

DURCHSTANZVERSTÄRKUNG MITTELS BETONSCHRAUBEN

Die Effektivität einer innovativen Durchstanzverstärkung von Plattenbrücken mittels Betonschrauben wurde unter statischer und zyklischer Belastung untersucht. Ein zuverlässiger und praxistauglicher Bemessungsansatz wurde abgeleitet.

Im Zuge des Forschungsprojektes sollte ein Bemessungsansatz für eine Methode entwickelt werden, mit der die nachträgliche Durchstanzverstärkung von Plattenbrücken technisch innovativ, ressourcenschonend, wirtschaftlich und dauerhaft gelöst werden kann. Um den laufenden Betrieb auf der Brücke nicht zu beeinträchtigen und um kostenintensive Eingriffe in den Fahrbahnbelag, die Abdichtung bzw. das Schotterbett zu vermeiden, sollte sich die Maßnahme zur Bauwerksertüchtigung ausschließlich von der Bauwerkunterseite aus durchführen lassen. Die Verstärkungsmaßnahme hat sich sowohl unter statischer als auch unter dynamischer Beanspruchung durch eine hohe Robustheit auszuzeichnen um auch im Brückenbau ihre Anwendung zu finden.

Zur Erreichung dieser Ziele wurde der Einsatz von Betonschrauben vorgeschlagen, welche im durchstanzgefährdeten Bereich um die Stütze, in vorgebohrte Löcher, von unten in die Platte eingedreht werden. Die so installierten Schrauben ermöglichen eine Kraftübertragung zwischen der Zug- und der Druckzone der Platte und sollen somit sowohl den Durchstanzwiderstand als auch die Verformungskapazität des Bauteils signifikant steigern.

In zwei Versuchsserien wurde die Wirksamkeit des angedachten Durchstanzverstärkungssystems anhand von Plattenausschnittversuchen sowohl unter statischer als auch unter zyklischer Last untersucht und bestätigt. Für die Dimensionierung des Verstärkungssystems wurde ein praxistauglicher Bemessungsansatz abgeleitet. Die Prognosegenauigkeit und Zuverlässigkeit dieses Bemessungsansatzes wurde mit statistischen Methoden erwiesen.

Facts:

- Initiative: VIF 2014
- Projekttitle: Innovative Durchstanzertüchtigung von Plattenbrücken mittels Betonschrauben
- Kurztitel: InnovDstanzSchrauben
- Auftragnehmer: Universität Innsbruck – Arbeitsbereich für Massivbau und Brückenbau
- Laufzeit: 07/2015 - 10/2017
- Laufzeit in Monaten: 28
- 6 Arbeitspakete
- 7 Meilensteine
- Gesamtkosten: € 186.580
- Hauptergebnisse: Wirksamkeit des angedachten Systems bestätigt; Bemessungsansatz

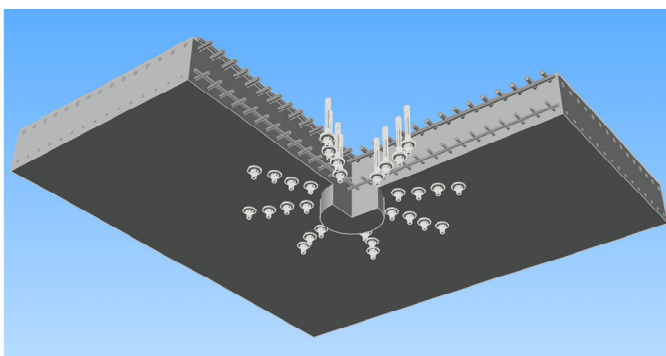


ABB 1. Konzept der innovativen Durchstanzertüchtigung mit Betonschrauben

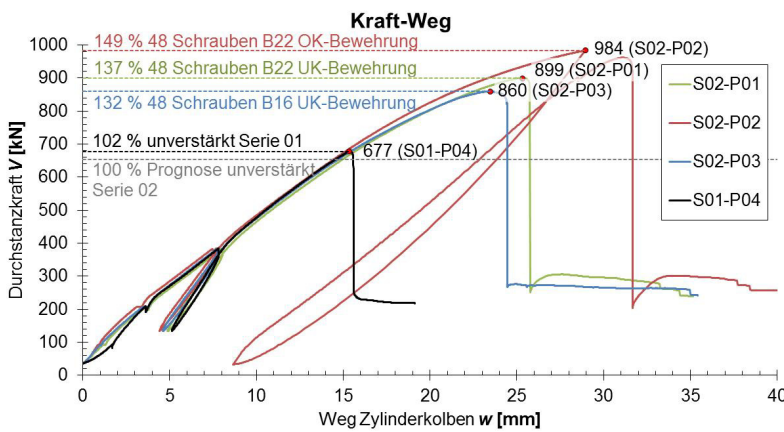


ABB 2. Last-Verschiebungskurven statische Versuche Serie 02

Kurzzusammenfassung

Problem

Die Nachrechnung bestehender punktgestützter Plattenbrücken zeigt häufig Durchstanzdefizite. Die Ertüchtigung mittels konventioneller Lösungen ist aufwendig. Eine innovative Lösung mit zugehörigem Bemessungsansatz ist zu finden.

Gewählte Methodik

Untersuchung der Haupteinflussgrößen auf den Durchstanzwiderstand über Literaturstudie. Bewertung gängiger Bemessungsansätze auf Basis einer Datenbank. Bestimmung der Effektivität des angedachten Systems mittels Durchstanzversuchen. Ableitung eines Bemessungsansatzes anhand statistischer Methoden.

Ergebnisse

Das Verstärkungssystem mit Betonschrauben führt zu einer signifikanten Erhöhung des Durchstanzwiderstandes. Eine zyklische Vorbelastung auf wirklichkeitsnahem Ermüdungslastniveau hat keine negative Auswirkung auf die Tragfähigkeit. Ein zuverlässiger und praxistauglicher Bemessungsansatz wurde abgeleitet.

Schlussfolgerungen

Das untersuchte System ermöglicht die Durchstanzverstärkung von Plattenbrücken technisch innovativ, effektiv und ressourcenschonend bei gleichzeitig einfacher Montage. Weitere Untersuchungen hinsichtlich der Interaktion des Systems mit einer bestehenden Durchstanzbewehrung (z.B. Aufbiegungen) wären erstrebenswert.

English Abstract

The assessment of existing flat slabs and bridges often shows insufficient punching shear resistances in the area of the support regions. Most of the common strengthening methods are expensive. The project deals with a new strengthening system by the use of concrete screws, which are installed vertically into pre-drilled holes from the soffit of the slab. It turns out that this strengthening method leads to a significant increase of the shear punching capacity. Also the application of cyclic load on realistic level has no negative influence on the effectiveness of the strengthening system. A reliable and practical assessment approach was derived.

Impressum:

Bundesministerium für Verkehr, Innovation und Technologie

DI Dr. Johann Horvatits
Abt. IV/ST 2 Technik und Verkehrssicherheit

johann.horvatits@bmvit.gv.at

DI (FH) Andreas Blust
Abt. III/14 Mobilitäts- und Verkehrstechnologien
andreas.blust@bmvit.gv.at
www.bmvit.gv.at

ÖBB-Infrastruktur AG
DI Andreas Schön
Stab LCM und Innovationen
andreas.schoen2@oebb.at

Dipl.-HTL-Ing. Helfried Axmann
Konstruktiver Ingenieurbau
helfried.axmann@oebb.at
www.oebb.at

ASFINAG
DI Eva Hackl
Manager International Relations und Innovation
eva.hackl@asfinag.at

DI (FH) René Moser
Leiter Strategie, Internationales und Innovation
rene.moser@asfinag.at
www.asfinag.at

Österreichische Forschungsförderungsgesellschaft mbH
DI Dr. Christian Pecharda
Programtleitung Mobilität
Sensengasse 1, 1090 Wien
christian.pecharda@ffg.at
www.ffg.at

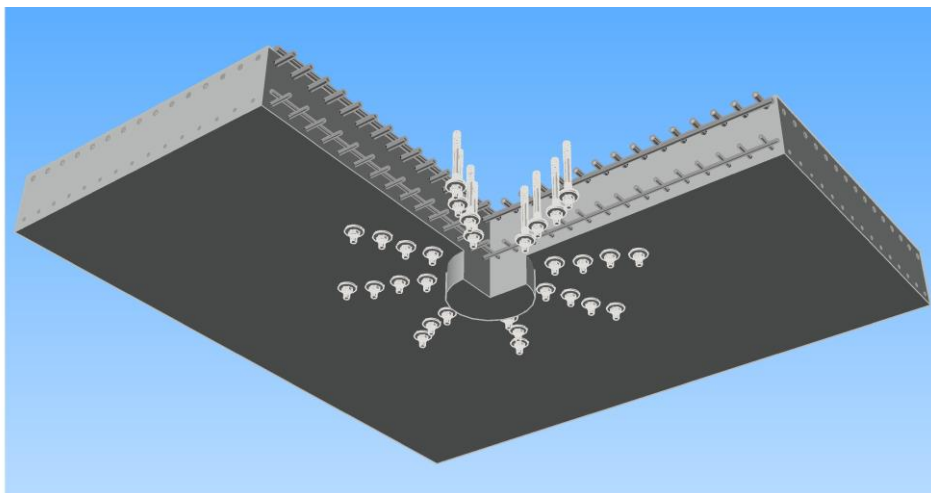
Oktober, 2017

Innovative Durchstanzertüchtigung von Plattenbrücken mittels Beton- schrauben

InnovDstanzSchrauben

Ein Projekt finanziert im Rahmen der
Verkehrsinfrastrukturforschung 2014
(VIF2014)

