbildung 50 sind bei allen V-R-Versuchen kaum Unterschiede zu erkennen. Bei den Graphen der V-E-Versuche zeigt sich deutlich das spröde Bauteilversagen. Die Höchstlast lässt sich lediglich durch den Ankereinsatz steigern. Bei V-E-4 fällt die höhere Steifigkeit auf. Allerdings handelt es sich wie bereits erwähnt um einen anderen Bewehrungstyp als die Ankerstäbe. Bei den Versuchen der Öffnungsgruppen fällt auf, dass der Referenzversuch steifer ist als die Versuche mit Ankern. Auch kann die Höchstlast des Referenzversuchs nicht erreicht werden. Die Anker werden in der Berechnung wiederum nicht korrekt berechnet.



Abbildung 49: Gesamtergebnis der FEM-Berechnung Kraft-Weg-Diagramm (V-R)



Abbildung 50: Gesamtergebnis der FEM-Berechnung Kraft-Weg-Diagramm (V-E)

Zur Darstellung des Vergleichs der Berechnungen mit den Laborwerten, wurden folgende Diagramme und Bilder verwendet:

- Kraft-Verformungs-Diagramm
- Rissbilder (FEM+Labor)
- Stahldehnungen

Der Vergleich zwischen den experimentellen und theoretischen Untersuchungen wurde auf die Versuche V-R-1 bis V-R-4 und V-E-1 und V-E-4 beschränkt.

4.5.2 V-R-1

Das Kraft-Verformungsverhalten aus den Berechnungen kann gut der Laborkurve angepasst werden. Bis zur Last 30 kN wird die Bauteilsteifigkeit im FEM-Modell noch überschätzt. Danach entstehen erste Biegerisse. Die Berechnung kann für die folgenden Lastschritte weniger Last aufnehmen. Nach den Lastwechseln aus der Laborprüfung haben die Kurven annähernd die gleiche Steigung. Bei der FEM-Berechnung wird mit dem zugrundeliegenden Modell die Höchstlast um ca.10 % unterschätzt.

Beim Vergleich der Rissbilder fallen zunächst große Unterschiede auf. Allerdings sind im FEM-Bild alle Risse die größer 0,1 mm sind eingezeichnet. Diese sind mit bloßem Auge nicht zu erkennen. Zwischen der Öffnung und der Lasteinleitung sind im Labor drei Biegerisse entstanden. Auch im FEM-Rissbild wurden drei "größere" Risse berechnet. Der Schubriss, ausgehend von der Öffnung Richtung Lasteinleitung, ist in der FEM-Berechnung weniger ausgeprägt. Ein großer Unterschied weist der Bereich zwischen Öffnung und Auflager auf. Dort sind in der FEM-Berechnung mehr Risse entstanden. Diese haben teilweise eine Größe von über 0,5 mm und hätten somit beim Versuchskörper im Labor sichtbar sein müssen. Die Längseisen der FEM-Berechnung erreichen je nach Bezug eine Dehnung von 70 - 98 % des Labors. Allerdings weichen bereits die Messwerte der beiden Labor-DMS um ca. 11 % ab.



Abbildung 51: Versuch V-R-1: Vergleich FEM – Laborversuch (Kraft-WA3)



Abbildung 52: Versuch V-R-1: FEM-Rissbild (Höchstlast)



Abbildung 53: Versuch V-R-1 Rissbild eine Laststufe vor Bruch



Abbildung 54: Versuch V-R-1: Stahldehnungen (Ausschnitt) [m]

Längsbewehrung	Labor	FEM (HW)		FEM (TW)	
DMS1	1911,867	1867	98%	1522	80%
DMS2	2138,413	1867	87%	1522	71%
Durchschnitt	2025,14	1867	92%	1522	75%

Taballa 10. Varauch	1/D 1. $1/a$ maile in the start		ער המעריים המערים אמיים איל א	
Tabelle 19 [°] versuch	v-R-I [*] verdielch der	Sianidennund u	i andspewenrund) i	um
	v it it vorgioion dor	olamaolinang (Langebon on ang/ [M

4.5.3 V-R-2

Insgesamt verhält sich der Versuch V-R-2 wie der Referenzversuch V-R-1. Gegenüber des Versuchs V-R-1 ist in den Berechnungen eine Laststeigerung von gerade 7 % möglich. Dies liegt vor allem an der Tatsache, dass bei der Belastung des Modells durch das Programm ATENA der Anker fast nicht beansprucht wird und so quasi der gleiche Versuch wie der Referenzversuch berechnet wird. Die Biegerisse verlaufen im Versuch weiter in Richtung Lasteinleitung als beim Referenzversuch. Dies ist auch bei den Laborversuchen der Fall. Auch im Versuch V-R-2 sind zwischen Auflager und Öffnung wieder mehrere Schubrisse entstanden. Im Labor entsteht in diesem Bereich nur ein Schubriss. Der Vergleich der Dehnung der Längsbewehrung verhält sich ähnlich wie der Vergleich der Höchstlasten. Im Durchschnitt wird bei der Berechnung nur 46-58% der Dehnung aus dem Labor erreicht. Dies hängt wie bereits erwähnt an der örtlichen Querkraftbewehrung. Die Anker im FEM-Modell erreichen nur 27 % der Dehnung der Laboranker bei Versuch V-R-2.



Abbildung 55: Versuch V-R-2: Vergleich FEM – Laborversuch (Kraft-WA3)

Abbildung 56: Versuch V-R-2: FEM-Rissbild (Höchstlast)



Abbildung 57: Versuch V-R-2 Rissbild eine Laststufe vor Bruch



Abbildung 58: Versuch V-R-2: Stahldehnungen (Ausschnitt) [m]

Längsbewehrung	Labor	FEM (HW)		FEM (TW)	
DMS1	3497,714	2023	58%	1741	50%
DMS2	3765,881	2023	54%	1741	46%
Durchschnitt	3631,7975	2023	56%	1741	48%

Tabelle 20: Versuch V-R-2: Vergleich der Stahldehnung (Längsbewehrung) [µm]

Tabelle 21: Versuch V-R-2: Vergleich der Stahldehnung (Anker, Lastseite) [µm]

Anker	Labor	FE	ΞM
DMS11	1940,921	477,3	25%
DMS12	2204,006	477,3	22%
DMS17	1600,597	477,3	30%
DMS18	1607,464	477,3	30%
DMS19	1716,016	477,3	28%
DMS20	1736,621	477,3	27%
Durchschnitt	1800,9375	477,3	27%

4.5.4 V-R-3

Bei Versuch V-R-3 kann wiederum die Höchstlast nicht korrekt berechnet werden. Diese liegt sogar unter dem Referenzversuch. Der Grund liegt, wie bei Versuch V-R-2 beschrieben, an der Dübelleiste. Die Anker werden in der Berechnung sogar leicht gestaucht. Das Rissbild unterscheidet sich zum Laborversuch dahingehend, dass die Schubrisse zwischen Auflager und Öffnung nicht so stark geneigt errechnet wurden.



Abbildung 59: Versuch V-R-3: Vergleich FEM – Laborversuch (Kraft-WA3)



Abbildung 60: Versuch V-R-3: FEM-Rissbild (Höchstlast)



Abbildung 61: Versuch V-R-3 Rissbild eine Laststufe vor Bruch



Abbildung 62: Versuch V-R-3: Stahldehnungen (Ausschnitt) [m]

Längsbewehrung	Labor	FEM (HW)		FEM (HW) FEM (TW)		(TW)
DMS1	defekt	1778		1425		
DMS2	3462,644	1778	51%	1425	41%	
Durchschnitt	3462,644	1778	51%	1425	41%	

Tabelle 22: Versuch V-R-3: Vergleich der Stahldehnung (Längsbewehrung) [µm]

Tabelle 23: Versuch V-R-3: Vergleich der Stahldehnung (Anker, Lastseite) [µm]

Anker	Labor	FEM	
DMS2-1	2060,038	-65,9	-3%
DMS2-2	1936,49	-65,9	-3%
DMS3-1	1963,642	-65,9	-3%
DMS3-2	1939,988	-65,9	-3%
Durchschnitt	1975,0395	-65,9	-3%

4.5.5 V-R-4

Auch Versuch V-R-4 erreicht die Auflast aus dem gleichen Laborversuch nicht. Das Kraft-Verformungsverhalten gleicht dem Referenzversuch. Bis zum Abbruch liegt die berechnete Lastverformungskurve ausreichend genau auf der Laborkurve. Dies ist allerdings nicht verwunderlich, da auch alle V-R-Kurven aus den Laborversuchen sich grundsätzlich stark ähneln. In der Rechnung wird der Anker wiederum gestaucht und somit nicht auf Zug beansprucht. Im Rissbild des Laborversuches sind die meisten Risse Richtung Lasteinleitung geneigt. Im Berechnungsrissbild verlaufen die Risse dagegen eher vertikal. Hauptproblem der Unterschiede zu dem Laborergebnis ist, dass der Anker die falsche Beanspruchung erhält. Daher versagt das Bauteil in der Berechnung bei zu geringer Auflast.



Abbildung 63: Versuch V-R-4: Vergleich FEM – Laborversuch (Kraft-WA3)



Abbildung 64: Versuch V-R-4: FEM-Rissbild (Höchstlast)



Abbildung 65: Versuch V-R-4 Rissbild eine Laststufe vor Bruch



Abbildung 66: Versuch V-R-4 Stahldehnungen (Ausschnitt) [m]

Tabelle 24: Versuch V-R-4: Vergleich der Stahldehnung (Längsbewehrung) [µm]

Längsbewehrung	Labor	FEM (HW)		FEM	(TW)
DMS1	3111,763	2072	67%	1784	57%
DMS2	2840,952	2072	73%	1784	63%
Durchschnitt	2976,3575	2072	70%	1784	60%

Tabelle 25: Versuch V-R-4: Vergleich der Stahldehnung (Anker, Lastseite) [µm]

Anker	Labor	FEM	
DMS1-3	1881,881	-54,7	-3%
DMS1-4	2045,082	-54,7	-3%
DMS2-1	2209,119	-54,7	-2%
DMS2-2	2014,002	-54,7	-3%
Durchschnitt	2037,521	-54,7	-3%

4.5.6 V-E-1

In den Berechnungen wird die Höchstlast um 10 % unterschätzt. Dies wird auch im Last-Verformungs-Diagramm deutlich. Bis zum Abbruch liegen die Kurven aus Labor und Berechnung ziemlich genau übereinander. Zwischen 0,0 und 1,0 mm ist das FEM-Modell etwas steifer. Danach ist die Laborkurve steifer. Unterschiede beim Verlauf kommen aufgrund des Belastens bis zum Bruch beim FEM-Modell zustande. Im Labor wurden dagegen Laststufen angefahren und drei Minuten gehalten. Außerdem gab es eine Phase von Lastwechseln, die in der Berechnung nicht simuliert wurde. Auch das Rissbild lässt Gemeinsamkeiten erkennen. Tendenziell sind bei der Berechnung allerdings mehr Risse entstanden. Dies liegt zum einen am Lastfall Schwinden, zum andern werden Risse bereits ab 0,1 mm angezeigt. Der Schubriss, ausgehend von der Öffnung Richtung Lasteinleitung, schreitet nicht so weit Richtung Lasteinleitung vor, als im Laborversuch. Auch der Vergleich der Stahldehnung zeigt, dass das FEM-Modell im Rahmen der akzeptablen Abweichung liegt. Je nach Ablesestelle werden 76-99 % der Labordehnung erreicht.



Abbildung 67: Versuch V-E-1: Vergleich FEM – Laborversuch (Kraft-WA3)



Abbildung 68: Versuch V-E-1: FEM-Rissbild (Höchstlast)



Abbildung 69: Versuch V-E-1 Rissbild eine Laststufe vor Bruch



Abbildung 70: Versuch V-E-1: Stahldehnungen (Ausschnitt) [m]

Längsbewehrung	Labor	FEM (HW)		FEM	(TW)
DMS1	1017,266	1009	99%	769,1	76%
DMS2	defekt	1009		769,1	
Durchschnitt	1017,266	1009	99%	769,1	76%

Tabelle 26: Versuch V-E-1: Vergleich der Stahldehnung (Längsbewehrung) [µm]

4.5.7 V-E-2

Die Berechnung des Versuchs V-E-2 erreicht mit 96 % die beste Annäherung. Auch im Kraft-Verformungs-Diagramm ist zu erkennen, dass das FEM-Modell die Realität sehr gut abbildet. Auch das Rissbild gleicht dem beim Laborversuch entstanden Rissbild. Grundsätzlich sind im FEM-Rissbild mehr Risse zu sehen, dies liegt aber wie schon erwähnt an der Größe des kleinsten Risses mit 0,1 mm. Auch die Stahldehnungen der Längsbewehrung und Anker haben annähernd gleiche Werte wie die entsprechenden Dehnungen im Laborversuch. Bei V-E-2 zeigt sich, dass sobald der Anker bei der Berechnung korrekt zum Einsatz kommt, das Modell sehr gut passt. Allerdings kam es auch in früheren Modellen zu starken Abweichungen zu den Laborwerten, wie sie auch bei V-R-2 bis V-R-4 zu erkennen sind. Dennoch kann aufgrund diese Ergebnisses davon ausgegangen werden, dass das FEM-Modell grundsätzlich stimmt. Es kommt daher viel mehr auf die Verankerung der örtlichen Querkraftbewehrung an. Leider kann im Programm ATENA 2D diese aber ohne Programmierkenntnisse nicht verändert werden.



Abbildung 71: Versuch V-E-2: Vergleich FEM – Laborversuch (Kraft-WA3)



Abbildung 72: Versuch V-E-2: FEM-Rissbild (Höchstlast)



Abbildung 73: Versuch V-E-2 Rissbild eine Laststufe vor Bruch



Abbildung 74: Versuch V-E-2: Stahldehnungen (Ausschnitt) [m]

Längsbewehrung	Labor	FEM (HW)		FEM	(TW)
DMS1	2806,082	2636	94%	2456	88%
DMS2	2834,613	2636	93%	2456	87%
Durchschnitt	2820,3475	2636	93%	2456	87%

Tabelle 27: Versuch V-E-2: Vergleich der Stahldehnung (Längsbewehrung) [µm]

Tabelle 28: Versuch V-E-2: Vergleich der Stahldehnung (Anker, Lastseite) [µm]

Anker	Labor	FEM	
DMS11	1426,288	1269	89%
DMS12	1385,597	1269	92%
DMS17	1348,838	1269	94%
DMS18	1492,47	1269	85%
DMS19	1368,75	1269	93%
DMS20	1380,569	1269	92%
Durchschnitt	1400,41867	1269	91%

4.5.8 V-E-3

Der Versuch V-E-3 mit zwei Dübelleisten liegt im Rahmen der gewünschten Toleranz. Allerdings erreicht der Versuch eine geringere Höchstlast wie Versuch V-E-2. Dies liegt daran, dass die zweite Dübelleiste nur 10 % der im Labor erreichten Dehnung erreicht hat. Somit tritt die gleiche Schwäche wie bei den runden Versuchen mit Ankern zum Vorschein. Der Anker wird nicht richtig berücksichtigt. Somit kann das System natürlich keine weitere Last aufnehmen. Unterschiede im Rissbild sind drei Schubrisse zwischen Auflager und Öffnung. Diese sind im Laborversuch nicht entstanden. Ansonsten zeigt das Rissbild ein ähnliches Bild auf.