Oktober 2017



Impressum:

Herausgeber und Programmverantwortung:

Bundesministerium für Verkehr, Innovation und Technologie
Abteilung Mobilitäts- und Verkehrstechnologien
Radetzkystraße 2
A - 1030 Wien



ÖBB-Infrastruktur AG
Praterstern 3
A - 1020 Wien



Autobahnen- und Schnellstraßen-Finanzierungs
Aktiengesellschaft
Rotenturmstraße 5-9
A - 1010 Wien



Für den Inhalt verantwortlich:

Universität Innsbruck - Fakultät für Technische Wissenschaften
Institut für Konstruktion und Materialwissenschaften
Arbeitsbereich für Massivbau und Brückenbau
Technikerstrasse 13; 6. Obergeschoss
A - 6020 Innsbruck

**Programmmanagement:**

Österreichische Forschungsförderungsgesellschaft mbH
Bereich Thematische Programme
Sensengasse 1
A – 1090 Wien



Innovative Durchstanzertüchtigung von Plattenbrücken mittels Beton- schrauben

InnovDstanzSchrauben

Ein Projekt finanziert im Rahmen der
Verkehrsinfrastrukturforschung
(VIF2014)

AutorInnen:

Dipl.-Ing. Dr. Rupert WALKNER

Dipl.-Ing. Matthias SPIEGL

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Jürgen FEIX

Auftraggeber:

Bundesministerium für Verkehr, Innovation und Technologie

ÖBB-Infrastruktur AG

Autobahnen- und Schnellstraßen-Finanzierungs-Aktiengesellschaft

Auftragnehmer:

Universität Innsbruck

INHALTSVERZEICHNIS

Inhaltsverzeichnis	V
Ergebnisbericht	1
1 Projektziele und Ergebnisse	1
2 Grundlagen zum Durchstanzversagen.....	3
2.1 Begriffsbestimmung.....	3
2.2 Plattenausschnittversuche.....	4
2.3 Ablauf des Durchstanzversagens ohne Durchstanzbewehrung	5
2.4 Haupteinflussfaktoren auf den Durchstanzwiderstand.....	6
3 Tragverhalten von Betonschrauben.....	14
3.1 Versagensarten einer Betonschraube	14
3.2 Verbundverhalten der Schrauben.....	16
3.3 Steifigkeit des Mutter- und Scheibenanschlusses	18
3.4 Wahl der Betonschrauben für die Durchstanzversuche.....	22
4 Durchstanzversuche.....	25
4.1 Versuchsaufbau, Versuchskörper und Versuchsprogramm.....	25
4.2 Materialeigenschaften.....	29
4.3 Herstellung der Versuchsplatten und Versuchsdurchführung.....	30
4.3.1 Versuchsvorbereitung	30
4.3.2 Versuchsdurchführung	34
4.4 Versuchsergebnisse	36
4.4.1 Last-Verformungsbeziehungen	36
4.4.2 Sägeschnitte	40

4.4.3 Rissbilder der Plattenoberseite	41
4.4.4 Dehnungen der Betonschrauben	43
4.4.5 Dehnung der Biegezugbewehrung und Stauchung des Betons	44
4.4.6 Plattenrotationen	47
4.4.7 Schlussfolgerungen.....	49
4.5 Vorschlag für weiterführende Untersuchungen.....	49
5 Bemessungsansatz.....	51
5.1 Durchstanznachweis für Platten mit Betonschrauben	51
5.2 Bewertung der Zuverlässigkeit des Bemessungsansatzes.....	55
5.3 Anwendungsbeispiel.....	58
6 Zusammenfassung und Ausblick	65
7 Literatur	68
Tabellenverzeichnis	71
Abbildungsverzeichnis	72

ERGEBNISBERICHT

1 PROJEKTZIELE UND ERGEBNISSE

Ziel des Forschungsprojektes ist es, einen Bemessungsansatz für eine Methode zu entwickeln, mit der die nachträgliche Durchstanzverstärkung von Plattenbrücken technisch innovativ, ressourcenschonend, wirtschaftlich und dauerhaft gelöst werden kann. Um den laufenden Betrieb auf der Brücke nicht zu beeinträchtigen und um kostenintensive Eingriffe in den Fahrbahnbelag, die Abdichtung bzw. das Schotterbett zu vermeiden, sollte sich die Maßnahme zur Bauwerksertüchtigung ausschließlich von der Bauwerkunterseite aus durchführen lassen. Die Verstärkungsmaßnahme hat sich sowohl unter statischer als auch unter dynamischer Beanspruchung durch eine hohe Robustheit auszuzeichnen um auch im Brückenbau ihre Anwendung zu finden.

Zur Erreichung dieser Ziele wurde der Einsatz von Betonschrauben vorgeschlagen, welche im durchstanzgefährdeten Bereich um die Stütze, in vorgebohrte Löcher, von unten in die Platte eingedreht werden. Die so installierten Schrauben ermöglichen eine Kraftübertragung zwischen der Zug- und der Druckzone der Platte und sollen somit sowohl den Durchstanzwiderstand als auch die Verformungskapazität des Bauteils signifikant steigern. Die Wirksamkeit des angedachten Durchstanzverstärkungssystems sollte experimentell anhand von Plattenausschnittversuchen untersucht werden, wobei die Auswirkung dynamischer Einflüsse auf die Tragfähigkeit des Verstärkungssystems durch eine zyklische Vorbelastung berücksichtigt werden sollte. Für die Entwicklung eines Bemessungsansatzes sollen statistische Untersuchungen bezüglich der Haupteinflussgrößen auf den Durchstanzwiderstand, auf Basis einer Durchstanzdatenbank, vorgenommen werden.

Vor Beginn der experimentellen Untersuchungen wurde zunächst eine intensive Literaturstudie zum Thema Durchstanzen betrieben. Eine bereits an der Universität Innsbruck existierende Durchstanzdatenbank wurde erweitert. Diese soll als Grundlage für die Ableitung und Prüfung des Bemessungsansatzes dienen. In einem weiteren Schritt wurde das Verbund-Schlupf Verhalten von Betonschrauben experimentell untersucht. Die daraus gewonnen Erkenntnisse dienen als Grundlage für eine FEM-Modellierung sowie die Gewinnung von wesentlichen Eingangsgrößen für den abzuleitenden Bemessungsansatz. Darüber hinaus wurde anhand von Ausziehversuchen das Steifigkeitsverhalten des Mut-

tern- Scheibenanschlusses untersucht, um eine gut geeignete Größe der Scheiben zu bestimmen.

Um den Einfluss der Schraubenmenge, der Schraubenanordnung sowie einer zyklischen Vorbelastung auf die Verstärkungswirkung festzustellen wurden Durchstanzversuche in zwei Serien durchgeführt. In Absprache mit den Projektbeteiligten der ASFINAG und der ÖBB wurden die statischen Versuche, d.h. die Versuche ohne zyklische Vorbelastung, vorgereicht. Diese Versuche zeigen, dass eine Erhöhung der Schraubenanzahl von 32 auf 48 Stück noch eine deutliche Steigerung der Verstärkungswirkung zur Folge hat. Werden die Schrauben nicht wie angestrebt bis zur Oberseite, sondern nur bis zur Unterseite der Biegezugbewehrung installiert, nimmt die Verstärkungswirkung geringfügig ab.

In der zweiten Serie der Bauteilversuche wurde das Augenmerk auf den Einfluss einer zyklischen Vorbelastung gelegt. Die Lastwechselzahl und Amplitude wurde gemeinsam mit den Projektbeteiligten der ASFINAG und der ÖBB festgelegt. Unter Wahl des Ermüdungslastniveaus gemäß EN 1991-2 für Straßenbrücken konnte nach 2 Mio. Lastwechsel keine Abnahme des Durchstanzwiderstandes festgestellt werden. Bei einem deutlich oberhalb des Ermüdungslastniveaus nach EN 1991-2 gelegenen Lastniveau versagte die Versuchsplatte jedoch nach ca. 825.000 Lastwechsel. Weiters wurden in dieser Serie zusätzliche statische Durchstanzversuche durchgeführt um die Ergebnisse der ersten Serie zu ergänzen und zu untermauern. So wurde wiederum festgestellt, dass sich eine Einschraubtiefe bis zur Oberkante der Biegezugbewehrung günstig auswirkt. Auch wurde gezeigt, dass der Einsatz von dünneren Schrauben nur zu einer geringen Abnahme des Durchstanzwiderstandes führt und der Verzicht auf die äußerste vierte Schraubenreihe keine nennenswerte negative Auswirkung hat.

Der Bemessungsansatz wurde auf Wunsch der Projektbeteiligten auf Basis des derzeit gültigen Bemessungsansatzes laut EN 1992-1-1 abgeleitet. Hier wurde insbesondere die aktivierbare Spannung in den Durchstanzbewehrungselementen modifiziert. Die statistische Auswertung der durchgeführten Versuche zeigt eine hohe Prognosegenauigkeit bei gleichzeitig ausreichend hohem Sicherheitsniveau.

2 GRUNDLAGEN ZUM DURCHSTANZVERSAGEN

2.1 Begriffsbestimmung

Durchstanzen beschreibt eine vornehmlich spröde Versagensform bei Platten, hervorgerufen durch eine konzentrierte Lasteinleitung. Dabei bildet sich um die Lasteinleitungsfläche herum ein schräger Schubriss aus, der einen kegelstumpfförmigen Betonkörper von der umliegenden Platte trennt. Dieser Durchstanzkegel dringt in weiterer Folge schlagartig mit der Stütze durch die Platte durch.

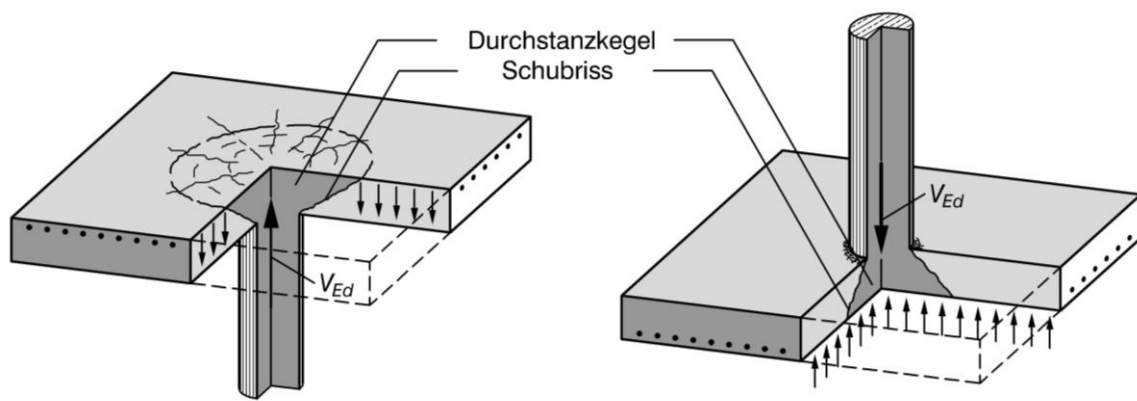


Abbildung 2.1: Durchstanzen bei Decken- und Fundamentplatten (entnommen aus [1])

Aufbauend auf der Dissertation von Nölting [2] findet sich im Heft 371 des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton [3] eine äußerst umfangreiche Zusammenstellung von 991 Durchstanzversuchen aus 87 Versuchsberichten. Aufgrund der vielen verschiedenen Versuchsanordnungen wurden folgende Fälle unterschieden:

- Grundfall: bezeichnet das Durchstanzen von Flachdeckeninnenbereichen und Einzel-fundamenten die hinsichtlich Belastung, Plattenausbildung und Bewehrungsanordnung keinerlei Besonderheiten aufweisen (vgl. Abbildung 2.1)
- Pilzdecken
- Ausmittige Stützenlast
- Aussparungen
- Schubbewehrung
- Randstützen
- Eckstützen
- Vorspannung
- Leichtbeton
- Dübelbolzenleisten
- Plattenlängsdehnung behindert
- Plattenausschnitt mit Randeinspannung
- Platte einachsig gespannt
- Stützenquerschnitt rechteckig
- Stahlbaumäßige Einbauteile

2.2 Plattenausschnittversuche

Durchstanzversuche werden in der Regel an runden, achteckigen oder quadratischen Deckenausschnitten durchgeführt. Nur vereinzelt wird wie in [4] über sehr aufwendige Versuche an einem ganzen Deckensystem berichtet. Die Ausschnittversuche bilden den Stützbereich einer punktgestützten Platte nach, wobei die Randabspannungen bzw. Lasteinleitungspunkte annähernd entlang der Nulllinie der radialen Biegemomente gewählt werden. Für den Fall einer gleichmäßig belasteten, unendlich ausgedehnten Flachdecke mit quadratischem Stützenraster wird in [5] der mittlere Abstand der Momentennulllinie zur Stützenmitte mit $0,22 l$ angegeben.

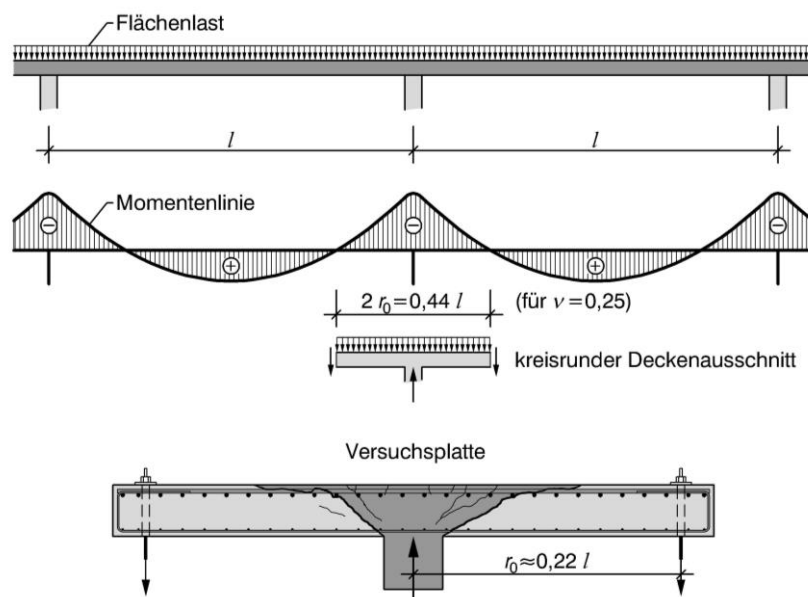


Abbildung 2.2: Ausschnittversuch für eine punktgestützte Platte (aus [1])

Es kann festgehalten werden, dass Versuche an Deckenausschnitten aufgrund

- der Anordnung der Last am Rand der Platte,
- der fehlenden Druckmembranwirkung bzw. Randeinspannung und
- der fehlenden Schnittgrößenumlagerungen

kleinere Durchstanzwiderstände zeigen als Versuche an vollständigen Flachdeckensystemen [1].

2.3 Ablauf des Durchstanzversagens ohne Durchstanzbewehrung

In Anlehnung an [6] und [7] lässt sich der Ablauf eines Durchstanzversagens in fünf charakteristische Phasen unterteilen, wobei sich Phase 2 (Biegerissbildung) und Phase 3 (Schubrissbildung) überschneiden und nicht klar abgrenzen lassen.

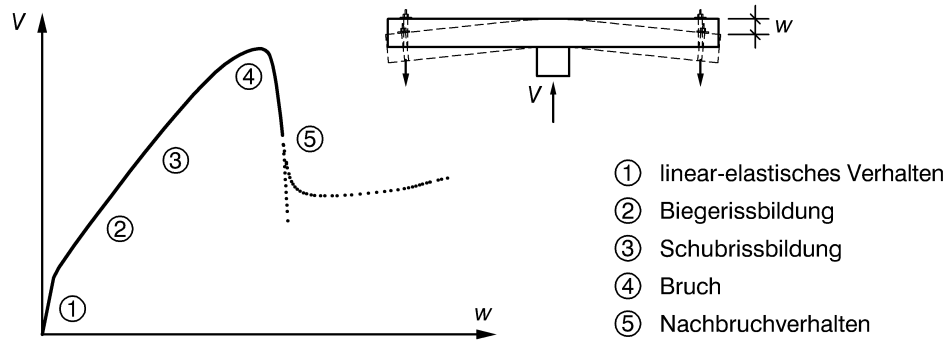


Abbildung 2.3: Ablauf eines Durchstanzversagens in fünf Phasen (aus [1])

Nach einem linear-elastischem Verhalten setzt ab ca. 20 % bis 30 % der späteren Bruchlast die Biegerissbildung ein. Dabei bilden sich zunächst tangentielle Biegezugrisse auf der Plattenoberseite im Bereich der Lasteinleitungsfläche und radiale Risse in Richtung der Biegezugbewehrung aus. Der Beginn der Schubrissbildung lässt sich messtechnisch nur schwer erfassen. In der Literatur wird davon ausgegangen, dass diese bei einem Lastniveau zwischen 40 % bis 75 % der späteren Bruchlast eintritt. Dehnungsmessungen weisen darauf hin, dass die Schubrissbildung auf eine Querkzugbeanspruchung der schräg zur Lasteinleitungsfläche verlaufenden Betondruckstreben hervorgerufen wird (siehe Verlauf der Kurve 4 in Abbildung 2.4).