Abbildung 75: Versuch V-E-3: Vergleich FEM – Laborversuch (Kraft-WA3)



Abbildung 76: Versuch V-E-3: FEM-Rissbild (Höchstlast)



Abbildung 77: Versuch V-E-3 Rissbild eine Laststufe vor Bruch



Abbildung 78: Versuch V-E-3: Stahldehnungen (Ausschnitt) [m]

Längsbewehrung	Labor	FEM (HW)		FEM	(TW)
DMS1	2850,689	2631	92%	2264	79%
DMS2	3173,822	2631	83%	2264	71%
Durchschnitt	3012,2555	2631	87%	2264	75%

Tabelle 29 : Versuch V-E-3: Vergleich der Stahldehnung (Längsbewehrung) [µm]

Tabelle 30: Versuch V-E-3: Vergleich der Stahldehnung (Anker, Lastseite) [µm]

Anker	Labor	FEM	
DMS1-1	1318,644	1379	105%
DMS1-2	1302,778	1379	106%
DMS 2-1	1330,343	1379	104%
DMS 2-2	1434,742	1379	96%
DMS 4-1	1249,187	1379	110%
DMS 4-2	1276,538	1379	108%
Durchschnitt	1318,70533	1379	105%

Tabelle 31: Versuch V-E-3: Vergleich der Stahldehnung (Anker, Auflagerseite) [µm]

Anker	Labor	FEM	
DMS 10-1	673,027	71,68	11%
DMS 10-2	645,367	71,68	11%
DMS 30-1	647,21	71,68	11%
DMS 30-2	720,469	71,68	10%
DMS 40-1	761,48	71,68	9%
DMS 40-2	734,069	71,68	10%
Durchschnitt	696,937	71,68	10%
4.5.9 V-E-4

Die Höchstlast der FEM-Berechnung wird deutlich überschätzt. Allerdings muss darauf hingewiesen werden, dass der Versuch V-E-4 sich von den anderen Versuchen mit örtlicher Querkraftbewehrung unterscheidet. Die Anker wurden am Steg ins FEM-System ohne Verbund zum Beton eingegeben. Für die Hutstäbe wurde das Verbundgesetz der Längsbewehrung verwendet. Somit könnte hier die Verbindung Stahl-Beton überschätzt werden. Allerdings wurde bei weiteren Berechnungen mit niedrigerem Verbund eine noch höhere Auflast berechnet. Das Rissbild unterscheidet sich dahingehend, dass die FEM-Risse alle eine höhere Ausdehnung im Bauteil aufweisen. Dies hängt unmittelbar mit der höheren Auflast zusammen. Auch sind mehrere Risse zwischen Auflager und Öffnung entstanden, die beim Laborversuch nicht festgestellt wurden. Die Stahlspannungen werden wie die Höchstlast übertroffen. Auf der Auflagerseite der Öffnung werden die Hutstäbe sogar gestaucht. Dies war am Anfang des Laborversuches auch der Fall. Bei Erreichen der Höchstlast drehte sich allerdings die Belastung um. Im FEM-Modell ist im oberen Hutstabbereich der Umkehrpunkt zwischen Druck und Zug zu erkennen. Die höhere Auflast und die Unterschiede der Dehnung, vor allem der Hutstäbe, zeigen, dass hier noch Modellierungsaufwand betrieben werden muss.







Abbildung 80: Versuch V-E-4: FEM-Rissbild (Höchstlast)



Abbildung 81: Versuch V-E-4 Rissbild eine Laststufe vor Bruch



Abbildung 82: Versuch V-E-4: Stahldehnungen (Ausschnitt) [m]

	L 4. Vergier			soewernung)	[μπ]
Längsbewehrung	Labor	FEM	(HW)	FEM	(TW)
DMS1	1793 582	2408	134%	1918	107%

Tabelle 32: Versuch V-E-4: Vergleich der Stahldehnung (Längsbewehrung) [um]

Längsbewehrung	Labor	FEM	(HW)	FEM (TW)			
DMS1	1793,582	2408	134%	1918	107%		
DMS2	1812,133	2408	133%	1918	106%		
Durchschnitt	1802,8575	2408	134%	1918	106%		

Tabelle 33: Versuch V-E-4: Vergleich der Stahldehnung (Hutstab, Lastseite) [µm]

Hutstab (Lasteinleitungsseite	Labor	FEM	
DMS 1-1	713,329	788	110%
DMS 1-2	801,056	788	98%
DMS 2-1	529,153	788	149%
DMS 2-2	571,182	788	138%
DMS 3-1	627,276	788	126%
DMS 3-2	615,855	788	128%
DMS 4-1	488,211	788	161%
DMS 4-2	790,597	788	100%
Durchschnitt	642,082	788	123%

Hutstab (Auflagerseite)	Labor	FEM	
DMS 1-3	310,735	-213,04	-69%
DMS 1-4	356,677	-213,04	-60%
DMS 2-3	109,433	-213,04	-195%
DMS 2-4	115,577	-213,04	-184%
DMS 3-3	165,154	-213,04	-129%
DMS 3-4	166,685	-213,04	-128%
DMS 4-3	367,909	-213,04	-58%
DMS 4-4	314,872	-213,04	-68%
Durchschnitt	238,38025	-213,04	-89%

Tabelle 34: Versuch V-E-4: Vergleich der Stahldehnung (Hutstab, Auflagerseite) [µm]

4.5.10 Übersicht

Während bei Versuch V-E-2 sehr gute Übereinstimmungen der Bruchlasten und Stahldehnungen, sowie der Verformungen gezeigt werden konnte, weichen die Bruchlasten aus theoretischer und experimenteller Untersuchung teilweise sehr stark voneinander ab, weshalb mit ATENA 2D keine Parameterstudie durchgeführt werden konnte (siehe Tabelle 35).

Versuch	FEM [kN]	Laborlast [kN]	FEM/Labor
V-R-1	153,0	167,7	91,2%
V-R-2	165,0	277,0	59,6%
V-R-3	150,4	253,4	59,4%
V-R-4	168,6	230,9	73,0%
V-E-1	92,0	102,6	89,6%
V-E-2	210,7	218,8	96,3%
V-E-3	205,5	234,7	87,5%
V-E-4	194,1	149,4	129,9%

Tabelle 35: Gesamtergebnis der FEM-Berechnung (G1)

5 Vorläufiges Bemessungskonzept

5.1 Allgemeines

Die in Abschnitt 4 diskutierten Ergebnisse von FE-Berechnungen zeigen, dass mit Atena 2D keine ausreichend sichere Nachrechnung der Versuche gelungen ist. Mit dem gewählten FE-Modell ist es Parameterstudie Absicherung daher nicht möglich, eine zur eines zuverlässigen Bemessungskonzeptes durchzuführen. Die Anzahl der durchgeführten Versuche reicht ebenfalls nicht aus, ein allgemein gültiges, statistisch überprüftes Bemessungskonzept aufzustellen. Hier besteht weiterer Forschungsbedarf. Im Folgenden wird dennoch zumindest für runde Öffnungen mit Dübelleisten ein vorläufiges Bemessungskonzept vorgeschlagen, welches jedoch vor Anwendung in der Praxis noch wissenschaftlich untermauert werden muss.

5.2 Erkenntnisse aus den Versuchen mit runden Öffnungen und Dübelleisten

Bei den Versuchen mit Dübelleisten wurden diese bis zum Erreichen des Bruchlastniveaus des ungeschwächten Referenzversuchs nur geringfügig beansprucht. Ab dem Erreichen dieses Lastniveaus stieg die Kraft in den Dübelleisten in fast linearer Abhängigkeit zur Querkraft an, bis es zum Bruch kam (siehe Abbildung 83). Die Differenz zwischen dem Querkraftzuwachs und dem Zuwachs der Ankerkräfte wird auf die Bogen-Zugband-Wirkung zurückgeführt.

Die Anker wurden dabei nicht bis zu Ihrer maximalen Tragfähigkeit des Stahlquerschnitts aktiviert. Die maximale Spannung lag bei ca. 400 N/mm² (siehe Tabelle 36). Dies deutet darauf hin, dass die Verankerung der Dübelleisten das Versagenskriterium in den durchgeführten Versuchen war. Die Ausbruchkegel der Dübelleisten bestätigen diese Erkenntnis (siehe Abbildung 84 und Abbildung 85).



Abbildung 83: Ankerkraft-Querkraft-Diagramm der Versuche mit runden Öffnungen

		V-R-1	V-R-2	V-R-3	V-R-4
Querkraft im Bruchzustand	[kN]	92,3	152,4	139,4	127,0
Gesamte Ankerkraft	[kN]		108,7	91,9	61,9
Querkraftsteigerung	[kN]		60,1	47,1	34,8
Querkraftsteigerung / Gesamte Ankerkraft	[-]		0,55	0,51	0,56
Gesamte Ankerfläche	[mm ²]		314,2	235,6	157,1
Mittlere Ankerspannung im Bruch	[N/mm ²]		346,0	389,9	394,3

Tabelle 36: Querkraftsteigerung und Ankerspannungen bei den Versuchen mit runder Öffnung



Abbildung 84: Ausbruchkegel der Dübelleisten nach dem Versuch am Beispiel V-R-2



V-R-2

V-R-3

V-R-4

Abbildung 85: Ausbruchkegel der Dübelleisten am aufgeschnittenen Versuchskörper

5.3 Vorläufiges Bemessungskonzeptes für runde Öffnungen mit Dübelleisten

Das Bemessungskonzept soll folgende Bedingungen abdecken:

- Begrenzung der Querkrafttragfähigkeit durch V_{Rd,ct} des ungeschwächten Querschnitts.
- Einfluss der Öffnung auf die Querkrafttragfähigkeit
- Wirksamkeit der Dübel

Es wird vorgeschlagen, als Grundlage der Bemessung die in [1] vorgeschlagene Gleichung zur Bemessung von Decken mit Öffnungen heranzuziehen und die hierdurch errechnete Querkraft mit einem additiven Wert in Abhängigkeit der Wirksamkeit der Dübels zu beaufschlagen.

$$v_{Rd,ct,o+D\ddot{u}} = v_{Rd,ct,o} + \Delta v_{Rd,D\ddot{u}belleiste} \le v_{Rd,ct}$$

mit:

$$v_{Rd,ct,o} = \left(k_0 \cdot \frac{0.15}{\gamma_c} \cdot \kappa \cdot \eta_1 \cdot \left(100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck}\right)^{\frac{1}{3}} - 0.12 \cdot \sigma_{cd}\right) \cdot b_w \cdot d \quad \text{Tragfähigken}$$

 $\Delta v_{Rd,D \ddot{u} belle iste}$

$$v_{Rd,ct} = \left[\frac{0,15}{\gamma_c} \cdot \kappa \cdot \eta_1 \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} - 0,12 \cdot \sigma_{cd}\right] \cdot b_w \cdot dt$$

Tragfähigkeit der Decke mit Öffnung und Dübelleiste

Tragfähigkeit der Decke mit Öffnung [1]

Tragfähigkeitssteigerung in Abhängigkeit der Dübelwirkung

Tragfähigkeit der ungeschwächten Decke

nach DIN 1045-1, Gleichung 70 [2]

5.4 Ermittlung des Traganteils der Dübel

Die Wirksamkeit der Dübel war in den durchgeführten Versuchen durch die Verankerung beschränkt. Werden kleinere Öffnungen eingesetzt, und kann der Dübel ausreichend verankert werden, muss die Wirksamkeit der Dübel durch die Stahltragfähigkeit begrenzt werden. Die Bemessung der Anker erfolgt in Anlehnung an die Bemessung von Kopfbolzen nach [7]. Als Ansatz für die Höhe der Verankerung wird der Abstand zwischen den Oberkanten von Öffnung und Dübelleiste angenommen. In Abhängigkeit der gewählten Querkraftbewehrungsmenge muss die aufnehmbare Ankerkraft reduziert werden, insofern sich die Ausbruchkegel überschneiden (siehe Abbildung 86).







Abbildung 86: Ausbruchkegel der Dübelleisten im theoretischen Vergleich

Als additive Werte zur Steigerung der Querkraft einer Decke mit einer runden Öffnung werden – abgeleitet aus den Versuchsergebnissen (vergleiche Tabelle 36) - 50 % der Dübeltragfähigkeit angesetzt. Die Steigerung der Querkrafttragfähigkeit kann dann wie folgt berechnet werden:

$$\Delta v_{Rd,D"ubelleiste} = 0,5 \cdot \min \begin{cases} n_{Rd,s} \\ n_{Rd,c} \end{cases}$$

mit:

$$n_{Rd,s} = a_s \cdot f_{yd}$$

Bemessungswert für die Versagensart Stahlversagen je Ifm.

$$n_{Rd,c} = \frac{n_{Rk,c}}{\gamma_c}$$

Bemessungswert für die Versagensart Verankerungsversagen je lfm.

mit:

$$n_{Rk,c} = \frac{\psi_a \cdot k \cdot h_{ef}^{1,5} \cdot \sqrt{f_{ck,cube}}}{a_{sw}}$$

mit:

$$\psi_a = \frac{a_{sw}}{a_{c,N}^0} \le 1,0$$
 Faktor zur Berücksichtigung der Ankerabstände

 a_{sw}

Achsabstand der Doppelkopf-Anker

Breite des Idealisierten Ausbruchkegels

$$a_{c,N}^0 = 2 \cdot \frac{h_{ef}}{\tan(35^\circ)}$$

k

Faktor zur Berechnung der Betonausbruchlast (ist durch Parameterstudien zu ermitteln)

$$h_{ef}$$
 Verankerungstiefe

 vertikaler Abstand zwischen den Oberkanten von Doppelkopf-Anker und Öffnung (ist durch Parameterstudien zu verifizieren)

5.5 Vergleich des Bemessungsansatzes mit den Versuchsergebnissen

Im Folgenden werden die aufgezeichneten Messergebnisse der Versuche mit runden Öffnungen und einer Dübelleiste auf der Lastseite der Öffnung mit dem Bemessungsansatz verglichen.

Die Tragfähigkeit nach dem vorgestellten Bemessungskonzept liegt zwischen 2 bis 6 % unter den Versuchsergebnissen, was eine sehr gute Übereinstimmung zeigt (siehe Tabelle 37). Die Bemessungswerte liegen zwischen 47 und 50 % der Versuchsergebnisse, was einer zweifachen Sicherheit entspricht (siehe Tabelle 38).

Tabelle 37: Vergleich der Versuchsergebnisse mit der theoretischen Berechnung

Versuch			V-R-4	V-R-3	V-R-2
Verankerungstiefe	h _{ef}	[mm]	63	63	63
Ankertragfähigkeit - Stahlversagen	N _{Rk,s}	[kN]	157,1	117,8	78,5
Ankertragfähigkeit - Verankerungsversagen	N _{Rk,c}	[kN]	103,0	89,9	60,0
Ankertragfähigkeit - Versuchswerte	N _{Rk,c, test}	[kN]	108,7	91,9	61,9
Verhältnis Berechnung / Versuch		[-]	0,95	0,98	0,97
Ankerabstände	a _{sw}	[mm]	157,5	210,0	315,0
Breite des idealisiertem Ausbruchkegels	a _{c,N} ⁰	[mm]	179,9	179,9	179,9
Faktor zur Berücksichtigung der Ankerabstände	Ψa	[-]	0,9	1,0	1,0
Faktor zur Berechnung der Betonausbruchlast	k	[-]	11	11	11
Würfeldruckfestigkeit (f _{cm,cube,test})	f _{ck,cube}	[N/mm ²]	28,6	29,7	29,7
Tragfähigkeitssteigerung (Berechnet)	$\Delta V_{Rk,D \ddot{u} belle iste}$	[kN]	51,5	45,0	30,0
Tragfähigkeit der Decke mit Öffnung (Referenzversuch)	V _{Rk,ct,o}	[kN]	92,3	92,3	92,3
Tragfähigkeit der ungeschwächten Decke (Berechnet mit c=0,2 und f _{ck} = 0,82 x f _{cm,cube,test})	V _{Rm,ct}	[kN]	154,1	156,1	156,1
Tragfähigkeit der Decke mit Öffnung und Dübelleiste (Berechnet)	V _{Rk,ct,o+Dü}	[kN]	143,7	137,2	122,2
Tragfähigkeit der Decke mit Öffnung und Dübelleiste (Versuchswerte)	V _{Rk,ct,o+Dü,test}	[kN]	152,4	139,4	127,0
Verhältnis Berechnung / Versuch		[-]	0,94	0,98	0,96

Tabelle 38:	Vergleich der	Versuchsergebnisse n	nit der Bemessung
		9	

Versuch			V-R-4	V-R-3	V-R-2
Verankerungstiefe	h _{ef}	[mm]	63	63	63
Ankertragfähigkeit - Stahlversagen	N _{Rd,s}	[kN]	136,6	102,4	68,3
Ankertragfähigkeit - Verankerungsversagen	N _{Rd,c}	[kN]	68,6	60,0	40,0
Ankertragfähigkeit - Versuchswerte	N _{Rk,c, test}	[kN]	108,7	91,9	61,9
Verhältnis Bemessung / Versuch		[-]	0,63	0,65	0,65
Ankerabstände	a _{sw}	[mm]	157,5	210,0	315,0
Breite des idealisiertem Ausbruchkegels	a _{c,N} ⁰	[mm]	179,9	179,9	179,9
Faktor zur Berücksichtigung der Ankerabstände	Ψa	[-]	0,9	1,0	1,0
Faktor zur Berechnung der Betonausbruchlast	k	[-]	11	11	11
Würfeldruckfestigkeit (f _{cm,cube,test})	f _{ck,cube}	[N/mm²]	28,6	29,7	29,7
Tragfähigkeitssteigerung (Bemessung)	$\Delta V_{Rd,D \ddot{u} belle iste}$	[kN]	34,3	30,0	20,0
Tragfähigkeit der Decke mit Öffnung (Bemessung)	V _{Rd,ct,o}	[kN]	39,4	39,4	39,4
Tragfähigkeit der ungeschwächten Decke (Berechnet mit f _{ck} = 0,82 x f _{cm,cube,test})	V _{Rd,ct}	[kN]	77,1	78,1	78,1
Tragfähigkeit der Decke mit Öffnung und Dübelleiste (Berechnet)	V _{Rd,ct,o+Dü}	[kN]	73,7	69,3	59,4
Tragfähigkeit der Decke mit Öffnung und Dübelleiste (Versuchswerte)	V _{Rk,ct,o+Dü,test}	[kN]	152,4	139,4	127,0
Verhältnis Bemessung / Versuch		[-]	0,48	0,50	0,47

6 Fazit und Ausblick

Das durchgeführte Forschungsprojekt konnte zeigen, dass die Tragfähigkeit von Installationsdecken durch örtliche Querkraft-Bewehrungselemente effektiv gesteigert werden kann. In Abhängigkeit von der Öffnungsgröße und –geometrie sowie der eingebauten Bewehrungsmenge kann sogar die Tragfähigkeit des ungeschwächten Querschnitts ohne Querkraftbewehrung erreicht oder überschritten werden.