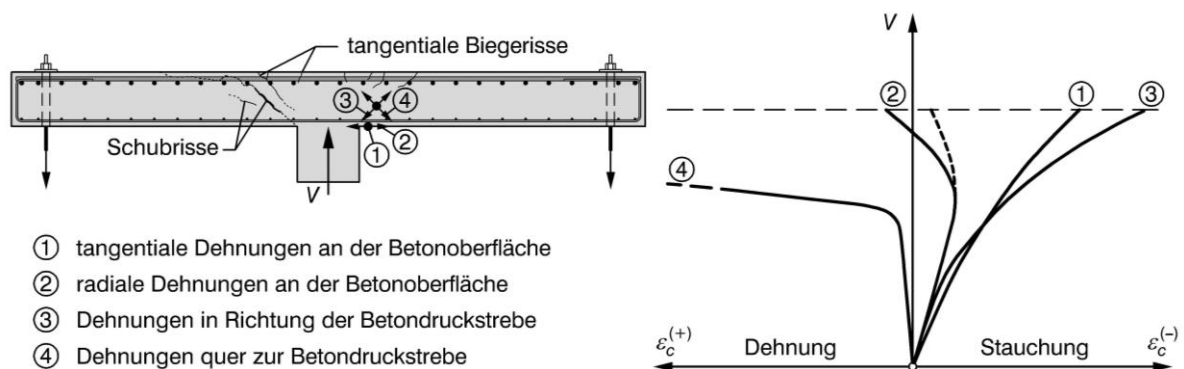


Abbildung 2.4: Schubrissbildung und qualitative Entwicklung der Betondehnungen (nach [2])

Der Bruchvorgang wird bei ca. 80 % bis 90 % der Maximallast, durch eine verstärkte Tangentialrissbildung an der Biegezugseite, eingeleitet. Dabei schreiten die Tangentialrisse von innen nach außen, bis zum Bereich des späteren Durchstanzkegels, fort. Der kritische Schubriss wandert in Richtung der Biegezugbewehrung und vereinigt sich mit den Tangentialrissen. Messtechnisch kündigt sich das Versagen durch eine deutliche Abnahme der radialen Betonstauchungen an der Plattenunterseite in Stütznähe an (siehe Kurve 2 in Abbildung 2.4 sowie [8] und [9]). Kurz vor dem Bruch lässt sich häufig ein kräftiger werdendes Knistern im Beton wahrnehmen. Der Bruch an sich tritt plötzlich mit einem dumpfen Schlag und einem Absacken der Platte ein. Der Durchstanzkegel weist eine mittlere Neigung von ca. 30° bis 35° auf, wobei er am Stützenrand etwas steiler und im Biegezugbereich flacher verläuft. Die Kegelgrundfläche ist bei runden als auch bei quadratischen Stützenquerschnitten annähernd kreisförmig ([2]). Nach dem Bruch erfolgt die Lastübertragung hauptsächlich über die Dübelwirkung der Bewehrung sowie einer Art Hängewerkwirkung ([6]). Als besonders günstig auf das Nachbruchverhalten wirken sich in der Druckzone liegende Bewehrungsstäbe aus, welche kreuzweise über der Stütze verlaufen. Sie können verhindern, dass es zu einem totalen Abfall des Widerstandes kommt. Mit großen Verformungen kann sogar ein Wiederanstieg der Last beobachtet werden.

2.4 Haupteinflussfaktoren auf den Durchstanzwiderstand

Im Folgenden werden die maßgebenden Einflussfaktoren auf den Durchstanzwiderstand zentrisch beanspruchter Stützen erläutert. Neben der Beschreibung ihres Einflusses wird Ihre Auswirkung durch Vergleichsrechnungen unterschiedlicher Bemessungsansätze verdeutlicht. Die schwarz markierten Ordner verweisen auf die gewählte Ausgangssituation für diese Vergleichsrechnung. Eine detaillierte Erläuterung dazu findet sich in [1].

- **Betonfestigkeit, f_c bzw. f_{ct}**

Die Betonfestigkeit wirkt sich direkt auf die Tragfähigkeit der schräg zur Lasteinleitungsfläche verlaufenden Betondruckstreben, die Festigkeit der Betondruckzone, die Verbundtragfähigkeit zwischen Beton und Biegezugbewehrung sowie die Bildung der Biege- und Schubrisse und die Rissverzahnung aus. Sie beeinflusst daher entscheidend den Durchstanzwiderstand. Dabei nimmt die Durchstanztragfähigkeit, ähnlich wie die Biegetragfähigkeit, unterproportional mit der Betondruckfestigkeit zu. Empirische Ansätze zur Berechnung des Durchstanzwiderstandes berücksichtigen den Einfluss der Betonfestigkeit meist über die einachsige Betondruckfestigkeit f_c , welche mit einer Hochzahl kleiner eins

versehen wird. Die Untersuchten Ansätze führen weitestgehend zu sehr ähnlichen Ergebnissen.

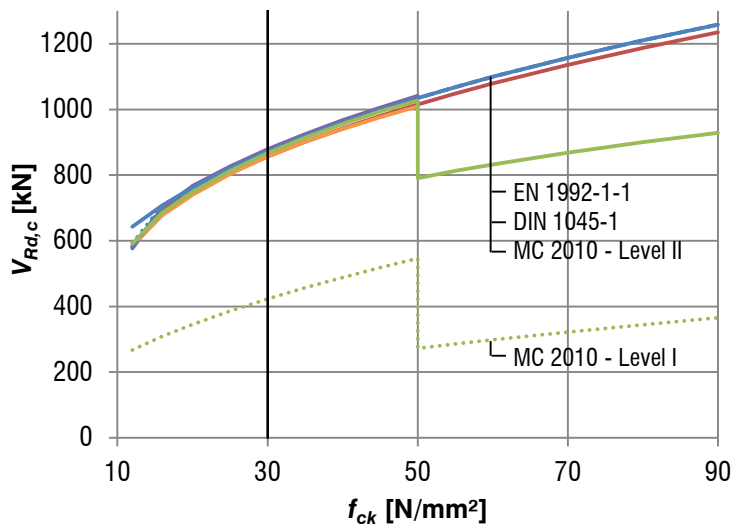


Abbildung 2.5: Einfluss der Betondruckfestigkeit auf den Durchstanzwiderstand

- **Biegebewehrungsgrad, ρ_l**

Die im Stützbereich einer Flachdecke angeordnete Biegebewehrung beeinflusst nicht nur entscheidend die Biegetragfähigkeit, sondern auch den Durchstanzwiderstand der Platte. Die günstige Wirkung der Biegebewehrung lässt sich auf mehrere Effekte zurückführen [10]. So steigt mit Zunahme des Biegebewehrungsgrades die Höhe der Betondruckzone, wodurch ein größerer ungeschädigter Bereich der wirkungsvollen Schubübertragung zur Verfügung steht. Daneben werden die Rissbreiten reduziert, das wiederum zu einer verbesserten Rissverzahnung und Kraftübertragung zwischen den Rissufern führt [11]. Die Biegebewehrung ermöglicht auch eine Verdübelung zwischen dem Durchstanzkegel und der umliegenden Platte. Das gekrümmte Netz der Biegebewehrung ruft darüber hinaus Umlenkkräfte hervor, deren Vertikalkomponenten der einwirkenden Durchstanzkraft entgegenwirken. Die zwei letztgenannten Effekte werden von Moe [9] als *Dowel-action* und *Membrane-action* bezeichnet. Auch die von vielen Autoren beschriebene Sprengwerk- oder Hängewerkwirkung wäre ohne das ausreichende Vorhandensein einer gut verankerten Biegebewehrung nicht möglich [1].

In empirisch abgeleiteten Bemessungsgleichungen wird der Einfluss der Biegebewehrung meist über den geometrischen Bewehrungsgrad ρ_l erfasst, der die auf die Nutzhöhe d der Platte bezogene Querschnittsfläche a_s der Biegezugbewehrung je Längeneinheit darstellt. Versuchsauswertungen belegen, dass sich der Biegebewehrungsgrad, ähnlich der Betonfestigkeit, unterproportional auf den Durchstanzwiderstand auswirkt und daher mit einem

Exponenten im Bereich zwischen 1/3 und 1/2 zu versehen ist (siehe [3]). Größere Abweichungen in den Bemessungsansätzen gibt es bei sehr niedrigen Biegebewehrungsgraden (siehe Abbildung 2.6). Diese liegt daran, dass hier meist bereits ein Biegeversagen anstatt eines Durchstanzversagens vorliegt und dies unterschiedlich in den Bemessungsansätzen berücksichtigt wird.