Entscheidenden Einfluss auf die Tragfähigkeit hat die Verankerung der verwendeten Querkraft-Bewehrungselemente. Dabei ist nicht nur entscheidend, ob es sich um Dübelleisten oder konventionelle Bewehrung handelt. Wesentlich ist auch, in welchem vertikalen und horizontalen Abstand die Bewehrung zur Öffnung eingebaut wird und ob die Längsbewehrung umschlossen wird.

Es konnte ein vorläufiges Bemessungskonzept für Installationsdecken mit runden Öffnungen und lokalen Dübelleisten entwickelt werden, welches jedoch durch weitere Versuche und Parameterstudien verifiziert werden muss. Für eine aussagekräftige Parameterstudie wird es notwendig werden, ein 3D FE-Programm zu verwenden. Dies erfordert einen wesentlich größeren Modellierungs- und Berechnungsaufwand. Die Verankerung kann jedoch besser abgebildet werden und es kann davon ausgegangen werden, dass eine bessere Korrelation zwischen den experimentellen und theoretischen Untersuchungen erreicht werden kann.

Des Weiteren sind folgende Aspekte noch genauer zu untersuchen:

- Höhenlage der Öffnung im Querschnitt,
- Lage der Öffnung in Bauteillängsrichtung,
- Anordnung der Öffnungen in Kragarmanschnitten,
- Anordnung der Öffnungen im Momentennullpunkt,
- Zusatzbeanspruchung durch zentrischen Zwang,
- Schwächung der Verbundfuge bei Filigrandecken.

Hierbei kann auf die in [11] gewonnene Erkenntnisse aufgebaut werden.

Die Forschungsarbeiten werden aufbauend auf das durchgeführte Versuchsprogramm außerhalb der Finanzierung durch das BBR an der TU Kaiserslautern intensiv fortgesetzt werden. Hierzu soll u. a. im April 2011 ein Forschungsantrag an die Deutsche Forschungsgemeinschaft DFG gestellt werden. Durch diese Forschungsarbeit soll es endgültig möglich werden, ein allgemeingültiges Konzept zur Bemessung von Installationsdecken mit lokalen Querkraftbewehrungselementen aufzustellen.

Die bisher erzielten Ergebnisse werden im Februar 2011 der Fachwelt durch einen Vortrag bei den Ulmer Betontagen vorgestellt werden. Eine Veröffentlichung in einer Fachzeitschrift ist in Vorbereitung.

7 Literaturverzeichnis

- [1] DAfStb Heft 525: Erläuterungen zu DIN 1045-1. Berlin Beuth Verlag, 2. überarbeitete Auflage 2010
- [2] DIN 1045-1-1: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton Teil 1: Bemessung und Konstruktion; Beuth-Verlag, Berlin, 2008
- [3] DIN 488-2: Betonstahl Betonstabstahl; Beuth-Verlag, Berlin, 2009
- [4] Kani, G.N.J.: Was wissen wir heute über die Schubbruchsicherheit; Bauingenieur Heft 5 1968
- [5] König G., Tue N. V., Schenk G.: Grundlagen des Stahlbetonbaus 3. Auflage, Vieweg + Teubner Verlag, 2008
- [6] Meyberg, K., Vachenauer, P.: Höhere Mathematik 1 Differential- und Integralrechnung Vektorund Matrizenrechnung; Springer 6. Auflage, 2003
- [7] Pregartner T.:, Bemessung von Befestigungen im Beton, Ernst & Sohn, 2009
- [8] Schnell, J., Thiele, C.: "Anwendungsgrenzen für Luftkanäle in Stahlbetonplatten ohne Querkraftbewehrung, Abschlussbericht DBV-Vorhaben 250 und 259.", 2006.
- [9] Schnell, J., Thiele, C.: "Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetondecken mit integrierten Leitungsführungen, Abschlussbericht Bauforschung T 3135 2007.", 2007.
- [10] Setzdehnungsmesser SDM 250/10, Benutzerhandbuch, Richter Deformationstechnik GmbH -Burkersdorf, 2010,
- [11] Thiele, C.: Zum Tragverhalten von Stahlbetonplatten ohne Querkraftbewehrung mit integrierter Leitungsführung, Dissertation Kaiserslautern, 2010
- [12] Wittek, U.: Vorlesungsunterlagen Statik V, TU-Kaiserslautern Fachgebiet Baustatik 2009
- [13] Zulassung Z-12.5-96: Ankerstabstahl St 900/1100 mit Gewinderippen AWM 1100 Nenndurchmesser 15 und 20 mm, DIBt, 2010
- [14] Zulassung Z-15.1-264, Halfen Doppelkopf-Anker HDB-G mit glattem Schaft als Durchstanzbewehrung, DIBt , 2008

8 Anhang A – Zeichnungen der hergestellten Versuchskörper

8.1 Querschnitte



Abbildung 87: Positionen der DMS: V-R-3, V-G-2, V-G-3 (links) und V-R-4 (rechts)



Abbildung 88: Positionen der DMS: V-R-5 (links) und V-R-6 (rechts)



Abbildung 89: Positionen der DMS: V-R-2, V-E-2, V-E-3 (links) und V-E-4 (rechts)

8.2 Grundrisse

V-R-2

V-R	-2													V	/-R-1
						n	n	n (n
			۰	(DMS	19,20)	(DMS 2)				(DMS 2),					
			0	(DMS	17,18)										
				(DMS	12 14 15 1	2)									
			0	(LTINC	10,14,10,1	(DMS 1)				(DMS 1)					
			0	(DMS	11,12)	Ī									
	U U	U		- 1				0 1			1	U	U		0

V-R-3

V-F	₹-3														V	-R-4
	n – r		a		n/		í – – – – – – – – – – – – – – – – – – –	 · · · · ·					- 11	nr	r	'
				o (DMS	3-1,3-2)	(DMS 2)				(DMS 2),	(DMS 4					
											(0	•	, I (
				o (DMS	2-1,2-2)											
						(DMS 1)				(DMS 1)	(DMS 2	1,2-1) <mark>。</mark>				
				o (DMS	1-1,1-2,1-3	1-4)										
		_		-										 		

V-E-2

V-E-2					V-E-1
	(DM8[19,20)		I I		
		(DMS 2)		(DMS 2)	
	 (DMS 17,18) 				
	(DM2 42 44 45	400			
	0 (0.000 10,10,10	(DMS 1)		(DMS 1)	
	(DMS 11,12)				
		0 0 0	· · · · · · · · · · · · · · · · · · ·		

V-E-3

 				1				 		 			-		n (
 (0	MS 40-1.4	2) 🛛		0	(DMS	4-1,4-2)					UM5 1-	1,1	2,1-	(1-4)			
, ,		-/			,		(DMS 2)			 (DMS 2)							
(DMS 30-1	30-2,30-3,3	0-4).		•	(DMS	3-1,3-2,3-3	3-4)				DMS 2	1,2	2,2-3	32-4)			
				+							-			1			
											DMS 3	11 2	23	ula_4			
 (D	MS 20-1,20	-2) o		0	(DMS	2-1,2-2)	(DMC 4)			(DMP 4)				1		-	
				-i-			(Divis I)							i .			
(0	MS 10-1,10	-2)			(DMS	1-1,1-2)]	DMS 4-	1,4	-2,4-:	34-4,	4-5,4-6)		
		0	i II	•						 -				1			

V-G-3																	,	√-R-5
n n		1	Π		п		n I	•	 	1 I	1 1	1	1	Π	п	п	п	п
6 (DMS	25, 26) •				• 3 (DN	/IS 17, 18)	(DMS 2)				(DMS 2)	1 (DMS 11,	12) 。				
													2 (DMS 13	8,14) 👴				
5 (DMS	23, 24) •				• 2 (DN	/IS 15, 16)											
				Ì				(DMS 1)				(DMS 1)	3 (DMS 15	i,16) o				
4 (DMS 19, 20,	21, 22) •				• 1 (DN	(S 11, 12, 1	, 14)					4 (DMS 17	, 18) 🛛 👴				
4 (DMS 19, 20,	21, 22) •				° 1 (DN	18 11, 12, 1	(DMS 1) 14)				(DMS 1)	3 (DMS 15 4 (DMS 17	, 16) • , 18) •				

V-I	E-5														V	/-R-6
	Π	n	n	l n	n – – – – –		n (<u>г</u>		n r		1	2	1	1	
				i		(DMS 2)			(DMS 2)		4					
				İ					1 (DI	IS 11, 12, 1	3, 14) 🦼	-				
									3 (DI	AS 19, 20, 2	1, 22)		2 (DI	AS 15, 16, 1	7,18)	
				ļ		(DMS 1)			(DMS 1)		4		4 (DN	S 23, 24, 2	5, 26)	
				ļ								1				
													-			

V-	G-2																					V	/-G-1
	n n		- 10			Π		Π		Π	0	0	0		1		П	1				n	
	9 (DMS	33, 34)	•	٥	e /n	49	3 (D	MS '	17, 18)	(DMS 2)			(DMS 2)					Ì	l			
			i		Ĩ			Ί										1	İ	i			
	8 (DMS	31, 32)	•	0	5/0		0 2 (D	NS '	15, 16)														
			ļ	Ì	- ite			Ί		(DMS 1)			(DMS 1)				Ì	1	İ			
7 (OMS 27, 28, 2	9, 30)	•	0	4	40	0 1 (D	MS 1	11, 12, 1 22\	3, 14)								1		ļ			
	0 0		10		- Ne	0	1	- B		0	0	0	0			0		1	1		í t	1	<u> </u>

Abbildung 90: Positionen der DMS (Anker/Längseisen): Grundriss

1	0

V-E-4

9 Anhang B – Einzelergebnisse der Laborversuche

9.1 Randbedingungen aller Versuche

Geometrie der Versuchskörper

Plattenhöhe:	h = 0,30m
Plattenbreite:	b _w = 0,63m
Länge (ungeschwächt Bereich):	$I_{u} = 1,50m$
Länge (geschwächter Bereich):	l _g = 1,23m
Überhang Randlager:	I _{RL} = 0,20m
Überhang Mittellager:	$I_{ML} = 1,43m$
Gesamtlänge der Platte:	l _{ges} = 4,35m
Bewehrung	
Biegebewehrung:	St 900/1100 (6 ø 15,0; $A_s = 10,60$ cm ²)
statische Höhe:	d = 0,268m
Querbewehrung:	B500 S (A) (Ø 14 - 25 (17.Stk.))

9.2 Versuche mit runden Einzelöffnungen

9.2.1 Versuch V-R-1

Versuchsdurchführung: 24.02.2010

Geometrie des Versuchskörpers

Art der Öffnung:	Rund
Öffnungsbeziehung:	$d\emptyset = 0,5d$
Öffnungsmaß(e):	dØ = 134mm
Bewehrung	
Örtliche Querkraftbewehrung:	Referenzversuch - keine
Beton	
Würfeldruckfestigkeit des Ortbetons:	f _{cm,cube} = 28,59N/mm² (24.02.2010)
Zylinderdruckfestigkeit des Ortbetons:	$f_{cm,zyl} = 23,44 \text{N/mm}^2 \text{ (berechnet)}$
Zentrische Zugfestigkeit des Ortbetons:	f _{ctm} = 2,14N/mm² (24.02.2010)
Betonalter beim Versuch:	15 Tage

Versuchsablauf und Ergebnis

Der Versuchskörper wurde mit einer Belastungsgeschwindigkeit von 3 mm/min belastet. Das Eigengewicht sowie der Lastaufbau wirken bereits vor dem Tarieren der Messtechnik und sind somit

in den gemessenen Versuchsdaten nicht enthalten. Jede Laststufe wurde mindestens drei Minuten gehalten. Nachfolgend sind alle Daten des Versuchsablaufes zusammengestellt:

Phase 1:	Belastung in 22,5kN Schritten bis 45,00kN
	(LS1 – LS2)
	In der ersten Phase traten keine Risse auf.
Phase 2:	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG)
	Es wurde zehn Mal eine Zylinderlast von 67,50kN aufgebracht.
	(LS3,1 – LS3,10)
	Beim ersten Erreichen der Last GZG entstanden die ersten Biegerisse. Nach Ende der Lastwechsel konnte bei den meisten Rissen eine Verlängerung festgestellt werden. Auch kamen neue Risse hinzu, die jedoch alle kleiner 0,01mm waren.
Phase 3:	Belastung bis zum Bruch (Bruchlast: 167,73kN)
	(LS4 – LS8)
	Im weiteren Versuchsablauf kamen neue Biegerisse sowie Schubrisse hinzu. Nach LS4 (90kN) war der erste Riss an der Öffnung entstanden (von Bauteilunterseite bis Öffnungsmitte). Ab LS6 trat ein weiterer Riss ausgehend von der Öffnung in Richtung Lasteinleitung auf. Das Bauteilversagen trat ohne Vorankündigung ein. Der Schubriss verläuft direkt durch den geschwächten Bauteilbereich (Öffnung).
Sonstiges:	<u> </u>

Sonstiges:

Diagramme und Bilder

Nachfolgend sind die Versuchsergebnisse in Form von Diagrammen und Bildern dargestellt.



Abbildung 91: Versuch V-R-1: Zylinderkraft-Zeitdiagramm



Abbildung 92: Versuch V-R-1: Vertikalverformung WA 1-6



Abbildung 93: Versuch V-R-1: WAN Öffnung Auflager- und Lastseite

Ab ca. 120kN nehmen die Risse zwischen WA7 und 8 deutlich zu. Dabei erfährt WA7, der an der Lasteinleitungsseite der Öffnung angebracht ist, die größere Verformung.



Abbildung 94: Versuch V-R-1: Dehnung Längsbewehrung



Abbildung 95: Versuch V-R-1: Beton DMS

Bei ca. 130kN entstand ein kleiner Riss direkt über der Öffnung, der die negative Dehnung verkleinert.



Abbildung 96: Versuch V-R-1: Biegelinie (Labor)

Ausschnitt der Risse an der Unterseite des Versuchskörpers: V-R-1



Skizze der entstandenen Risse: V-R-1



Abbildung 97: Versuch V-R-1: Risse an der Unterseite der Deckenplatte

Riss [mm] / Last [kN]	R1	R2	R3	R4	R5	R6	R7	R8	R9	R10	R11	R12	R13	R14
90,00	0,15	0,05	0,05	0,05	0,10	0,10	0,10							
112,50	0,20	0,10	0,10	0,05	0,15	0,10	0,10	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05		
135,00	0,20	0,15	0,15	0,05	0,15	0,15	0,15	0,10	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05
157,50	0,25	0,15	0,10	0,05	0,15	0,15	0,15	0,10	0,10	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05

Tabelle 39: Versuch V-R-1: Rissbreiten der Deckenunterseite [mm]



Abbildung 98: Versuch V-R-1: Risse an der Längsseite der Deckenplatte

Tabelle 40: Versuch V-R-1: Rissbreiten im Bereich der Öffnung [mm]

Riss [mm] / Last [kN]	S1	S2
157,5	0,30	0,15
Bruch	15,00	10,00



Abbildung 99: Versuch V-R-1: Setzdehnungsmessung (1-6)

Bei Messstrecke 6 (MS6) kann man zwischen Lastfall 1 bis 3-10 deutlich die vorhandene Messungenauigkeit erkennen. Generell werden alle Strecken verkürzt. Dies wurde aufgrund der Lage der Messpunkte, alle Punkte befanden sich im Druckbereich des Bauteils, auch so erwartet.



Abbildung 100: Versuch V-R-1: Setzdehnungsmessung (7-12)

Während des Versuches entsteht ein Riss zwischen MS 8 u. 11. Allerdings wurden durch die Messstrecken zwei Risse berücksichtigt. (vgl. Rissbreitenmessung)



Abbildung 101: Versuch V-R-1: Setzdehnungsmessung (13-16)

Bei den horizontalen Messstrecken entsteht ein Riss zwischen MS 13. Bei der Risskartenmessung (LS7,S2) wurde ein Riss von 0,3 mm gemessen. Allerdings war die Messstelle näher an der Öffnung, und somit der Riss größer. Bei der Schrägmessung wird der Wert 0,3 mm leicht überschritten.



Abbildung 102: Versuch V-R-1: Setzdehnungsmessung (17-20)



Abbildung 103: Versuch V-R-1: Setzdehnungsmessung (Kalibrierung)

Der Vergleich der Kalibrierungsdaten zeigt teils große Abweichungen. Gerade die Strecke $10 \text{ cm}^*\sqrt{2}$ zeigt Messungenauigkeiten von -0,01 bis +0,08mm an. (5% Abweichung)



Abbildung 104: Versuch V-R-1: Seitenansicht im Bruchzustand



Abbildung 105: Versuch V-R-1: Seitenansicht eine Laststufe vor Bruch (157,5kN)



Abbildung 106: Versuch V-R-1: Schäden nach dem Versuch

Der Schubriss verlief mitten durch die Öffnung. Die Öffnung wurde durch den Bruch stark deformiert.

9.2.2 Versuch V-R-2

Abschlussbericht zum Forschungsvorhaben:

Versuchsdurchführung:	24.02.2010
-----------------------	------------

Geometrie des Versuchskörpers	
Art der Öffnung:	Rund
Öffnungsbeziehung:	dØ = 0,5d
Öffnungsmaß(e):	dØ = 134mm
Bewehrung	
Örtliche Querkraftbewehrung:	einseitiger Doppelkopfanker
Bezeichnung:	Halfen HDB-G: 10/255
Schubkonzentration:	1,0
Beton	
Würfeldruckfestigkeit des Ortbetons:	$f_{cm,cube} = 28,59N/mm^2$ (24.02.2010)
Zylinderdruckfestigkeit des Ortbetons:	$f_{cm,zyl} = 23,44$ N/mm ² (berechnet)
Zentrische Zugfestigkeit des Ortbetons:	$f_{ctm} = 2,14$ N/mm ² (24.02.2010)
Betonalter beim Versuch:	15 Tage

Versuchsablauf und Ergebnis

Der Versuchskörper wurde mit einer Belastungsgeschwindigkeit von 3 mm/min belastet. Das Eigengewicht sowie der Lastaufbau wirken bereits vor dem Tarieren der Messtechnik und sind somit in den gemessenen Versuchsdaten nicht enthalten. Jede Laststufe wurde mindestens drei Minuten gehalten. Nachfolgend sind alle Daten des Versuchsablaufes zusammengestellt:

Phase 1:	Belastung in 22,5kN Schritten bis 90,00kN							
	(LS1 – LS4)							
	Der erste Biegeriss trat nach Erreichen der Laststufe 45kN auf. Bei den folgenden Laststufen traten weitere Biegerisse nahe der Lasteinleitung auf. Alle Risse waren jedoch kleiner 0,01m. Bei 90kN trat erstmals ein Riss in der Öffnung auf. Mit dem letzten Lastzyklus dieser Phase wurden die Rissbreiten gemessen und dokumentiert (siehe Diagramme und Bilder).							
Phase 2:	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG)							
	Es wurde zehn Mal eine Zylinderlast von 112,50kN aufgebracht.							
	(LS5,1 – LS5,10)							
	Während der Lastwechsel kamen weitere Risse hinzu. Insbesondere trat ein Riss im oberen Bereich der Öffnung auf (Schubriss), der sich im weiteren Verlauf weiter Richtung							

Lasteinleitung fortsetzt.

Phase 3: Belastung bis zum Bruch (Bruchlast: 277,02kN)

(LS6 – LS12)

Bei der weiteren Belastung in 22,5kN Schritten weiteten sich die Biegerisse kontinuierlich auf. Außerdem kamen noch neue Risse hinzu. Gerade im Bereich der Öffnung entstanden neue seitliche Risse. Das Versagen trat querkrafttypisch ohne Vorankündigung auf. Dabei fiel die Last auf nahezu 0kN ab. Während des Versagens entstand ein neuer Schubriss, der aufgrund der Anker über die Öffnung geleitet wurde. An den Ankern selbst kann an der oberen Seite aufgrund der Abplatzung eine Dübelwirkung beobachtet werden.

Sonstiges: Durch die wesentlich höhere Auflast kam es zu einem größeren Schadensbild. Zusätzlich zu einem großen Schubriss sind Abplatzungen sowohl an der Ankerbewehrung, als auch parallel zur Längsbewehrung in Richtung Auflager entstanden. Die größere vorhandene Energie konnte auch akustisch durch einen lauteren Knall als bei V-R-1 wahrgenommen werden.

Diagramme und Bilder

Nachfolgend sind die Versuchsergebnisse in Form von Diagrammen und Bildern dargestellt.



Abbildung 107: Versuch V-R-2: Zylinderkraft-Zeitdiagramm





Abbildung 108: Versuch V-R-2: Vertikalverformung WA 1-6



Abbildung 109: Versuch V-R-2: WAN Öffnung Auflager- und Lastseite

Ab dem Zeitpunkt, an dem die Anker-DMS größere Verformungswerte liefert, wurde auch ein Verformungsunterschied von WA7 und WA8 gemessen.



Abbildung 110: Versuch V-R-2: Dehnung Längseisen



Abbildung 111: Versuch V-R-2: Beton DMS

Die Beton-DMS liefert nach den Lastwechseln keine plausiblen Ergebnisse.



Abbildung 112: Versuch V-R-2: Biegelinie (Labor)

Die größte Verformung trat kurz vor Bruch auf: Plötzliches Querkraftversagen.







Abbildung 113: Versuch V-R-2: Risse an der Unterseite der Deckenplatte

Riss [mm] / Last [kN]	R1	R2	R3	R4	R5	R6	R7	R8	R9	R10	R11	R12	R13	R14
90	0,10	0,10	0,05	0,05	0,05	0,10	0,05	0,05	0,05					
112,5	0,10	0,10	0,05	0,10	0,10	0,15	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05			
135	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05
157,5	0,10	0,10	0,10	0,15	0,15	0,15	0,10	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05
180	0,15	0,15	0,15	0,20	0,20	0,20	0,15	0,10	0,05	0,05	0,05	0,10	0,05	0,10
202,5	0,20	0,15	0,15	0,20	0,20	0,20	0,15	0,15	0,10	0,10	0,05	0,20	0,05	0,15
225	0,25	0,20	0,20	0,25	0,25	0,30	0,15	0,15	0,10	0,10	0,10	0,20	0,05	0,15
247,5	0,30	0,20	0,25	0,30	0,35	0,35	0,20	0,15	0,10	0,15	0,15	0,25	0,05	0,20

Tabelle 41: Versuch V-R-2: Rissbreiten der Deckenunterseite [mm]

Das Rissbild bei Versuch V-R-2 ist ähnlich dem Rissbild von Versuch V-R-1. Allerdings gehen fast alle Risse komplett durch das Deckenelement. Außerdem sind aufgrund der größeren Verformungen die Rissmaße größer. Auch bei den Seitenrissen ist festzustellen, dass aufgrund der höheren Auflast und Verformungen größere Risse entstanden sind.



Abbildung 114: Versuch V-R-2: Risse an der Längsseite der Deckenplatte

Tabelle 42: Versuch V-R-2: Rissbreiten der Deckenlängsseite [mm]

Riss [mm] / Last [kN]	S1	S2	S3
180	0,30	0,20	0,10
202,5	0,35	0,35	0,20
225	0,80	0,45	0,35
247,5	0,90	0,70	0,45



Abbildung 115: Versuch V-R-2: Dehnung Stahlanker (Anker 2)

Die Dehnung der Anker erfolgt zunächst an den oberen DMS-Streifen, nach weiterer Laststeigerung dann auch unten.



Abbildung 116: Versuch V-R-2: Dehnung Stahlanker (Anker 1,3 und 4)



Abbildung 117: Versuch V-R-2: Anker-/Querkraft-Zeitdiagramm (Anker einzeln)

Das Diagramm zeigt einen leichten Zuwachs der Ankerkräfte während der Lastwechsel. Die Anker sind zu diesem Zeitpunkt nur mit ca. 10% der späteren Höchstkraft beansprucht.



Abbildung 118: Versuch V-R-2: Anker-/Querkraft-Zeitdiagramm (Anker Summe)





Abbildung 119: Versuch V-R-2: Ankerkraft- Querkraft- Diagramm (Anker einzeln)

Abbildung 120: Versuch V-R-2: Ankerkraft- Querkraft- Diagramm (Anker Summe)

Die Anker werden bis zu der Querkraft von 60kN kaum Beansprucht. Eine weitere Laststeigerung ist allerdings nur aufgrund der örtlichen Querkraftbewehrung möglich.







Abbildung 122: Versuch V-R-2: Setzdehnungsmessung (7-12)

Die Messstrecken 8,10,11 zeigen die Rissentwicklung unterhalb der Öffnung.



Abbildung 123: Versuch V-R-2: Setzdehnungsmessung (13-16)

(vgl. Risskartenmessung: (LS11) S3 = 0,45mm)





(Messfehler MS20, LS1); (Riss MS17: vgl. Risskarte (LS11) S1=0,9mm S2=0,7mm)



Abbildung 125: Versuch V-R-2: Setzdehnungsmessung (Kalibrierung)

Große Messungenauigkeit, laut Hersteller je nach Messstrecke 0,005mm möglich.



Abbildung 126: Versuch V-R-2: Seitenansicht im Bruchzustand

Kurz vor dem Bruch entsteht ein vorher nicht vorhandener Schubriss über der Öffnung (vgl. Abbildung 127)



Abbildung 127: Versuch V-R-2: Seitenansicht eine Laststufe vor Bruch (247,5kN)



Abbildung 128: Versuch V-R-2: Schäden nach dem Versuch – Absprengungen der Druckzone über den Ankern (links) und Ansicht nach entfernen der Abplatzung an der Deckenoberseite (rechts)



Abbildung 129: Versuch V-R-2: Schäden nach dem Versuch – Abplatzungen an der Längsbewehrung unterhalb des Versuchskörpers (links) und Verankerung des Ankers im Beton (rechts)
9.2.3 Versuch V-R-3

Geometrie des Versuchskörpers	
Art der Öffnung:	Rund
Öffnungsbeziehung:	dØ = 0,5d
Öffnungsmaß(e):	dØ = 134mm
Bewehrung	
Örtliche Querkraftbewehrung:	einseitiger Doppelkopfanker
Bezeichnung:	Halfen HDB-G: 10/255
Schubkonzentration:	0,75
Beton	
Würfeldruckfestigkeit des Ortbetons:	$f_{cm,cube} = 29,71 \text{N/mm}^2 (18.03.2010)$
Zylinderdruckfestigkeit des Ortbetons:	$f_{cm,zyl} = 24,36N/mm^2$ (berechnet)
Zentrische Zugfestigkeit des Ortbetons:	$f_{ctm} = 2,39$ N/mm ² (18.03.2010)
Betonalter beim Versuch:	16 Tage

Versuchsablauf und Ergebnis

Der Versuchskörper wurde mit einer Belastungsgeschwindigkeit von 3 mm/min belastet. Das Eigengewicht sowie der Lastaufbau wirken bereits vor dem Tarieren der Messtechnik und sind somit in den gemessenen Versuchsdaten nicht enthalten. Jede Laststufe wurde mindestens drei Minuten gehalten. Nachfolgend sind alle Daten des Versuchsablaufes zusammengestellt:

Phase 1:	Belastung in 22,5kN Schritten bis 90,00kN
	(LS1 – LS4)
	Der erste Biegeriss trat nach LS3 (67,5 kN) nahe der Lasteinleitung (allerdings am ungeschwächten Teil) zum Vorschein. Mit der nächsten Laststufe kamen weitere Biegerisse hinzu.
Phase 2:	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG)
	Es wurde zehn Mal eine Zylinderlast von 112,50kN aufgebracht.
	(LS5,1 – LS5,10)
	Mit LS5 trat auch der ersten Risse an der Öffnung auf. Nach Beendigen der Lastwechsel haben sich die Risse wiederum verlängert. Außerdem kamen noch neue Risse, insbesondere am ungeschwächten Teil, hinzu.

 Phase 3:
 Belastung bis zum Bruch (Bruchlast: 253,41kN) (LS6 – LS12)

 Mit zunehmender Laststeigerung verlängerten sich die bereits vorhandenen Risse. Ab LS 9 kamen immer mehr Schubrisse hinzu, welche im weiteren Verlauf die größte Verlängerung der Risse erfuhren. Der Versagensschubriss kann wie bei Versuch V-R-2 über die Öffnung geleitet werden. Der Riss längs der Längsbewehrung setzte sich allerdings bis zur Öffnung fort.

 Sonstiges:
 Das Versagen des Versuchskörpers war so ruckartig dass sich

Sonstiges: Das Versagen des Versuchskörpers war so ruckartig, dass sich die Lasteinleitungseinrichtung verschob. Außerdem wurde der am gleichen Bauteil stattfindende Versuch V-R-4 geschwächt.

Diagramme und Bilder

Nachfolgend sind die Versuchsergebnisse in Form von Diagrammen und Bildern dargestellt.



Abbildung 130: Versuch V-R-3: Zylinderkraft-Zeitdiagramm



Abbildung 131: Versuch V-R-3: Vertikalverformung WA 1-6



Abbildung 132: Versuch V-R-3: WAN Öffnung Auflager- und Lastseite

Bis zu einer Zylinderlast von ca. 160 kN wird WA 8 geringfügig zusammengedrückt. Danach entstehen an der Auflagerseite der Öffnung Risse. Bei WA 7 erscheinen schon früher kontinuierlicher Risse.



Abbildung 133: Versuch V-R-3: Dehnung Längseisen



Abbildung 134: Versuch V-R-3: Beton DMS

Der Sprung von ca. -350 auf -250 μ m bei ca. 175kN erscheint nicht plausibel und deutet auf einen Messfehler hin. .