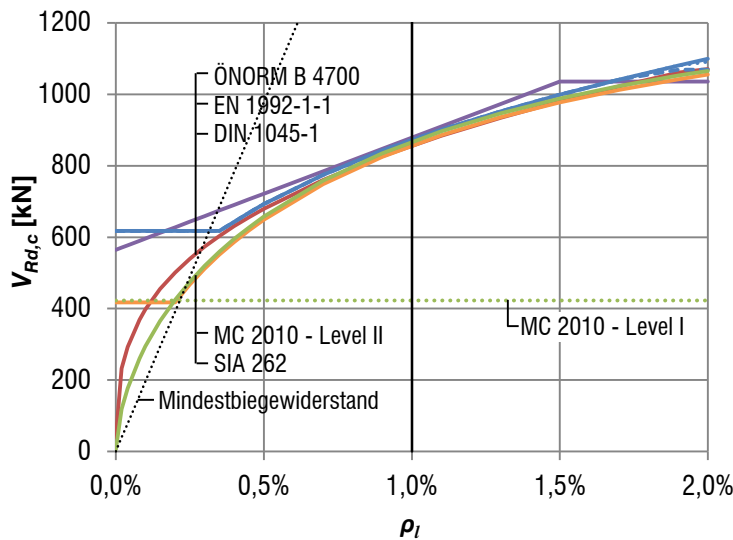


Abbildung 2.6: Einfluss des Biegebewehrungsgrades auf den Durchstanzwiderstand

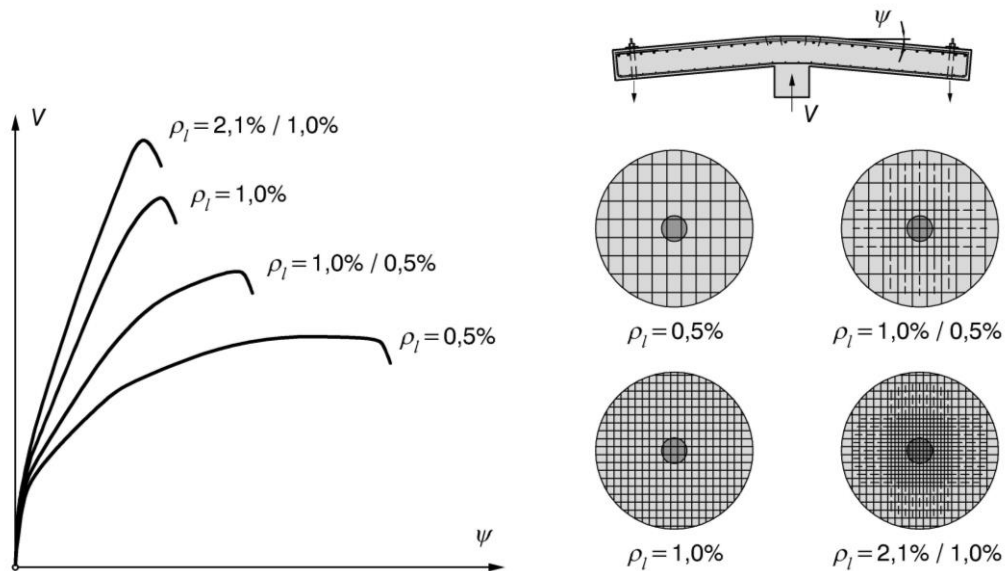


Abbildung 2.7: Last-Rotationsbeziehung für ausgewählte Versuchsplatten von [8] (nach [12])

Der Biegebewehrungsgrad wirkt sich aber nicht nur auf die Größe des Durchstanzwiderstandes, sondern auch auf die Verformungskapazität der Platte aus. Die Versuche von [8] zeigen, dass bei geringen Biegebewehrungsgraden ($\rho_l \approx 0,5\%$) die gesamte Biegebewehrung

rung plastifiziert und große Verformungen auftreten, bevor die Platte plötzlich auf Durchstanzen versagt. Der erreichte Widerstand liegt nur knapp unterhalb des Biegewiderstandes der Platte. Bei moderaten Bewehrungsgraden, im Bereich von ca. 1,0 %, plastifiziert die Biegebewehrung nur mehr im Nahbereich der Stütze. Das Durchstanzversagen tritt ein, noch bevor die gesamte Bewehrung plastifiziert. Bei sehr hohen Bewehrungsgraden, im Bereich von ca. 2,0 %, tritt das Durchstanzversagen sehr plötzlich und schlagartig ein, ohne dass die Biegebewehrung die Fließgrenze erreicht. In diesem Fall ist der Durchstanzwiderstand deutlich geringer als der Biegewiderstand der Platte (siehe [12]). Durch das sehr spröde Versagen der Platten bei hohen Biegebewehrungsgraden wird der anrechenbare Biegebewehrungsgrad in vielen Bemessungsansätzen begrenzt (siehe Abbildung 2.6).

- Statisch Nutzhöhe der Platte, d**

Mit zunehmender statischer Nutzhöhe nimmt nicht nur der Biegewiderstand der Platte, sondern auch der Durchstanzwiderstand $V_{R,c}$ überproportional zu. Die aufnehmbare Schubspannung $v_{R,c} = V_{R,d} / (u_1 \cdot d)$, an einem festgelegten Rundschnitt der Länge u_1 , nimmt jedoch mit wachsender Nutzhöhe ab. Diese Abhängigkeit der Nennschubspannung $v_{R,c}$ von der Größe der Nutzhöhe ist dem Maßstabseffekt¹ zuzuschreiben, der in ähnlicher Form auch bei liniengelagerten Bauteilen ohne Querkraftbewehrung auftritt.

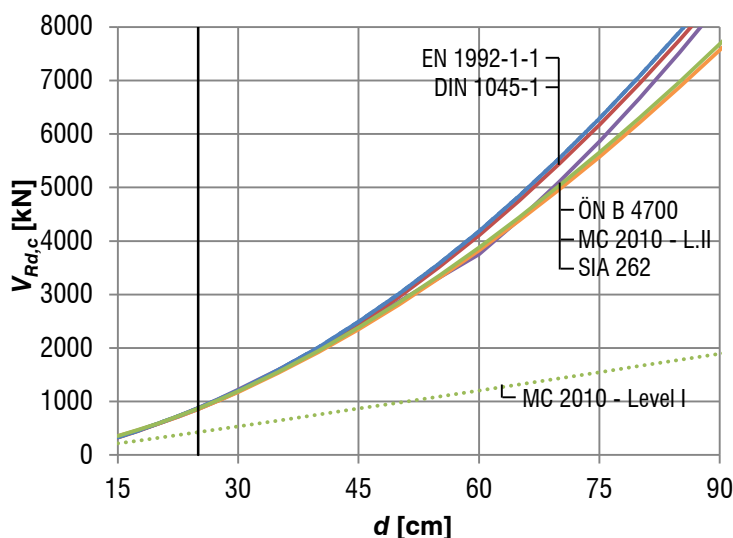


Abbildung 2.8: Einfluss der Nutzhöhe auf den Durchstanzwiderstand

¹ Als Maßstabseffekt wird das Phänomen bezeichnet, wenn die Nenntagfähigkeit (auf die charakteristische Größe der Konstruktion bezogene Versagenslast) bei abnehmender Bauteilgröße zunimmt [13] **Ozbolt J.:** *Maßstabseffekt und Duktilität von Beton- und Stahlbetonkonstruktionen*. Fakultät für Bauingenieur- und Vermessungswesen der Universität Stuttgart, Habilitationsschrift, 1995).

- **Größe der Lasteinleitungsfläche, u_0/d bzw. c/d**

Die Durchstanzproblematik entsteht durch eine konzentrierte Lasteinleitung. Über das geometrische Verhältnis des Stützenumfanges u_0 bzw. des Stützendurchmessers c zur Nutzhöhe d der Platte, lässt sich der Grad der konzentrierten Lasteinleitung feststellen. Mit zunehmendem u_0/d - bzw. c/d - Verhältnis nimmt die Größe des Durchstanzkegels und damit auch die maximal aufnehmbare Stützenkraft zu. Gegengleich verhält sich die aufnehmbare Nennschubspannung an einem vom Stützenrand festgelegten Rundschnitt. Diese nimmt mit wachsendem u_0/d - bzw. c/d - Verhältnis ab (siehe [9]).

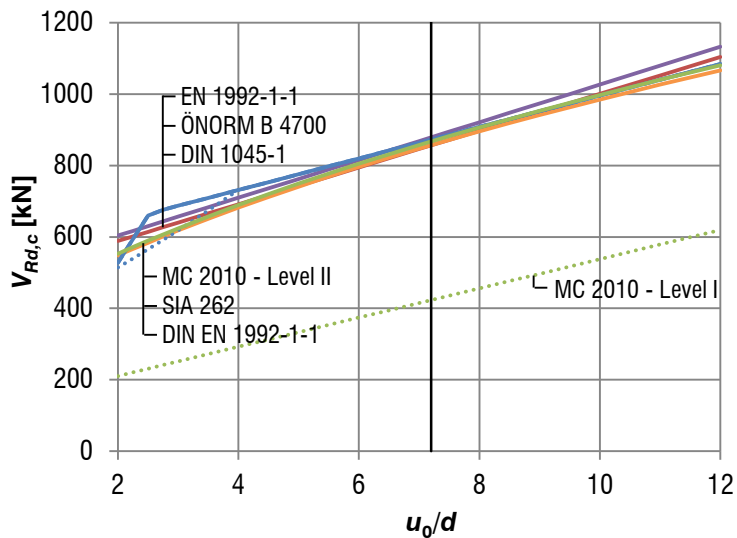


Abbildung 2.9: Einfluss der Größe der Lasteinleitungsfläche auf den Durchstanzwiderstand

- **Plattenschlankheit, l/d bzw. $\lambda = a_v/d$**

Die Schlankheit einer Flachdecke kann über ihre Biegeschlankheit l/d ausgedrückt werden. Die Untersuchungen von [14], [15] und [16] belegen, dass mit abnehmender Schlankheit die aufnehmbare Durchstanzlast steigt. So zeigen die Versuche von [16] einen deutlichen Anstieg der Nennschubspannung für Schubschlankheiten kleiner als 3 (dies entspricht ungefähr einer Biegeschlankheit von 16). Bei größeren Schlankheiten bleibt die Nennspannung relativ konstant. Daher spielt die Schlankheit bei üblichen Flachdecken nur eine untergeordnete Rolle und wird in vielen Normenansätzen, wie etwa in [17] und [18], außer Acht gelassen. Staller weist in [7] darauf hin, dass durch die Hinzunahme der Schubschlankheit eine Verbesserung der Prognosegenauigkeit des Bemessungsansatzes erzielt werden kann. Auch nach MODEL CODE 2010 wird die Deckenschlankheit berücksichtigt.