Abbildung 135: Versuch V-R-3: Biegelinie (Labor)

Ausschnitt der Risse an der Unterseite des Versuchskörpers: V-R-3



Abbildung 136: Versuch V-R-3: Risse an der Unterseite der Deckenplatte

Riss [mm] / Last [kN]	R1	R2	R3	R4	R5	R6	R7	R8	R9	R10	R11
67,5	<0,05										
90	<0,05	<0,05	<0,05	<0,05	<0,05						
112,5	0,10	0,05	0,05	0,05	<0,05	<0,05	<0,05	<0,05	<0,05		
112,5	0,15	0,05	0,05	0,05	<0,05	0,05	0,05	0,10	<0,05	<0,05	< 0,05
135	0,20	0,10	0,05	0,05	0,05	0,10	0,05	0,10	0,05	<0,05	< 0,05
157,5	0,20	0,10	0,05	0,05	0,05	0,10	0,05	0,15	0,05	<0,05	0,05
180	0,25	0,10	0,10	0,10	0,05	0,15	0,10	0,20	0,05	<0,05	0,05
202,5	0,25	0,20	0,05	0,15	0,10	0,15	0,20	0,20	0,10	0,05	0,10
225	0,35	0,20	0,10	0,10	0,10	0,15	0,20	0,30	0,15	0,05	0,10
247,5	0,40	0,25	0,20	0,20	0,15	0,20	0,30	0,25	0,15	0,05	0,10

Tabelle 43: Versuch V-R-3: Rissbreiten der Deckenunterseite [mm]



Abbildung 137: Versuch V-R-3: Risse an der Längsseite der Deckenplatte

Riss [mm] / Last [kN]	S1	S2	S3	S4	S5	S6
112,5	<0,05	0,10				
135	0,10),1-0,15	5			
157,5	0,10),15-0,2	2			
180	0,30	0,10				
202,5	0,40	0,05	0,35			
225	0,50	0,05	0,45	0,10	0,05	
247,5	1,00	0,05	1,50	0,05	0,15	0,60

Tabelle 44: Versuch V-R-3: Rissbreiten der Deckenlängsseite [mm]





Abbildung 138: Versuch V-R-3: Dehnung Stahlanker (Anker 1)



Abbildung 139: Versuch V-R-3: Dehnung Stahlanker (Anker 2 und 3)



Abbildung 140: Versuch V-R-3: Anker-/Querkraft-Zeitdiagramm (Anker einzeln)



Abbildung 141: Versuch V-R-3: Anker-/Querkraft-Zeitdiagramm (Anker Summe)





Abbildung 142: Versuch V-R-3: Ankerkraft- Querkraft- Diagramm (Anker einzeln)

Abbildung 143: Versuch V-R-3: Ankerkraft- Querkraft- Diagramm (Anker Summe)



Abbildung 144: Versuch V-R-3: Seitenansicht im Bruchzustand



Abbildung 145: Versuch V-R-3: Seitenansicht eine Laststufe vor Bruch (247,5kN)



Abbildung 146: Versuch V-R-3: Schäden nach dem Versuch – Rissbild andere Seite (links) und Abplatzung an der Plattenunterseite (rechts)



Abbildung 147: Versuch V-R-3: Schäden nach dem Versuch – Abplatzungen in der Öffnung (links) – Beim Versagen des Versuchskörpers wurde der Lastaufbau verschoben (rechts)

9.2.4 Versuch V-R-4

Versuchsdurchführung: 1	18.03.2010
-------------------------	------------

Geometrie des Versuchskörpers	
Art der Öffnung:	Rund
Öffnungsbeziehung:	$d\emptyset = 0,5d$
Öffnungsmaß(e):	dØ = 134mm
Bewehrung	
Örtliche Querkraftbewehrung:	einseitiger Doppelkopfanker
Bezeichnung:	Halfen HDB-G: 10/255
Schubkonzentration:	0,5
Beton	
Würfeldruckfestigkeit des Ortbetons:	$f_{cm,cube} = 29,71N/mm^2$ (18.03.2010)
Zylinderdruckfestigkeit des Ortbetons:	$f_{cm,zyl} = 24,36N/mm^2$ (berechnet)
Zentrische Zugfestigkeit des Ortbetons:	f _{ctm} = 2,39N/mm ² (18.03.2010)
Betonalter beim Versuch:	16 Tage

Versuchsablauf und Ergebnis

Der Versuchskörper wurde mit einer Belastungsgeschwindigkeit von 3 mm/min belastet. Das Eigengewicht sowie der Lastaufbau wirken bereits vor dem Tarieren der Messtechnik und sind somit in den gemessenen Versuchsdaten nicht enthalten. Jede Laststufe wurde mindestens drei Minuten gehalten. Nachfolgend sind alle Daten des Versuchsablaufes zusammengestellt:

Phase 1: Belastung in 22,5kN Schritten bis 90,00kN

(LS1 – LS4)

Bereits nach erreichen von LS1 traten Risse am ungeschwächten Teil auf. Dabei handelte es sich um Risse, die bereits beim Versuch V-R-3 entstanden sind. Die Risse verliefen in Richtung der Lasteinleitung aus Versuch V-R-3. Der erste Biegeriss trat nach LS3 direkt unter der Lasteinleitung zum Vorschein. Ab LS4 kamen weitere Biegerisse am geschwächten Teil hinzu. Außerdem waren Risse an der Öffnung zu erkennen.

Phase 2: Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG)
Es wurde zehn Mal eine Zylinderlast von 112,50kN aufgebracht.
(LS5,1 – LS5,10)
LS5 brachte neue Biegerisse zum Vorschein. Nach den Lastwechseln ist ein weiterer Biegeriss dazu gekommen. Außerdem sind die Risse nahe der Öffnung alle verlängert der Druckzone.

worden.

 Phase 3: Belastung bis zum Bruch (Bruchlast: 230,91kN) (LS6 – LS11)
 Die weitere Laststeigerung verlängerte die Risse kontinuierlich. Der Schubriss nach dem Versagen verläuft mitten durch die Öffnung. Außerdem wurde der gesamte Betonquerschnitt oberhalb der Längsbewehrung abgesprengt. Die Anker sind noch intakt. Der Beton oberhalb hat versagt.
 Sonstiges: Versuch V-R-4 war durch den bereits durchgeführten Versuch V-R-3 vorgeschädigt. Bereits vor Versuchsbeginn vorhandene Riss sind blau eingezeichnet. Es handelt sich um senkrechte Risse in

Diagramme und Bilder

Nachfolgend sind die Versuchsergebnisse in Form von Diagrammen und Bildern dargestellt.



Abbildung 148: Versuch V-R-4: Zylinderkraft-Zeitdiagramm



Abbildung 149: Versuch V-R-4: Vertikalverformung WA 1-6

WA 6 liefert nach den Lastwechseln keine plausiblen Werte, da der Wegaufnehmer verschoben wurde. Dies wurde aber erst nach dem Versuch festgestellt. Diese fehlerhaften Werte sind nicht im Diagramm vorhanden.



Abbildung 150: Versuch V-R-4: WAN Öffnung Auflager- und Lastseite



Abbildung 151: Versuch V-R-4: Dehnung Längseisen



Abbildung 152: Versuch V-R-4: Beton DMS

Ab ca. 125 kN Auflast lieferte die Beton-DMS keine plausiblen Werte.



Abbildung 153: Versuch V-R-4: Biegelinie (Labor)

WA4 liefert bei den ersten Laststufen eine geringere Verformung als WA5. (Messfehler)





Abbildung 154: Versuch V-R-4: Risse an der Unterseite der Deckenplatte

Riss [mm] / Last [kN]	R1	R2	R3	R4	R5	R6	R7	R8	R9	R10	R11	R12	R13	R14
67,5	<0,05													
90	0,05	<0,05	<0,05	<0,05	<0,05	<0,05	0,05	<0,05	<0,05					
112,5	0,10	<0,05	<0,05	<0,05	<0,05	<0,05	0,05	<0,05	<0,05	<0,05				
112,5	0,15	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05	0,10	0,05	<0,05	<0,05	<0,05	<0,05		
135	0,20	0,05	0,05	0,10	0,05	0,05	0,10	0,05	<0,05	<0,05	0,05	<0,05		
157,5	0,25	0,05	0,05	0,15	0,10	0,10	0,15	0,10	<0,05	<0,05	0,10	<0,05		
180	0,25	0,10	0,10	0,10	0,20	0,15	0,20	0,10	<0,05	<0,05	0,15	<0,05	0,05	
202,5	0,30	0,10	0,10	0,10	0,20	0,15	0,20	0,15	<0,05	<0,05	0,15	<0,05	<0,05	
225	0,30	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,20	0,15	<0,05	0,10	0,15	<0,05	0,10	<0,05

Tabelle 45: Versuch V-R-4: Rissbreiten der Deckenunterseite [mm]



Abbildung 155: Versuch V-R-4: Risse an der Längsseite der Deckenplatte

Tobollo 1C	Varauch		shraitan da	r Dookonlön	annite	[
Tabelle 40.	versuch	V-K-4. KISS	sorellen de	грескепіан	ussene	
					9000.00	L

Riss [mm] / Last [kN]	S1	S2	S3	S4	S5
112,5	<0,05	0,05			
112,5	<0,05	0,10			
135	0,05	0,10			
157,5	0,30	< 0,05	0,20		
180	0,50	<0,05	0,45	0,05	
202,5	1,00	<0,05	0,80	0,15	
225	2,00	< 0,05	1,50	0,10	0,10

Auch bei Versuch V-R-4 wird der Riss S2 nach der Entstehung wieder zusammengedrückt. (vgl. V-R-3). Dies hängt mit der Entstehung der benachbarten Risse zusammen.







Abbildung 157: Versuch V-R-4: Dehnung Stahlanker (Ankermitte 1 und 2)



Abbildung 158: Versuch V-R-4: Anker-/Querkraft-Zeitdiagramm (Anker einzeln)



Abbildung 159: Versuch V-R-4: Anker-/Querkraft-Zeitdiagramm (Anker Summe)







Abbildung 161: Versuch V-R-4: Ankerkraft- Querkraft- Diagramm (Anker Summe)



Abbildung 162: Versuch V-R-4: Seitenansicht im Bruchzustand

Während dem Versagen brach ein Betonelement über der Öffnung ab.



Abbildung 163: Versuch V-R-4: Seitenansicht eine Laststufe vor Bruch (225,0kN)



Abbildung 164: Versuch V-R-4: Schäden nach dem Versuch – Die Öffnung wurde stark deformiert (links) – Dübelwirkung des Ankers (rechts)



Abbildung 165: Versuch V-R-4: Schäden nach dem Versuch – Beim Versagen ist der Betonkörper von der Öffnung bis zum Auflager entlang der Längsbewehrung in zwei Teile durchgerissen.

9.2.5 Versuch V-R-5

Versuchsdurchführung: 31.05.2010

Geometrie des Versuchskörpers	
Art der Öffnung:	Rund
Öffnungsbeziehung:	$d\emptyset = 0.5d$
Öffnungsmaß(e):	dØ = 134mm
Bewehrung	
Örtliche Querkraftbewehrung:	Einseitige Bügel
Bezeichnung:	B500 4 Stk. Ø 10
Schubkonzentration:	1,0
Beton	
Würfeldruckfestigkeit des Ortbetons:	$f_{cm,cube} = 36,75 \text{ N/mm}^2 (31.05.2010)$
Zylinderdruckfestigkeit des Ortbetons:	$f_{cm,zyl} = 30,13 \text{ N/mm}^2$ (berechnet)
Zentrische Zugfestigkeit des Ortbetons:	f _{ctm} = 2,89N/mm ² (31.05.2010)
Betonalter beim Versuch:	13 Tage

Versuchsablauf und Ergebnis

Der Versuchskörper wurde mit einer Belastungsgeschwindigkeit von 3 mm/min belastet. Das Eigengewicht sowie der Lastaufbau wirken bereits vor dem Tarieren der Messtechnik und sind somit in den gemessenen Versuchsdaten nicht enthalten. Jede Laststufe wurde mindestens drei Minuten gehalten. Nachfolgend sind alle Daten des Versuchsablaufes zusammengestellt:

Phase 1:	Belastung in 22,5kN Schritten bis 90,00 kN					
	(LS1 – LS4)					
	Der erste Biegeriss trat nach LS3 direkt unter der Lasteinleitung zum Vorschein. Ab LS4 kamen weitere Biegerisse am geschwächten Teil hinzu. Außerdem waren Risse an der Öffnung zu erkennen.					
Phase 2:	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG)					
	Es wurde zehn Mal eine Zylinderlast von 112,50kN aufgebracht.					
	(LS5,1 – LS5,10)					
	LS5 brachte neue Biegerisse zum Vorschein. Nach den Lastwechseln ist ein weitere Biegeriss dazu gekommen. Außerdem sind die Risse nahe der Öffnung alle verlängert worden.					

 Phase 3: Belastung bis zum Bruch (Bruchlast: 288,52 kN) (LS6 – LS13)
 Die weitere Laststeigerung verlängerte die Risse kontinuierlich. Der Schubriss nach dem Versagen verläuft mitten durch die Öffnung. Außerdem wurde der gesamte Betonquerschnitt oberhalb der Längsbewehrung abgesprengt. Die Anker sind noch intakt. Der Beton oberhalb hat versagt.
 Sonstiges: Versuch V-R-5 war durch den bereits durchgeführten Versuch V-R-3 vorgeschädigt. Bereits vor Versuchsbeginn vorhandene Risse

R-3 vorgeschädigt. Bereits vor Versuchsbeginn vorhandene Risse sind blau eingezeichnet. Es handelt sich um senkrechte Risse in der Druckzone.

Diagramme und Bilder

V-R-5 Zylinderkraft-Zeit-Diagramm -350 -300 -250 Zylinderkraft Fv [kN] -200 -150 -100 -50 0 0:30 1:30 2:30 3:00 3:30 0:00 1:00 2:00 Zeit [h]

Nachfolgend sind die Versuchsergebnisse in Form von Diagrammen und Bildern dargestellt.

Abbildung 166: Versuch V-R-5: Zylinderkraft-Zeitdiagramm



Abbildung 167: Versuch V-R-5: Vertikalverformung WA 1-6



Abbildung 168: Versuch V-R-5: WAN Öffnung Auflager- und Lastseite



Abbildung 169: Versuch V-R-5: Dehnung Längseisen



Abbildung 170: Versuch V-R-5: Beton DMS

Ab ca. 200 kN Auflast lieferte die Beton-DMS keine plausiblen Werte.



Abbildung 171: Versuch V-R-5: Biegelinie (Labor)

Ausschnitt der Risse an der Unterseite des Versuchskörpers: V-R-5



Abbildung 172: Versuch V-R-5: Risse an der Unterseite der Deckenplatte

Riss [mm] / Last [kN]	R1	R2	R3	R4	R5	R6	R7	R8	R9
90	<0,05	<0,05	<0,05						
112,5	<0,05	<0,05	<0,05	<0,05	<0,05				
112,5	0,05	0,05	0,05	<0,05	<0,05	<0,05	<0,05	<0,05	
135	0,05	0,05	0,05	<0,05	<0,05	<0,05	<0,05	<0,05	
157,5	0,15	0,10	0,10	0,05	0,05	0,10	0,05	0,10	0,05
180	0,20	0,10	0,10	0,05	0,05	0,10	0,05	0,15	0,10
202,5	0,25	0,15	0,15	0,10	0,05	0,15	0,05	0,20	0,15
225	0,30	0,15	0,25	0,15	0,15	0,15	0,05	0,25	0,20
247,5	0,30	0,20	0,20	0,15	0,10	0,20	0,05	0,20	0,20
270	0,35	0,20	0,15	0,15	0,15	0,35	0,05	0,35	0,20

Tabelle 47: Versuch V-R-5: Rissbreiten der Deckenunterseite [mm]



Abbildung 173: Versuch V-R-5: Risse an der Längsseite der Deckenplatte

Riss [mm] / Last [kN]	S1	S2	S3
90	<0,05		
112,5	<0,05		
112,5	0,10		
135	0,10	<0,05	
157,5	0,15	<0,05	
180	0,20	0,10	
202,5	0,10	0,25	0,15
225	0,05	0,60	0,25
247,5	0,05	0,80	0,50
270	0,05	0,9	0,7

Tabelle 48.	Versuch	V-R-5	Rissbreiten	der	Deckenlän	asseite	[mm]	
	VCISUCII	v i	1133bi Citon	uci	Deekeman	yssene	լուույ	



Abbildung 174: Versuch V-R-5: Dehnung Bügel



Abbildung 175: Versuch V-R-5: Dehnung Bügel



Abbildung 176: Versuch V-R-5: Seitenansicht im Bruchzustand

Während dem Versagen brach ein Betonelement über der Öffnung ab.



Abbildung 177: Versuch V-R-5: Seitenansicht eine Laststufe vor Bruch (270,0 kN)



Abbildung 178: Versuch V-R-5: Schäden nach dem Versuch – Rissbild und Abplatzungen anderer Seite



Abbildung 179: Versuch V-R-5: Schäden nach dem Versuch – Abplatzungen in der Öffnung

9.2.6 Versuch V-R-6

Versuchsdurchführung: 09.06.2010	
Geometrie des Versuchskörpers	
Art der Öffnung:	Rund
Öffnungsbeziehung:	$d\emptyset = 0,5d$
Öffnungsmaß(e):	dØ = 134mm
Bewehrung	
Örtliche Querkraftbewehrung:	Wendel
Bezeichnung:	B500 Ø10
Schubkonzentration:	1,0
Beton	
Würfeldruckfestigkeit des Ortbetons:	f _{cm,cube} = 30,36 N/mm² (09.06.2010)
Zylinderdruckfestigkeit des Ortbetons:	f _{cm,zyl} = 24,89 N/mm ² (berechnet)
Zentrische Zugfestigkeit des Ortbetons:	f _{ctm} = 2,42 N/mm² (09.06.2010)
Betonalter beim Versuch:	7 Tage

Versuchsablauf und Ergebnis

Der Versuchskörper wurde mit einer Belastungsgeschwindigkeit von 3mm/min belastet. Das Eigengewicht sowie der Lastaufbau wirken bereits vor dem Tarieren der Messtechnik und sind somit in den gemessenen Versuchsdaten nicht enthalten. Jede Laststufe wurde mindestens drei Minuten gehalten. Nachfolgend sind alle Daten des Versuchsablaufes zusammengestellt:

Phase 1:	Belastung in 22,5 kN Schritten bis 90,00 kN						
	(LS1 – LS4)						
	Der erste Biegeriss trat nach LS3 direkt unter der Lasteinleitung zum Vorschein. Ab LS4 kamen weitere Biegerisse am geschwächten Teil hinzu. Außerdem waren Risse an der Öffnung zu erkennen.						
Phase 2:	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG)						
	Es wurde zehn Mal eine Zylinderlast von 112,50kN aufgebracht.						
	(LS5,1 – LS5,10)						
	LS5 brachte neue Biegerisse zum Vorschein. Nach den Lastwechseln ist ein weiterer Biegeriss dazu gekommen. Außerdem sind die Risse nahe der Öffnung alle verlängert worden.						