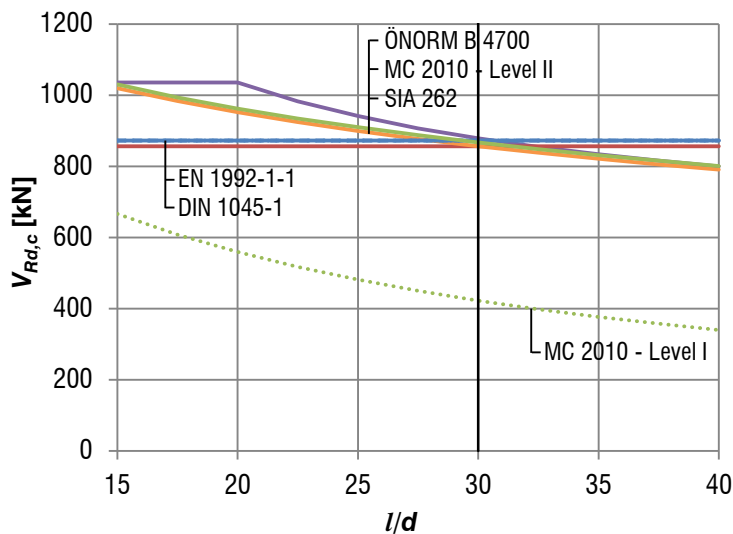


Abbildung 2.10: Einfluss der Plattenschlankheit auf den Durchstanzwiderstand

- **Größtkorndurchmesser des Zuschlages, d_g**

Auch wenn sich bereits Schubrissbildung gebildet haben, ist es aufgrund der Verzahnung der Rissufer möglich einen nicht unwesentlichen Teil der Schubkraft über die Rissufer zu übertragen. Beeinflusst wird die Rissrauigkeit bzw. die gegenseitige Verzahnung der Rissufer durch die Art und Größe des Betonzuschlages sowie von der jeweiligen Schubrissbreite, welche durch entsprechender Bewehrung klein gehalten werden kann (siehe [19] und ([11]).

Der Einfluss des Zuschlag-Größtkorns ist nach [20] besonders interessant im Hinblick auf Untersuchungen an kleinmaßstäblichen Tragwerksmodellen, wodurch der Größtkorndurchmesser mit dem Maßstabseffekt in Verbindung gebracht wird. Nach [21] schwächt sich der Maßstabseffekt ab, wenn auch der Größtkorndurchmesser d_g , mit den Abmessungen des Bauteils skaliert wird. Lässt man jedoch den Korndurchmesser konstant, so ergeben sich für Versuchsplatten kleinerer Dicke deutlich höhere Nennschubspannungen. Gemäß [22] ist es evident, dass nicht nur das Verhältnis Nutzhöhe zu Größtkorndurchmesser, sondern auch die absolute Größe des Zuschlages einen Einfluss auf den Schubwiderstand ausübt.

Im Allgemeinen ist jedoch der Einfluss des Größtkorndurchmessers auf den Durchstanzwiderstand als gering einzustufen und wird daher auch in den meisten Normenansätzen nicht berücksichtigt. Ausnahmen bilden die schweizerische Norm [23] und MODEL CODE 2010, welche auf der Theorie des kritischen Schubrisses basieren (siehe [24] und [12]).

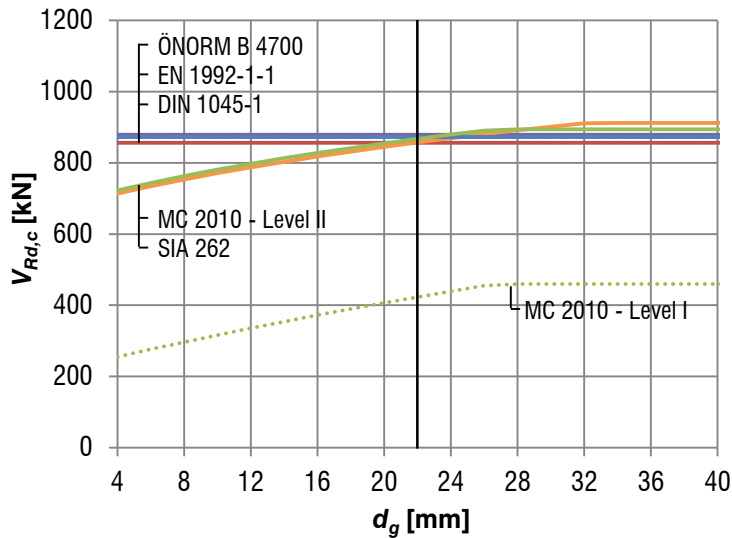


Abbildung 2.11: Einfluss des Größtkorndurchmessers auf den Durchstanzwiderstand

• Durchstanzbewehrung

Durch die Anordnung von Schrägstäben, Bügel, Doppelkopfanker oder anderen Schubbewehrungssystemen wird es möglich Zugkräfte über die schrägen Schubrisse zu übertragen. Mit Hilfe einer derartigen Durchstanzbewehrung lässt sich nicht nur die Versagenslast deutlich anheben, sondern auch die Verformungskapazität und damit auch die Versagensankündigung der Decken-Stützenverbindung wesentlich verbessern. Nach [25] sollte sich daher nicht die Frage stellen ob eine Durchstanzbewehrung angeordnet wird oder nicht, sondern vielmehr welche Menge benötigt wird um eine ausreichende Verformungskapazität zu gewährleisten und wie sie zu verteilen bzw. anzuordnen ist.

Die Anforderungen an eine wirkungsvolle Schubbewehrung lassen sich nach [11] in drei Punkten zusammenfassen:

- Sie muss möglichst gleichmäßig im Bereich eines etwa 30° geneigten Durchstanzkegels verteilt sein.
- Sie muss sich in der Zug- und Druckzone ohne Schlupf verankern lassen und dazwischen voll wirksam sein.
- Sie muss sich leicht einbauen lassen und darf das Verlegen der Biegebewehrung nicht behindern.

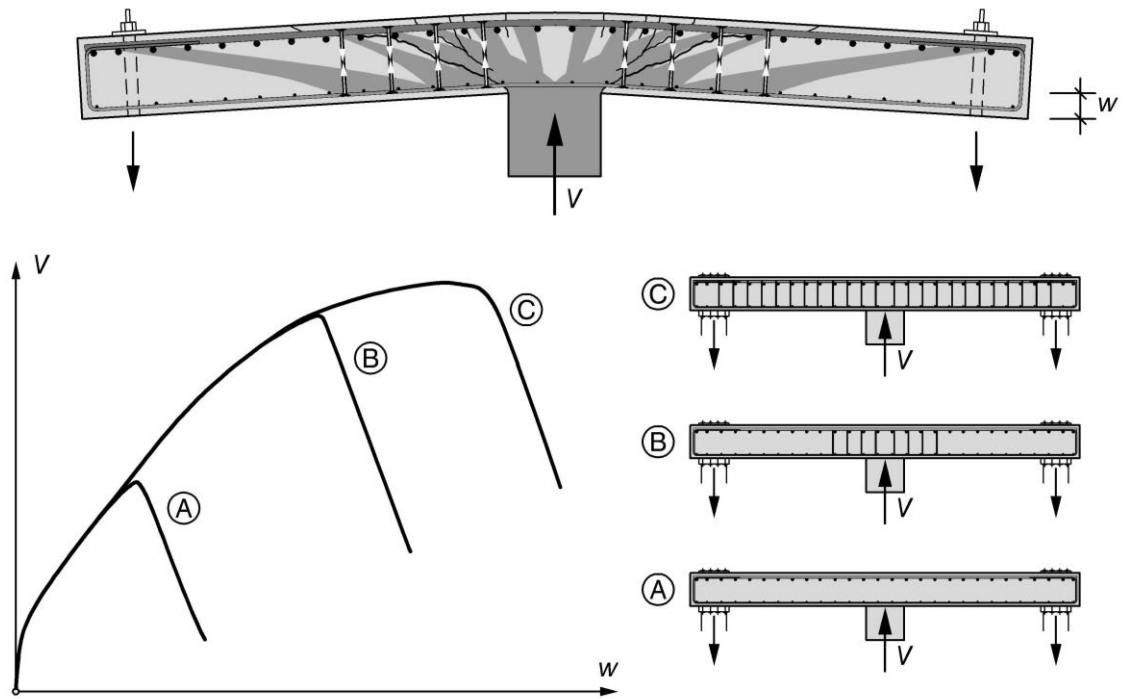


Abbildung 2.12: Modellvorstellung zur Wirkung der Durchstanzbewehrung und Last-Verformungsbeziehungen für Versuchsplatten mit und ohne Durchstanzbewehrung (dargestellt anhand der Versuche von [26])

3 TRAGVERHALTEN VON BETONSCHRAUBEN

Die Tragwirkung einer Betonschraube basiert auf zwei grundlegenden Effekten. Dem Formschluss und dem Stoffschluss, siehe Abbildung 3.1. Beim Formschluss werden die Kräfte über den Hinterschnitt des Gewindes vom Beton auf die Schraube übertragen, während beim Stoffschluss die Last über Verbundkräfte eingeleitet wird.