Phase 3: Belastung bis zum Bruch (Bruchlast: 265,33 kN)

(LS6 – LS11)

Durch die weitere Laststeigerung verlängerten sich die Risse kontinuierlich. Der Schubriss nach dem Versagen verläuft über den Bereich der Wendel.

Diagramme und Bilder

Nachfolgend sind die Versuchsergebnisse in Form von Diagrammen und Bildern dargestellt.



Abbildung 180: Versuch V-R-6: Zylinderkraft-Zeitdiagramm



Abbildung 181: Versuch V-R-6: Vertikalverformung WA 1-6



Abbildung 182: Versuch V-R-6: WAN Öffnung Auflager- und Lastseite



Abbildung 183: Versuch V-R-6: Dehnung Längseisen



Abbildung 184: Versuch V-R-6: Beton DMS



Abbildung 185: Versuch V-R-6: Biegelinie (Labor)

Ausschnitt der Risse an der Unterseite des Versuchskörpers: V-R-6



Abbildung 186: Versuch V-R-6: Risse an der Unterseite der Deckenplatte

Riss [mm] / Last [kN]	R1	R2	R3	R4	R5	R6	R7	R8	R9	R10	R11	R12	R13
90	0,10	<0,05	<0,05	<0,05	<0,05	<0,05	<0,05						
112,5	0,10	0,05	0,05	0,05	<0,05	<0,05	<0,05	<0,05	<0,05	<0,05			
112,5	0,15	0,10	0,05	0,10	0,05	0,05	<0,05	<0,05	<0,05	<0,05	<0,05		
135	0,20	0,05	0,10	0,10	0,05	0,05	<0,05	<0,05	<0,05	<0,05	<0,05	<0,05	
157,5	0,20	0,10	0,10	0,10	0,15	0,05	0,10	0,10	<0,05	<0,05	0,05	<0,05	
180	0,25	0,10	0,10	0,15	0,10	0,15	0,10	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05	
202,5	0,25	0,10	0,10	0,20	0,10	0,15	0,10	0,10	0,10	0,05	0,10	0,05	
225	0,25	0,10	0,15	0,20	0,10	0,20	0,20	0,10	0,10	0,10	0,15	0,10	< 0,05
247,5	0,30	0,20	0,15	0,30	0,15	0,25	0,20	0,15	0,15	0,15	0,10	0,10	0,05



Abbildung 187: Versuch V-R-6: Risse an der Längsseite der Deckenplatte

Riss [mm] / Last [kN]	S1	S2	S3
90			
112,5			
112,5			
135	<0,05		
157,5	<0,05	<0,05	
180	<0,05	< 0,05	
202,5	0,05	0,05	
225	<0,05	0,15	
247,5	<0,05	0,20	0,10

Tabelle 50: Versuch V-R-6: Rissbreiten der Deckenlängsseite [mm]



Abbildung 188: Versuch V-R-6: Dehnung Wendel



Abbildung 189: Versuch V-R-6: Dehnung Wendel



Abbildung 190: Versuch V-R-6: Dehnung Wendel



Abbildung 191: Versuch V-R-6: Dehnung Wendel


Abbildung 192: Versuch V-R-6: Seitenansicht im Bruchzustand

Während dem Versagen brach ein Betonelement über der Öffnung ab.



Abbildung 193: Versuch V-R-6: Seitenansicht eine Laststufe vor Bruch (225,0 kN)



Abbildung 194: Versuch V-R-6: Schäden nach dem Versuch – Rissbild andere Seite



Abbildung 195: Versuch V-R-6: Schäden nach dem Versuch – Nahaufnahme der Öffnung (links)und Abplatzungen an der Längsbewehrung unterhalb des Versuchskörpers (rechts)

9.3 Versuche mit eckigen Einzelöffnungen

9.3.1 Versuch V-E-1

Versuchsdurchführung: 26.02.2010

Geometrie des Versuchskörpers

Art der Öffnung:	Eckig
Öffnungsbeziehung:	h*l = 0,5d*0,75d
Öffnungsmaß(e):	h*l = 134*201mm
Bewehrung	
Örtliche Querkraftbewehrung:	Referenzversuch -keine
Beton	
Würfeldruckfestigkeit des Ortbetons:	$f_{cm,cube} = 29,44N/mm^2$ (26.02.2010)
Zylinderdruckfestigkeit des Ortbetons:	$f_{cm,zyl} = 24,14N/mm^2$ (berechnet)
Zentrische Zugfestigkeit des Ortbetons:	f _{ctm} = 2,20N/mm² (26.02.2010)
Betonalter beim Versuch:	17 Tage

Versuchsablauf und Ergebnis

Der Versuchskörper wurde mit einer Belastungsgeschwindigkeit von 3 mm/min belastet. Das Eigengewicht sowie der Lastaufbau wirken bereits vor dem Tarieren der Messtechnik und sind somit in den gemessenen Versuchsdaten nicht enthalten. Jede Laststufe wurde mindestens drei Minuten gehalten. Nachfolgend sind alle Daten des Versuchsablaufes zusammengestellt:

Phase 1:	Belastung in 22,5kN Schritten bis 45,00kN (LS1 – LS2)
	Nach der zweiten Laststufe (45kN) trat ein Biegriss unter der Öffnung auf.
Phase 2:	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG)
	Es wurde zehn Mal eine Zylinderlast von 67,50kN aufgebracht.
	(LS3,1 – LS3,10)
	Nach erstmaligem Erreichen der Stufe GZG waren schon deutliche Risse im Bereich der Öffnung vorhanden. Während der Lastwechselphase traten weiter Biegerisse auf. Außerdem verlängerten sich fast alle bereits vorhandenen Risse.
Phase 3:	Belastung bis zum Bruch (Bruchlast: 102,61kN)
	(LS4 - LS5)

Nach Erreichen der Laststufe 4 verlängert sich der Schubriss ausgehend von der Öffnung in Richtung Lasteinleitung. Zusätzlich kommen noch neue Biegerisse dazu. Mit Erreichen der Höchstlast versagt das Bauteil schlagartig. Wie schon bei Versuch V-R-1 geht der Schubriss direkt durch den geschwächten Teil der Öffnung.

Sonstiges: Bereits in der 2. Phase (GZG) reicht der Schubriss schon weit in die Druckzone. Auch sind schon viele Risse im Bereich der Öffnung vorhanden. Dies lässt auf eine Überschätzung der Laststufe GZG schließen.

Diagramme und Bilder

Nachfolgend sind die Versuchsergebnisse in Form von Diagrammen und Bildern dargestellt.











Abbildung 198: Versuch V-E-1: WAN Öffnung Auflager- und Lastseite



Abbildung 199: Versuch V-E-1: Dehnung Längseisen



Abbildung 200: Versuch V-E-1: Beton DMS Die Beton-DMS war offensichtlich defekt.



Abbildung 201: Versuch V-E-1: Biegelinie (Labor)

An der Lastseite der Öffnung ist die Verformung größer als auf der Auflagerseite.





Abbildung 202: Versuch V-E-1: Risse an der Unterseite der Deckenplatte

Riss [mm] / Last [kN]	R1	R2	R3	R4	R5	R6	R7	R8
67,5	0,05	0,05	0,05					
67,5	0,10	0,05	0,05	0,05	0,10	0,05	0,05	
90	0,10	0,05	0,05	0,05	0,10	0,05	0,05	0,05

Tabelle 51: Versuch V-E-1: Rissbreiten der Deckenunterseite [mm]

Insgesamt sind weniger Risse entstanden als bei Versuch V-R-1. Dies hängt mit der geringeren Auflast und den daraus resultierenden geringeren Bauteilverformungen zusammen. Allerdings gingen die Risse fast alle durch das gesamte Deckenelement.



Abbildung 203: Versuch V-E-1: Risse an der Längsseite der Deckenplatte

Riss [mm] / Last [kN]	S1	S2	S3
67,5	0,10	0,20	0,10
67,5	0,20	0,35	0,30
90	0,35	1,00	1,00
Bruch	7,00	4,00	5,00

Tabelle 52: Versuch V-E-1: Rissbreiten der Deckenlängsseite [mm]



Abbildung 204: Versuch V-E-1: Setzdehnungsmessung (1-5)

(MS4: Auf der Bauteiloberseite entstand ein Riss)



Abbildung 205: Versuch V-E-1: Setzdehnungsmessung (6-12)

Messungen fanden im Bereich der Messtoleranz statt. (Tendenz: Druckbeanspruchung)



Abbildung 206: Versuch V-E-1: Setzdehnungsmessung (13-17)

Der Vergleich mit der Risskartenmessung liefert für MS16 den gleichen Wert (0,35mm).



Abbildung 207: Versuch V-E-1: Setzdehnungsmessung (18-22)



Abbildung 208: Versuch V-E-1: Setzdehnungsmessung (23-30)

vgl. Risskartenmessung: S2, S3 =1,0mm (LS4)



Abbildung 209: Versuch V-E-1: Setzdehnungsmessung (31-38)



Abbildung 210: Versuch V-E-1: Setzdehnungsmessung (Kalibrierung)



Abbildung 211: Versuch V-E-1: Seitenansicht im Bruchzustand



Abbildung 212: Versuch V-E-1: Seitenansicht eine Laststufe vor Bruch (90,0kN)



Abbildung 213: Versuch V-E-1: Schäden nach dem Versuch

9.3.2 Versuch V-E-2

Versuchsdurchführung: 26.02.2010

Geometrie des Versuchskörpers	
Art der Öffnung:	Eckig
Öffnungsbeziehung:	h*l = 0,5d*0,75d
Öffnungsmaß(e):	h*l = 134*201mm
Bewehrung	
Örtliche Querkraftbewehrung:	einseitiger Doppelkopfanker
Bezeichnung:	Halfen HDB-G: 10/255
Schubkonzentration:	1,0
Beton	
Würfeldruckfestigkeit des Ortbetons:	$f_{cm,cube} = 29,44N/mm^2$ (26.02.2010)
Zylinderdruckfestigkeit des Ortbetons:	$f_{cm,zyl} = 24,14$ N/mm ² (berechnet)
Zentrische Zugfestigkeit des Ortbetons:	$f_{ctm} = 2,20N/mm^2$ (26.02.2010)
Betonalter beim Versuch:	17 Tage

Versuchsablauf und Ergebnis

Der Versuchskörper wurde mit einer Belastungsgeschwindigkeit von 3 mm/min belastet. Das Eigengewicht sowie der Lastaufbau wirken bereits vor dem Tarieren der Messtechnik und sind somit in den gemessenen Versuchsdaten nicht enthalten. Jede Laststufe wurde mindestens drei Minuten gehalten. Nachfolgend sind alle Daten des Versuchsablaufes zusammengestellt:

Phase 1:	Belastung in 22,5kN Schritten bis 67,50kN
	(LS1 – LS3)
	Die ersten Biegerisse traten nach Erreichen der Last von 67,5kN auf. Zusätzlich sind nach Erreichen der Laststufe 3 zwei Risse je oberhalb und unterhalb der Öffnung entstanden.
Phase 2:	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG)
	Es wurde zehn Mal eine Zylinderlast von 90,00kN aufgebracht.
	(LS4,1 – LS4,10)
	Laststufe 4,1 verlängerte die vorhandenen Biegerisse um das Doppelte. Zusätzlich kamen weitere Risse (vor allem Biegerisse) hinzu. Nach beendigen der Lastwechsel haben sich alle Risse verlängert. Ein weiterer Riss, direkt unter dem Anker, war neu entstanden.

Phase 3: Belastung bis zum Bruch (Bruchlast: 218,79kN)

(LS5 – LS10)

Mit zunehmender Laststeigerung nahmen die Biegerisse zu. Nach Erreichen von LS8 war ein Riss an der Bauteiloberseite zu erkennen. Mit der nächsten Laststufe (LS9) entstanden drei neue Risse zwischen der Öffnung und der Lasteinleitung. Diese waren leicht in Richtung Lasteinleitung geneigt. Nach Erreichen der Höchstlast versagte der Versuchskörper ohne größere Vorankündigung. Aus bereits vorhandenen Rissen entstand ein weit geöffneter Riss, der im Gegensatz zu Versuch V-R-2 nicht ganz über die Öffnung geleitet werden konnte.

Diagramme und Bilder

Nachfolgend sind die Versuchsergebnisse in Form von Diagrammen und Bildern dargestellt.



Abbildung 214: Versuch V-E-2: Zylinderkraft-Zeitdiagramm







Abbildung 216: Versuch V-E-2: WAN Öffnung Auflager- und Lastseite



Abbildung 217: Versuch V-E-2: Dehnung Längseisen



Abbildung 218: Versuch V-E-2: Beton DMS

Diese Beton-DMS liefert während des gesamten Versuchsablaufs realistische Werte.



Abbildung 219: Versuch V-E-2: Biegelinie (Labor)

Ausschnitt der Risse an der Unterseite des Versuchskörpers: V-E-2



Abbildung 220: Versuch V-E-2: Risse an der Unterseite der Deckenplatte

Riss [mm] / Last [kN]	R1	R2	R3	R4	R5	R6	R7	R8	R9	R10	R11	R12	R13
67,5	0,05	0,05	0,05	0,05									
90	0,1	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05					
90	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,05	0,05	0,05	0,05				
112,5	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,05	0,05	0,05	0,1				
135	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,05	0,1	0,05	0,1	0,05			
157,5	0,15	0,15	0,1	0,1	0,15	0,05	0,05	0,05	0,1	0,05			
180	0,15	0,15	0,15	0,15	0,2	0,1	0,1	0,05	0,15	0,05	0,05	0,05	
202,5	0,15	0,2	0,2	0,15	0,3	0,15	0,15	0,05	0,15	0,05	0,05	0,05	0,05

Tabelle 53: Versuch V-E-2: Rissbreiten der Deckenunterseite [mm]



Abbildung 221: Versuch V-E-2: Risse an der Längsseite der Deckenplatte

Tabelle 54: Versuch V-E-2: Rissbreiten der Deckenlängsseite [mm]

Riss [mm] / Last [kN]	S1	S2
67,5	0,05	0,05
90	0,15	0,15
90	0,15	0,15
112,5	0,20	0,20
135	0,25	0,25
157,5	0,35	0,30
180	0,45	0,50
202,5	0,50	0,60



Abbildung 222: Versuch V-E-2: Dehnung Stahlanker (Anker 2)

Während der Lastwechsel liefern die DMS im unteren Ankerbereich keine plausiblen Werte.



Abbildung 223: Versuch V-E-2: Dehnung Stahlanker (Anker 1,3 und 4)



Abbildung 224: Versuch V-E-2: Anker-/Querkraft-Zeitdiagramm (Anker einzeln)



Abbildung 225: Versuch V-E-2: Anker-/Querkraft-Zeitdiagramm (Anker Summe)







Abbildung 227: Versuch V-E-2: Ankerkraft- Querkraft- Diagramm (Anker Summe)



Abbildung 228: Versuch V-E-2: Setzdehnungsmessung (1-5)



Abbildung 229: Versuch V-E-2: Setzdehnungsmessung (6-12)



Abbildung 230: Versuch V-E-2: Setzdehnungsmessung (13-17)



Abbildung 231: Versuch V-E-2: Setzdehnungsmessung (18-22)



Abbildung 232: Versuch V-E-2: Setzdehnungsmessung (23-30)

vgl. Risskartenmessung (LS9): S2=0,6mm. Der Riss geht mitten durch den Messpunkt, daher sind bei der Setzdehnungsmessung Abweichungen entstanden.



Abbildung 233: Versuch V-E-2: Setzdehnungsmessung (31-38)



Abbildung 234: Versuch V-E-2: Setzdehnungsmessung (Kalibrierung)



Abbildung 235: Versuch V-E-2: Seitenansicht im Bruchzustand



Abbildung 236: Versuch V-E-2: Seitenansicht eine Laststufe vor Bruch (202,5kN)



Abbildung 237: Versuch V-E-2: Schäden nach dem Versuch – Nahaufnahme der Öffnung (links) und Risse an der Plattenoberseite (rechts)



Abbildung 238: Versuch V-E-2: Schäden nach dem Versuch – Rissbildung an der Bauteilrückseite

9.3.3 Versuch V-E-3

Versuchsdurchführung: 19.03.2010

Geometrie des Versuchskörpers	
Art der Öffnung:	Eckig
Öffnungsbeziehung:	h*l = 0,5d*0,75d
Öffnungsmaß(e):	h*l = 134*201mm
Bewehrung	
Örtliche Querkraftbewehrung:	beidseitiger Doppelkopfanker
Bezeichnung:	Halfen HDB-G: 10/255
Schubkonzentration:	1,0
Beton	
Würfeldruckfestigkeit des Ortbetons:	$f_{cm,cube} = 30,31N/mm^2 (19.03.2010)$
Zylinderdruckfestigkeit des Ortbetons:	$f_{cm,zyl} = 24,85 \text{N/mm}^2 \text{ (berechnet)}$
Zentrische Zugfestigkeit des Ortbetons:	$f_{ctm} = 2,46 \text{N/mm}^2 (19.03.2010)$
Betonalter beim Versuch:	17 Tage

Versuchsablauf und Ergebnis

Der Versuchskörper wurde mit einer Belastungsgeschwindigkeit von 3 mm/min belastet. Das Eigengewicht sowie der Lastaufbau wirken bereits vor dem Tarieren der Messtechnik und sind somit in den gemessenen Versuchsdaten nicht enthalten. Jede Laststufe wurde mindestens drei Minuten gehalten. Nachfolgend sind alle Daten des Versuchsablaufes zusammengestellt:

Phase 1:	Belastung in 22,5kN Schritten bis 67,50kN
	(LS1 – LS3)
	Biegerisse und Schubrisse konnten nach LS3 eingezeichnet werden. Mit LS4 verlängerten sich diese und es kamen neue hinzu.
Phase 2:	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG)
	Es wurde zehn Mal eine Zylinderlast von 90,00kN aufgebracht.
	(LS4,1 – LS4,10)
	In der zweiten Phase kamen weitere Risse hinzu und die Vorhanden wurden verlängert.
Phase 3:	Belastung bis zum Bruch (Bruchlast: 234,74kN)
	(LS5 – LS11)

Nach LS5 entstand ein Riss auf der Bauteiloberseite. Ab LS6 bildeten sich immer mehr Schubrisse. Das Versagen ähnelt dem Versagen von V-E-2. Allerdings kann durch die zusätzliche Dübelleiste der Schubriss verkleinert werden. Das Bauteil versagt zusätzlich im unteren Bereich der Öffnung.

Sonstiges: Nach Versagen des Bauteils gab es ein Lastabfall der Zylinderkraft auf 62kN. (Bei allen anderen bisher durchgeführten Versuchen fiel die Kraft auf annähernd 0kN ab.)

Diagramme und Bilder

Nachfolgend, sowie auf dem Datenträger, sind die Versuchsergebnisse in Form von Diagrammen und Bildern dargestellt.



Abbildung 239: Versuch V-E-3: Zylinderkraft-Zeitdiagramm







Abbildung 241: Versuch V-E-3: WAN Öffnung Auflager- und Lastseite

Größte Verformung war während bzw. nach dem Bruch (sprödes Bauteilversagen). (Beide WA hatten während des gesamten Versuchs Kontakt zur Auflagerfläche.)



Abbildung 242: Versuch V-E-3: Dehnung Längseisen



Abbildung 243: Versuch V-E-3: Beton DMS



Abbildung 244: Versuch V-E-3: Biegelinie (Labor)

Ausschnitt der Risse an der Unterseite des Versuchskörpers: V-E-3





Abbildung 245: Versuch V-E-3: Risse an der Unterseite der Deckenplatte

Riss [mm] / Last [kN]	R1	R2	R3	R4	R5	R6	R7	R8	R9	R10	R11	R12
67,5	>0,05	>0,05	>0,05	>0,05								
90	0,05	0,05	0,05	>0,05	>0,05	>0,05	>0,05	>0,05				
90	0,10	>0,05	>0,05	>0,05	>0,05	>0,05	>0,05	>0,05	0,05			
112,5	0,10	0,10	0,05	0,05	>0,05	>0,05	>0,05	>0,05	0,05			
135	0,15	0,15	0,05	0,10	0,10	0,05	0,10	0,10	0,10	0,05		
157,5	0,20	0,15	0,15	0,10	0,15	0,10	0,10	0,10	0,15	0,10	0,10	
180	0,20	0,10	0,10	0,15	0,10	0,15	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	
202,5	0,25	0,20	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,10	0,15	0,10	0,15	>0,05
225	0,30	0,30	0,15	0,20	0,15	0,20	0,20	0,15	0,10	0,15	0,15	0,05

Tabelle 55: Versuch V-E-3: Rissbreiten der Deckenunterseite [mi	m]
---	----



Abbildung 246: Versuch V-E-3: Risse an der Längsseite der Deckenplatte

Riss [mm] / Last [kN]	S1	S2	S3	S4
67,5	0,10	0,10		
90	0,15	0,15		
90	0,15	0,15		
112,5	0,20	0,20	<0,05	
135	0,25	0,30	0,05	
157,5	0,30	0,35	0,05	0,05
180	0,40	0,50	0,05	0,15
202,5	0,45	0,50	0,05	0,15
225	0,55	0,60	0,05	0,20

Tabelle 56: Versuch V-E-3: Rissbreiten der Deckenlängsseite [mm]



Abbildung 247: Versuch V-E-3: Dehnung Stahlanker (Anker 2) Dübelleiste III



Abbildung 248: Versuch V-E-3: Dehnung Stahlanker (Anker 1,2 und 4) Dübelleiste III





Abbildung 249: Versuch V-E-3: Dehnung Stahlanker (Anker 2) Dübelleiste IV

Abbildung 250: Versuch V-E-3: Dehnung Stahlanker (Anker 1,3 und 4) Dübelleiste IV



Abbildung 251: Versuch V-E-3: Anker-/Querkraft-Zeitdiagramm (Anker einzeln) DL III



Abbildung 252: Versuch V-E-3: Anker-/Querkraft-Zeitdiagramm (Anker Summe) DL III



Abbildung 253: Versuch V-E-3: Anker-/Querkraft-Zeitdiagramm (Anker einzeln) DL IV



Erst zu Versuchende werden die Anker von DLIV auf Zug beansprucht.

Abbildung 254: Versuch V-E-3: Anker-/Querkraft-Zeitdiagramm (Anker Summe) DL IV




Abbildung 255: Versuch V-E-3: Ankerkraft- Querkraft- Diagramm (Anker einzeln) DLIII

Abbildung 256: Versuch V-E-3: Ankerkraft- Querkraft- Diagramm (A. Summe) DL III





Abbildung 257: Versuch V-E-3: Ankerkraft- Querkraft- Diagramm (A. einzeln): DL IV

Abbildung 258: Versuch V-E-3: Ankerkraft- Querkraft- Diagramm (A. Summe) DL IV



Abbildung 259: Versuch V-E-3: Seitenansicht im Bruchzustand



Abbildung 260: Versuch V-E-3: Seitenansicht eine Laststufe vor Bruch (225,0kN)



Abbildung 261: Versuch V-E-3: Schäden nach dem Versuch, Nachaufnahme der Öffnung (links) und Rückseite (rechts)

9.3.4 Versuch V-E-4

Versuchsdurchführung: 19.03.2010

Geometrie des Versuchskörpers	
Art der Öffnung:	Eckig
Öffnungsbeziehung:	h*l = 0,5d*0,75d
Öffnungsmaß(e):	h*l = 134*201mm
Bewehrung	
Örtliche Querkraftbewehrung:	Hutstäbe
Bezeichnung:	B500 Ø 10
Schubkonzentration:	1,0
Beton	
Würfeldruckfestigkeit des Ortbetons:	$f_{cm,cube} = 30,31N/mm^2 (19.03.2010)$
Zylinderdruckfestigkeit des Ortbetons:	$f_{cm,zyl} = 24,85N/mm^2$ (berechnet)
Zentrische Zugfestigkeit des Ortbetons:	$f_{ctm} = 2,46 \text{N/mm}^2 (19.03.2010)$
Betonalter beim Versuch:	17 Tage

Versuchsablauf und Ergebnis

Der Versuchskörper wurde mit einer Belastungsgeschwindigkeit von 3 mm/min belastet. Das Eigengewicht sowie der Lastaufbau wirken bereits vor dem Tarieren der Messtechnik und sind somit in den gemessenen Versuchsdaten nicht enthalten. Jede Laststufe wurde mindestens drei Minuten gehalten. Nachfolgend sind alle Daten des Versuchsablaufes zusammengestellt:

Phase 1:	Belastung in 22,5kN Schritten bis 67,50kN
	(LS1 – LS3)
	Nach LS3 sind Biegerisse unter der Lasteinleitung und im Bereich der Öffnung entstanden.
Phase 2:	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG)
	Es wurde zehn Mal eine Zylinderlast von 90,00kN aufgebracht.
	(LS4,1 – LS4,10)
	Das Rissbild wird durch die Lastwechsel unwesentlich verändert. Es kommen keine neuen Riss hinzu.
Phase 3:	Belastung bis zum Bruch (Bruchlast: 149,41kN)
	(LS5 – LS7)
	Das Rissbild ähnelt stark dem Versuch V-E-2. Allerdings sind die

Risse nicht so weit geöffnet. Auch die aufgebrachte Zylinderlast ist erheblich kleiner. Insgesamt sind weniger Risse entstanden.

Sonstiges: Da die örtliche Querkraftbewehrung keine Verankerung in der Längsbewehrung hat, versagt das Bauteil wesentlich früher als Bauteil V-E-3 und V-E-2.

Diagramme und Bilder

Nachfolgend sind die Versuchsergebnisse in Form von Diagrammen und Bildern dargestellt.



Abbildung 262: Versuch V-E-4: Zylinderkraft-Zeitdiagramm



Abbildung 263: Versuch V-E-4: Zylinderkraft-Zeitdiagramm



Abbildung 264: Versuch V-E-4: WAN Öffnung Auflager- und Lastseite



Abbildung 265: Versuch V-E-4: Dehnung Längseisen



Abbildung 266: Versuch V-E-4: Beton DMS



Abbildung 267: Versuch V-E-4: Biegelinie (Labor)





Abbildung 268: Versuch V-E-4: Risse an der Unterseite der Deckenplatte

Riss [mm] / Last [kN]	R1	R2	R3	R4	R5	R6	R7	R8	R9
67,5	<0,05	<0,05	<0,05						
90	0,10	0,05	0,05	<0,05	<0,05	<0,05	<0,05	<0,05	<0,05
90	0,10	0,10	0,10	0,05	0,05	0,05	<0,05	<0,05	<0,05
112,5	0,15	0,15	0,10	0,05	0,10	0,05	0,05	0,05	0,05
135	0,20	0,20	0,15	0,10	0,10	0,10	0,05	0,05	0,05

Tabelle 57: Versuch V-E-4: Rissbreiten der Deckenunterseite [mm]



Abbildung 269: Versuch V-E-4: Risse an der Längsseite der Deckenplatte

Tabelle 58: Versuch V-E-4: Rissbreiten der Deckenlängsseite [mm]

Riss [mm] / Last [kN]	S1	S2
67,5	0,05	0,10
90	0,10	0,15
90	0,20	0,20
112,5	0,35	0,25
135	0,45	0,35



Abbildung 270: Versuch V-E-4: Dehnung Hutstab (DMS-1,2) (Lastseite)



Abbildung 271: Versuch V-E-4: Dehnung Hutstab (DMS-3,4) (Auflagerseite)



Abbildung 272: Versuch V-E-4: Dehnung Hutstab (Hutstab 4 oben)



Abbildung 273: Versuch V-E-4: Stab-/Querkraft-Zeitdiagramm (einzeln) (Lastseite)



Abbildung 274: Versuch V-E-4: Stab-/Querkraft-Zeitdiagramm (Summe) (LS)



Abbildung 275: Versuch V-E-4: Stabkraft- Querkraft- Diagramm (einzeln) (Lastseite)







Abbildung 277: Versuch V-E-4: Stab-/Querkraft-Zeitdiagramm (einzeln) (Auflagerseite)



Abbildung 278: Versuch V-E-4: Stab-/Querkraft-Zeitdiagramm (Summe) (Auflagers.)



Abbildung 279: Versuch V-E-4: Stabkraft- Querkraft- Diagramm (einzeln) (Auflagers.)



Abbildung 280: Versuch V-E-4: Stabkraft- Querkraft- Diagramm (Summe) (Auflagers.)



Abbildung 281: Versuch V-E-4: Seitenansicht im Bruchzustand



Abbildung 282: Versuch V-E-4: Seitenansicht eine Laststufe vor Bruch (135,0kN)



Abbildung 283: Versuch V-E-4: Schäden nach dem Versuch, Nahaufnahme der Öffnung (vergleichbar mit Versuch V-E-1)

9.3.5 Versuch V-E-5

Geometrie des Versuchskörpers	
Art der Öffnung:	Eckig
Öffnungsbeziehung:	h*l = 0,5d*0,75d
Öffnungsmaß(e):	h*l = 134*201mm
Bewehrung	
Örtliche Querkraftbewehrung:	Flachkanal auf Faserbeton
Beton	
Würfeldruckfestigkeit des Ortbetons:	$f_{cm,cube} = 30,36 \text{ N/mm}^2 (09.06.2010)$
Zylinderdruckfestigkeit des Ortbetons:	$f_{cm,zyl} = 24,89 \text{ N/mm}^2$ (berechnet)
Zentrische Zugfestigkeit des Ortbetons:	f _{ctm} = 2,42 N/mm² (09.06.2010)
Betonalter beim Versuch:	7 Tage

Versuchsablauf und Ergebnis

Der Versuchskörper wurde mit einer Belastungsgeschwindigkeit von 3 mm/min belastet. Das Eigengewicht sowie der Lastaufbau wirken bereits vor dem Tarieren der Messtechnik und sind somit in den gemessenen Versuchsdaten nicht enthalten. Jede Laststufe wurde mindestens drei Minuten gehalten. Nachfolgend sind alle Daten des Versuchsablaufes zusammengestellt:

Phase 1:	Belastung in 22,5 kN Schritten bis 45,0 kN
	(LS1 – LS2)
	Nach LS2 sind Biegerisse unter der Lasteinleitung und im Bereich der Öffnung entstanden.
Phase 2:	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG)
	Es wurde zehn Mal eine Zylinderlast von 60,00 kN aufgebracht.
	(LS3,1 – LS3,10)
	Das Rissbild wird durch die Lastwechsel unwesentlich verändert. Es kommen keine neuen Riss hinzu.
Phase 3:	Belastung bis zum Bruch (Bruchlast: 104,71 kN)
	(LS4 – LS6)
	Das Rissbild ähnelt stark dem Versuch V-E-1.

Diagramme und Bilder



Nachfolgend sind die Versuchsergebnisse in Form von Diagrammen und Bildern dargestellt.