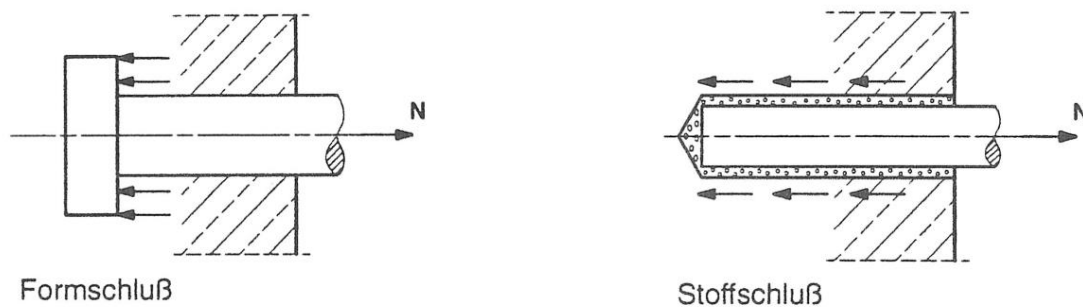


Abbildung 3.1: Wirkungsprinzipien der Betonschraube aus [27]

Die Betonschraube wird in vorgebohrte Löcher im Beton eingedreht. Dabei schneidet sie Gewindegänge in die Bohrlochwandung und es entsteht eine formschlüssige Verbindung. Wird die Schraube außerdem eingeklebt so entsteht durch den Verbundkleber zusätzlich eine stoffschlüssige Verbindung. Die Kombination aus den beiden Tragprinzipien führt zu einer äußerst zuverlässigen und robusten Verbindung, die sofort nach Einbau Kräfte aufnehmen kann und auch unter außergewöhnlichen Einwirkungen (z.B. Brand) ihre Tragfähigkeit behält.

3.1 Versagensarten einer Betonschraube

Die möglichen Versagensbilder einer Betonschraube lassen sich, wie allgemein für Befestigungsmittel in Versagen des Befestigungsmittels und in Versagen des Untergrundes einteilen. Elgehausen und Mallée [27] definieren dabei die in Abbildung 3.2 gezeigten vier Versagensarten:

- Herausziehen
- Betonausbruch
- Spalten
- Stahlversagen

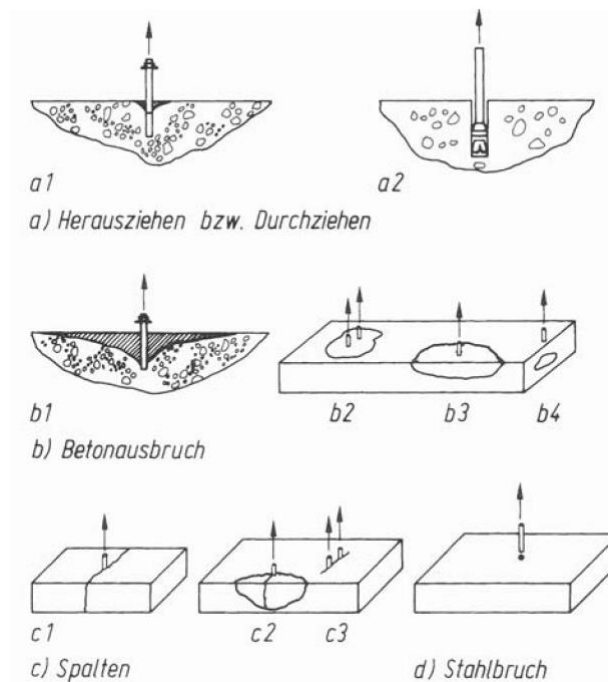


Abbildung 3.2: Versagensarten von Verankerungsmitteln unter Zugbelastung in Beton (aus [27])

Herausziehen: Versagt ein Befestigungselement auf Herausziehen, wird es aus dem Bohrloch gezogen. Dabei kann es im oberflächennahen Bereich zu Schädigungen des Betons kommen. Zum Ausziehen kommt es bei Überschreitung der Haftreibung. Die Gleitreibung bestimmt wie sich das Befestigungsmittel im Weiteren verhält. Bei Hinterschnittdübeln und Kopfbolzen tritt diese Versagensart auf, wenn die Verzahnung nicht ausreichend ist.

Betonausbruch: Bei Abtragung der Last in den Beton bilden die Verbundspannungen einen Druckkegel, der durch Zugspannungen zusammengehalten wird. Wird die Zugfestigkeit des Betons überschritten, so kann es zum Ausbrechen des gesamten Betonkegels kommen.

Spalten: Kann die vom Verankerungselement eingebrachte spreizend wirkende Belastung vom umgebenden Beton nicht aufgenommen werden, kommt es zum Spalten des Betonkörpers. Dies tritt vor allem bei zu geringen Randabständen auf.

Stahlversagen: Diese Versagensart stellt sich ein, wenn die Verankerung im Untergrund gut genug ist um die Kräfte zumindest solange aufzunehmen bis im Stahl die Zugfestigkeit erreicht ist. Ab dem Überschreiten der Fließgrenze ist eine Steigerung der Last nur mehr mit großen Verformungen möglich. Diese Versagensart stellt eine obere Schranke für die Tragfähigkeit der Verbindung dar.

3.2 Verbundverhalten der Schrauben

In einer Reihe von Voruntersuchungen wurde am Arbeitsbereich für Massivbau und Brückenbau das Tragverhalten von Betonschrauben bei Ausziehversuchen mit unterschiedlichen Einbindetiefen analysiert.

Das Tragverhalten von Betonschrauben ähnelt vom Prinzip her dem eines einbetonierten Bewehrungsstabes. Jedoch wird die zu übertragende Kraft nicht über Rippen und eine große Länge eingetragen sondern über das relativ kurze Betonschneidengewinde. Die Tragfähigkeit der Schraube nimmt dabei mit zunehmender Setztiefe zu. Ab einem bestimmten Grenzwert hat die Setztiefe jedoch keinen Einfluss mehr auf die Traglast da es zum Ausziehen der Schraube kommt. In Versuchen wurde die Normalspannung beim Ausziehen der Schraube gemessen. Darüber konnte auf die Verbundspannung und somit auf die Kraftübertragung zwischen Schraube und Beton geschlossen werden. Abbildung 3.3 zeigt schematisch die Verteilung der Schubspannungen entlang des Schraubengewindes. Zu Beginn eines Ausziehversuches konzentriert sich die Schubspannung im oberflächennahen Bereich und nimmt zur Spitze der Schraube hin ab. Bei steigender Belastung kommt es zur Schädigung dieses oberflächennahen Bereiches und die Schubspannung lagert sich in den vorderen Bereich des Gewindes um.

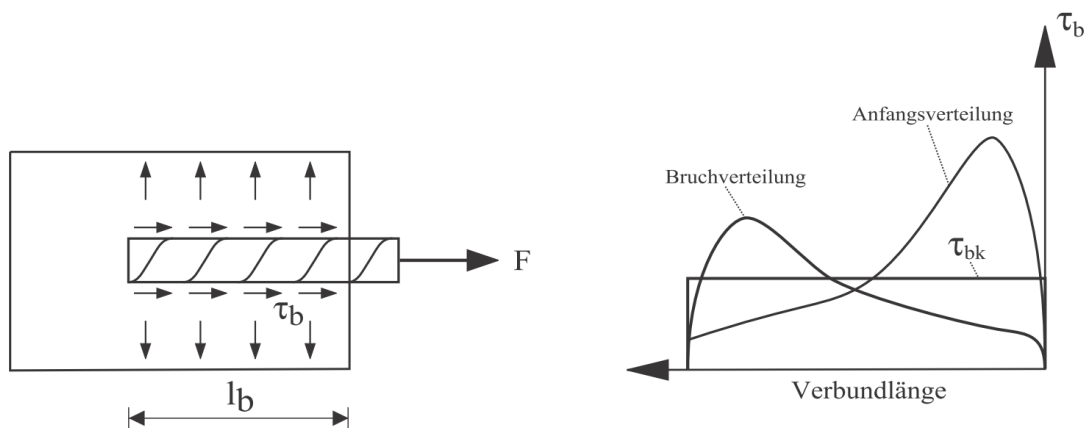


Abbildung 3.3: Verlauf der Verbundspannung während eines Ausziehversuches (aus [28])

In [29] wurde mit Dehnmessstreifen der Verlauf der Schraubendehnung während des Ausziehens aufgezeichnet. Dazu wurden entlang des Gewindes 5 Dehnmessstreifen eingebaut und damit die Verteilung der Dehnung entlang des Gewindes erfasst. Dabei zeigte sich, dass die gemessenen Dehnungsverläufe den in der Theorie angenommen Verläufen entsprechen, siehe Abbildung 3.3. Die axiale Spannung $\sigma_{s(x)}$ nimmt dabei über die Länge des Verbundbereiches $L_{b,red}$ ab. Die Versuche wurden mit dem Versuchsaufbau in Abbildung 3.6 durchgeführt.