Abbildung 284: Versuch V-E-5: Zylinderkraft-Zeitdiagramm



Abbildung 285: Versuch V-E-5: Zylinderkraft-Zeitdiagramm



Abbildung 286: Versuch V-E-5: WAN Öffnung Auflager- und Lastseite



Abbildung 287: Versuch V-E-5: Dehnung Längseisen



Abbildung 288: Versuch V-E-5: Beton DMS



Abbildung 289: Versuch V-E-5: Biegelinie (Labor)

Ausschnitt der Risse an der Unterseite des Versuchskörpers: V-E-5



Abbildung 290: Versuch V-E-5: Risse an der Unterseite der Deckenplatte

Riss [mm] / Last [kN]	R1	R2	R3	R4	R5	R6	R7	R8	R9	R10
67,5	0,05	<0,05	<0,05	<0,05						
90	0,05	0,05	0,05	0,05	<0,05	0,05	<0,05	<0,05		
112,5	0,10	0,05	0,25	0,15	0,05	0,10	0,05	0,05	<0,05	<0,05

Tabelle 59: Versuch V-E-5: Rissbreiten der Deckenunterseite [mm]



Abbildung 291: Versuch V-E-5: Risse an der Längsseite der Deckenplatte

Riss [mm] / Last [kN]	S1	S2
67,5		
90	0,05	0,05
112,5	2,00	0,40

Tabelle 60: Versuch V-E-5: Rissbreiten der Deckenlängsseite [mm]



Abbildung 292: Versuch V-E-5: Seitenansicht im Bruchzustand



Abbildung 293: Versuch V-E-5: Seitenansicht eine Laststufe vor Bruch (90,0 kN)



Abbildung 294: Versuch V-E-5: Schäden nach dem Versuch – Nahaufnahme der Öffnung (rechts) und Abplatzungen an Flachkanäle auf Faserbeton (links)

9.4 Versuche mit runden Öffnungsgruppen

9.4.1 Versuch V-G-1

Versuchsdurchführung: 01.06.2010

Geometrie des Versuchskörpers

Art der Öffnung:	3xRund
Öffnungsbeziehung:	dØ = 0,5d
Öffnungsmaß(e):	dØ = 134 mm
Bewehrung	
Örtliche Querkraftbewehrung:	Keine
Beton	
Würfeldruckfestigkeit des Ortbetons:	$f_{cm,cube} = 37,11N/mm^2 (01.06.2010)$
Zylinderdruckfestigkeit des Ortbetons:	$f_{cm,zyl} = 30,43N/mm^2$ (berechnet)
Zentrische Zugfestigkeit des Ortbetons:	f _{ctm} = 2,94 N/mm² (01.06.2010)
Betonalter beim Versuch:	14 Tage

Versuchsablauf und Ergebnis

Der Versuchskörper wurde mit einer Belastungsgeschwindigkeit von 3 mm/min belastet. Das Eigengewicht sowie der Lastaufbau wirken bereits vor dem Tarieren der Messtechnik und sind somit in den gemessenen Versuchsdaten nicht enthalten. Jede Laststufe wurde mindestens drei Minuten gehalten. Nachfolgend sind alle Daten des Versuchsablaufes zusammengestellt:

Phase 1:	Belastung in 22,5kN Schritten bis 45,0 kN
	(LS1 – LS2)
	Nach LS2 sind Biegerisse unter der Lasteinleitung und im Bereich der Öffnung entstanden.
Phase 2:	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG)
	Es wurde zehn Mal eine Zylinderlast von 67,50 kN aufgebracht.
	(LS3,1 – LS3,10)
	Das Rissbild wird durch die Lastwechsel unwesentlich verändert. Es kommen keine neuen Risse hinzu.
Phase 3:	Belastung bis zum Bruch (Bruchlast: 111,24 kN)
	(LS4 – LS5)
	Der Schubriss verlief von der Lastseitigen Öffnung ausgehend,

mittig durch den Steg zwischen lastseitiger und mittlerer Öffnung und von der mittleren Öffnung in die Biegezugzone.

Diagramme und Bilder

Nachfolgend sind die Versuchsergebnisse in Form von Diagrammen und Bildern dargestellt.



Abbildung 295: Versuch V-G-1: Zylinderkraft-Zeitdiagramm



Abbildung 296: Versuch V-G-1: Zylinderkraft-Zeitdiagramm



Abbildung 297: Versuch V-G-1: WAN Öffnung Auflager- und Lastseite



Abbildung 298: Versuch V-G-1: Dehnung Längseisen



Abbildung 299: Versuch V-G-1: Beton DMS



Abbildung 300: Versuch V-G-1: Biegelinie (Labor)



Abbildung 301: Versuch V-G-1: Risse an der Unterseite der Deckenplatte

Riss [mm] / Last [kN]	R1	R2	R3	R4	R5	R6	R7	R8	R9	R10	R11	R12
90	<0,05	<0,05	<0,05	<0,05	<0,05	<0,05	<0,05	<0,05				
112,5	<0,10	<0,05	0,05	<0,05	0,05	0,10	<0,05	<0,05	<0,05	< 0,05	< 0,05	< 0,05

Tabelle 61: Versuch V-G-1: Rissbreiten der Deckenunterseite [mm]



Abbildung 302: Versuch V-G-1: Risse an der Längsseite der Deckenplatte

Tabelle 62: Versuch V-G-1: Rissbreiten der Deckenlängsseite [mm]

Riss [mm] / Last [kN]	S1	S2	S3	S4	S5
90	<0,05				
112,5	<0,03	0,03	0,03	0,15	0,15



Abbildung 303: Versuch V-G-1: Seitenansicht im Bruchzustand



Abbildung 304: Versuch V-G-1: Seitenansicht eine Laststufe vor Bruch (90,0 kN)



Abbildung 305: Versuch V-G-1: Schäden nach dem Versuch – Risse in der Öffnungsbereich



Abbildung 306: Versuch V-G-1: Schäden nach dem Versuch – Rissbild andere Seite

9.4.2 Versuch V-G-2

Versuchsdurchführung: 01.06.2010

Geometrie des Versuchskörpers	
Art der Öffnung:	3xRund
Öffnungsbeziehung:	dØ = 0,5d
Öffnungsmaß(e):	dØ = 134 mm
Bewehrung	
Örtliche Querkraftbewehrung:	3 Doppelkopfankerreihen
Bezeichnung:	Halfen HDB-G: 10/255
Schubkonzentration:	0,75
Beton	
Würfeldruckfestigkeit des Ortbetons:	$f_{cm,cube} = 37,11N/mm^2 (01.06.2010)$
Zylinderdruckfestigkeit des Ortbetons:	$f_{cm,zyl} = 30,43N/mm^2$ (berechnet)
Zentrische Zugfestigkeit des Ortbetons:	f _{ctm} = 2,94 N/mm² (01.06.2010)
Betonalter beim Versuch:	14 Tage

Versuchsablauf und Ergebnis

Der Versuchskörper wurde mit einer Belastungsgeschwindigkeit von 3 mm/min belastet. Das Eigengewicht sowie der Lastaufbau wirken bereits vor dem Tarieren der Messtechnik und sind somit in den gemessenen Versuchsdaten nicht enthalten. Jede Laststufe wurde mindestens drei Minuten gehalten. Nachfolgend sind alle Daten des Versuchsablaufes zusammengestellt:

Phase 1:	Belastung in 22,5kN Schritten bis 67,50 kN							
	(LS1 – LS3)							
	Biegerisse und Schubrisse konnten nach LS3 eingezeichnet werden. Mit LS4 verlängerten sich diese und es kamen neue hinzu.							
Phase 2:	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG)							
	Es wurde zehn Mal eine Zylinderlast von 90,00 kN aufgebracht.							
	(LS4,1 – LS4,10)							
	In der zweiten Phase kamen weitere Risse hinzu und die Vorhanden wurden verlängert.							
Phase 3:	Belastung bis zum Bruch (Bruchlast: 247,50 kN)							
	(LS5 – LS11)							

Der Versagensriss führte von der Lastseite zum Auflager betrachtet zuerst oberhalb der lastseitigen Öffnung, durch die mittlere Öffnung und anschließend unterhalb der letzten Dübelleiste entlang.

Diagramme und Bilder



Nachfolgend sind die Versuchsergebnisse in Form von Diagrammen und Bildern dargestellt.

Abbildung 307: Versuch V-G-2: Zylinderkraft-Zeitdiagramm



Abbildung 308: Versuch V-G-2: Zylinderkraft-Zeitdiagramm



Abbildung 309: Versuch V-G-2: WAN Öffnung Auflager- und Lastseite



Abbildung 310: Versuch V-G-2: Dehnung Längseisen



Abbildung 311: Versuch V-G-2: Beton DMS



Abbildung 312: Versuch V-G-2: Biegelinie (Labor)

Ausschnitt der Risse an der Unterseite des Versuchskörpers: V-G-2



Abbildung 313: Versuch V-G-2: Risse an der Unterseite der Deckenplatte

Riss [mm] / Last [kN]	R1	R2	R3	R4	R5	R6	R7	R8	R9	R10	R11	R12
90	0,05	<0,05	<0,05	<0,05	<0,05	<0,05	<0,05	<0,05	<0,05			
90	0,10	0,05	0,05	<0,05	<0,05	0,05	0,05	<0,05	<0,05	<0,05		
112,5	0,15	0,10	0,10	0,05	<0,05	0,10	0,05	<0,05	<0,05	<0,05	<0,05	<0,05
135	0,15	0,10	0,10	0,10	0,05	0,15	0,10	0,05	<0,05	<0,05	<0,05	<0,05
157,5	0,20	0,15	0,15	0,10	0,10	0,15	0,10	0,10	0,05	0,05	0,05	0,05
180	0,20	0,15	0,15	0,10	0,10	0,15	0,10	0,15	0,10	0,05	0,05	0,10
202,5	0,25	0,20	0,20	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,10	0,05	0,05	0,05
225	0,30	0,20	0,20	0,15	0,15	0,20	0,15	0,15	0,10	0,05	0,05	0,05
247,5	0,30	0,25	0,20	0,20	0,20	0,15	0,15	,150,1	0,10	0,05	0,05	0,05

Tabelle 63: Versuch V-G-2: Rissbreiten der Deckenunterseite [mm]



Abbildung 314: Versuch V-G-2: Risse an der Längsseite der Deckenplatte

Riss [mm] / Last [kN]	S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7	S8
90	<0,05							
90	<0,05							
112,5	<0,05	<0,05	<0,05					
135	0,,05	0,05	0,05	<0,05	<0,05	<0,05		
157,5	0,05	0,15	0,15	0,20	0,05	0,15	0,15	0,15
180	0,10	0,35	0,15	0,30	0,25	0,20	0,20	0,02
202,5	0,05	0,50	0,20	0,50	0,35	0,35	0,45	0,25
225	0,05	0,60	0,25	0,60	0,45	0,50	0,70	0,40
247,5	0,05	1,00	0,50	0,90	0,45	0,60	1,00	0,35

Tabelle 64: Versuch V-G-2: Rissbreiten der Deckenlängsseite [mm]



Abbildung 315: Versuch V-G-2: Dehnung Stahlanker (Anker 1)



Abbildung 316: Versuch V-G-2: Dehnung Stahlanker (Anker 2 und 3)


Abbildung 317: Versuch V-G-2: Dehnung Stahlanker (Anker 4)



Abbildung 318: Versuch V-G-2: Dehnung Stahlanker (Anker 5 und 6)



Abbildung 319: Versuch V-G-2: Dehnung Stahlanker (Anker 7)



Abbildung 320: Versuch V-G-2: Dehnung Stahlanker (Anker 8 und 9)



Abbildung 321: Versuch V-G-2: Anker-/Querkraft-Zeitdiagramm (Anker einzeln)



Abbildung 322: Versuch V-G-2: Anker-/Querkraft-Zeitdiagramm (Anker einzeln)



Abbildung 323: Versuch V-G-2: Anker-/Querkraft-Zeitdiagramm (Anker Summe)



Abbildung 324: Versuch V-G-2: Ankerkraft- Querkraft- Diagramm (Anker einzeln)







Abbildung 326: Versuch V-G-2: Ankerkraft- Querkraft- Diagramm (A. Summe)



Abbildung 327: Versuch V-G-2: Seitenansicht im Bruchzustand



Abbildung 328: Versuch V-G-2: Seitenansicht eine Laststufe vor Bruch (225,0 kN)



Abbildung 329: Versuch V-G-2: Schäden nach dem Versuch – Absprengung der Druckzone



Abbildung 330: Versuch V-G-2: Schäden nach dem Versuch – Rissbild andere Seite

9.4.3 Versuch V-G-3

Versuchsdurchführung: 31.05.2010

Geometrie des Versuchskörpers						
Art der Öffnung:	3xRund					
Öffnungsbeziehung:	dØ = 0,5d					
Öffnungsmaß(e):	dØ = 134 mm					
Bewehrung						
Örtliche Querkraftbewehrung:	2 Doppelkopfankerreihen					
Bezeichnung:	Halfen HDB-G: 10/255					
Schubkonzentration:	0,75					
Beton						
Würfeldruckfestigkeit des Ortbetons:	f _{cm,cube} = 36,75 N/mm² (31.05.2010)					
Zylinderdruckfestigkeit des Ortbetons:	f _{cm,zyl} = 30,13 N/mm ² (berechnet)					
Zentrische Zugfestigkeit des Ortbetons:	f _{ctm} = 2,89 N/mm ² (31.05.2010)					
Betonalter beim Versuch:	13 Tage					

Versuchsablauf und Ergebnis

Der Versuchskörper wurde mit einer Belastungsgeschwindigkeit von 3 mm/min belastet. Das Eigengewicht sowie der Lastaufbau wirken bereits vor dem Tarieren der Messtechnik und sind somit in den gemessenen Versuchsdaten nicht enthalten. Jede Laststufe wurde mindestens drei Minuten gehalten. Nachfolgend sind alle Daten des Versuchsablaufes zusammengestellt:

Phase 1:	Belastung in 22,5kN Schritten bis 45,0 kN (LS1 – LS2)						
Phase 2:	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG)						
	Es wurde zehn Mal eine Zylinderlast von 67,50 kN aufgebracht.						
	(LS3,1 – LS3,10)						
	In der zweiten Phase kamen weitere Risse hinzu und die Vorhanden wurden verlängert.						
Phase 3:	Belastung bis zum Bruch (Bruchlast: 166,1 kN)						
	(LS4 – LS8)						

Der Versagensriss führte mittig durch die mittlere Öffnung und anschließend unterhalb der letzten Öffnung entlang

Diagramme und Bilder

Nachfolgend sind die Versuchsergebnisse in Form von Diagrammen und Bildern dargestellt.



Abbildung 331: Versuch V-G-3: Zylinderkraft-Zeitdiagramm



Abbildung 332: Versuch V-G-3: Zylinderkraft-Zeitdiagramm



Abbildung 333: Versuch V-G-3: WAN Öffnung Auflager- und Lastseite



Abbildung 334: Versuch V-G-3: Dehnung Längseisen



Abbildung 335: Versuch V-G-3: Beton DMS



Abbildung 336: Versuch V-G-3: Biegelinie (Labor)

Ausschnitt der Risse an der Unterseite des Versuchskörpers: V-G-3



Abbildung 337: Versuch V-G-3: Risse an der Unterseite der Deckenplatte

Riss [mm] / Last [kN]	R1	R2	R3	R4	R5	R6	R7	R8	R9	R10	R11	R12
90	<0,05	<0,05	<0,05									
112,5	0,05	0,05	0,05	0,05	<0,05	0,05						
130	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05	<0,05	<0,05	<0,05	<0,05	<0,05	<0,05
157,5	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	<0,05	<0,05	0,05	0,05	0,05

Tabelle 65: Versuch V-G-3: Rissbreiten der Deckenunterseite [mm]



Abbildung 338: Versuch V-G-3: Risse an der Längsseite der Deckenplatte

Riss [mm] / Last [kN]	S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7	S8
90	<0,05							
112,5	<0,05	<0,05	<0,05					
135	<0,05	0,30	0,35	0,35	0,35	0,05	<0,05	
157,5	<0,05	1,50	0,70	1,00	1,00	0,10	0,50	0,35

Tabelle 66: Versuch V-G-3: Rissbreiten der Deckenlängsseite [mm]



Abbildung 339: Versuch V-G-3: Dehnung Stahlanker (Anker 1)



Abbildung 340: Versuch V-G-3: Dehnung Stahlanker (Anker 2 und 3)







Abbildung 342: Versuch V-G-3: Dehnung Stahlanker (Anker 5 und 6)



Abbildung 343: Versuch V-G-3: Anker-/Querkraft-Zeitdiagramm (Anker einzeln)



Abbildung 344: Versuch V-G-3: Anker-/Querkraft-Zeitdiagramm (Anker Summe) DL II



Abbildung 345: Versuch V-G-3: Ankerkraft- Querkraft- Diagramm (Anker einzeln)



Abbildung 346: Versuch V-G-3: Ankerkraft- Querkraft- Diagramm (A. Summe)



Abbildung 347: Versuch V-G-3: Seitenansicht im Bruchzustand



Abbildung 348: Versuch V-G-3: Seitenansicht eine Laststufe vor Bruch (157,5 kN)



Abbildung 349: Versuch V-G-3: Schäden nach dem Versuch – Abplatzung in der Öffnungsbereich



Abbildung 350: Versuch V-G-3: Schäden nach dem Versuch – Rissbild andere Seite