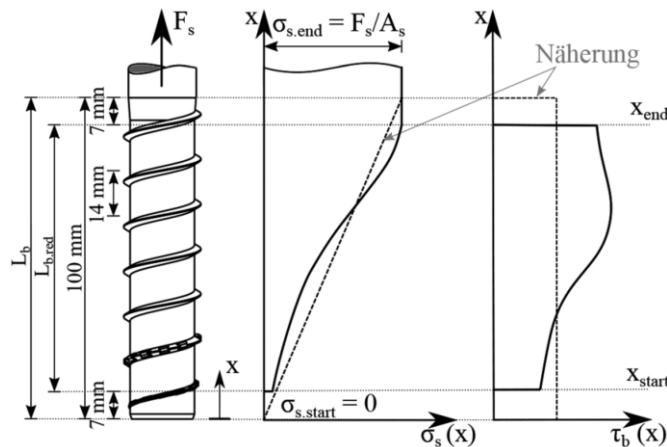


Abbildung 3.4: Angenommener Normal- und Schubspannungsverlauf im Schraubenquerschnitt (aus [29])

Die in [30] durchgeführten Versuche zum Vergleich des Tragvermögens ausgewählter Befestigungselemente haben ergeben, dass der Einsatz von Verbundmörtel bei Betonschrauben zu einer signifikanten Erhöhung der Maximallast und der Steifigkeit führt. Diese Zusammenhänge können Abbildung 3.5 entnommen werden. Daraus ist weiter ersichtlich, dass die Betonschrauben deutlich höhere Traglasten erreichen als die eingeklebten Gewindestangen (z.B. M20). Bedingt durch die Verzahnungswirkung der Schrauben kann auch nach Erreichen der Traglast fortlaufend Kraft übertragen werden. Das Nachbruchverhalten ist damit ausgeprägt duktil. Eine weitere Erkenntnis aus [30] ist, dass schon geringe Einbindetiefen ausreichen um die Fließgrenze der Schrauben zu erreichen und somit Stahlversagen zur maßgebenden Versagensart wird.

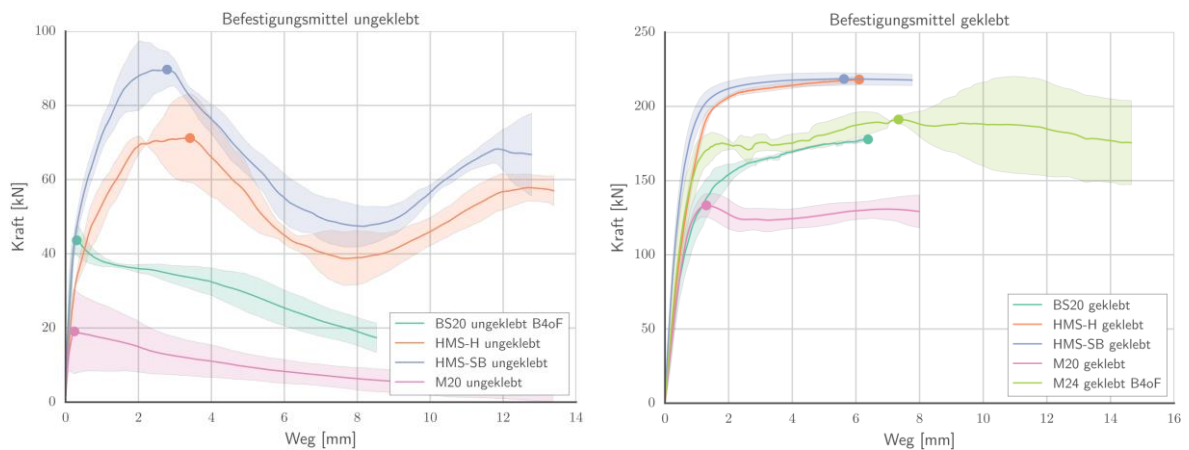


Abbildung 3.5: Vergleich ungeklebter (links) und geklebter (rechts) Befestigungsmittel

3.3 Steifigkeit des Muttern- und Scheibenanschlusses

In [31] wurde die Steifigkeit von Muttern- und Beilagscheibenanschlüssen untersucht, wie sie als Rückverankerung der Betonschrauben an der Bauteiloberfläche eingesetzt werden. Dabei wurden die Einflüsse von Parametern wie Längsbewehrungsgrad, Schraubendurchmesser, von Beilagscheiben und Keilsicherungsscheiben auf die Steifigkeit identifiziert. Dazu wurden an Betonplatten und Balken Rückverankerungsversuche und Schraubenverankerungsversuche durchgeführt, bei denen die oben genannten Parameter variiert wurden. Die daraus gewonnen Kraft-Weg-Verläufe dienten dazu die Steifigkeiten der Anschlüsse zu ermitteln. Der Versuchsaufbau ist in Abbildung 3.6 dargestellt.

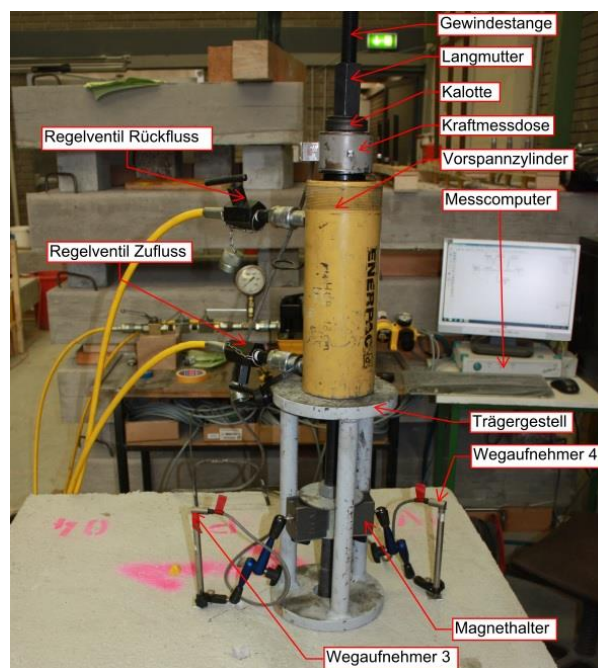


Abbildung 3.6: Versuchsaufbau für die Versuche mit den Betonschrauben

Bei den Durchstanz-Tastversuchen von Wörle [32] kam es zum Einziehen des Mutter- und Beilagscheibenanschlusses in den Beton, siehe Abbildung 3.7. Dies war vor allem dadurch begründet, dass die verwendeten ISO-Scheiben einen zu kleinen Durchmesser aufwiesen und dadurch unter den Scheiben die Druckfestigkeit des Betons überschritten wurde und lokales Betonversagen auftrat. Um dieses Versagen bei den im Forschungsprojekt durchgeführten Versuchen zu vermeiden wurde der Erfassung der Einflüsse aus den Unterlegscheiben und den Keilsicherungsscheiben (NordLock-Elemente) besondere Aufmerksamkeit geschenkt.



Abbildung 3.7: Lokales Betonversagen unter den Unterlegscheiben

Die folgenden Absätze geben einen Überblick über die variierten Parameter und ihren Einfluss:

Einfluss des Schraubendurchmessers: Analog zu den später durchgeführten Durchstanzversuchen wurden auch hier die beiden Schraubentypen TSM-B-24 und TSM-B-16 verwendet. Die Verwendung dieser Typen sollte es ermöglichen die Ergebnisse direkt auf die Durchstanzversuche anzuwenden.

Abbildung 3.8 zeigt den Vergleich von einer Schraube TSM-B-22 (rot) und einer TSM-B-16 (blau), jeweils mit großen Unterlegscheiben (über $d_a = 60$ mm) und ohne NORDLOCK-Element. Die Versuche haben gezeigt, dass die Steifigkeit des Mutter- und Beilagscheibenanschlusses für die großen Scheiben wesentlich größer ist als für die kleinen ISO-Scheiben. Es kann davon ausgegangen werden, dass der Einfluss des Schraubendurchmessers mit zunehmender Scheibengröße abnimmt. Für die Scheiben von TSM-B-22 nimmt die Steifigkeit bei Einsatz von NORDLOCK-Elementen ab, da zusätzliches Spiel in das System eingebracht wird. Für die Scheiben von TSM-B-16 nimmt die Steifigkeit zu, da durch die größere Auflagefläche das Eindringen der Mutter in die Scheibe verringert wird.

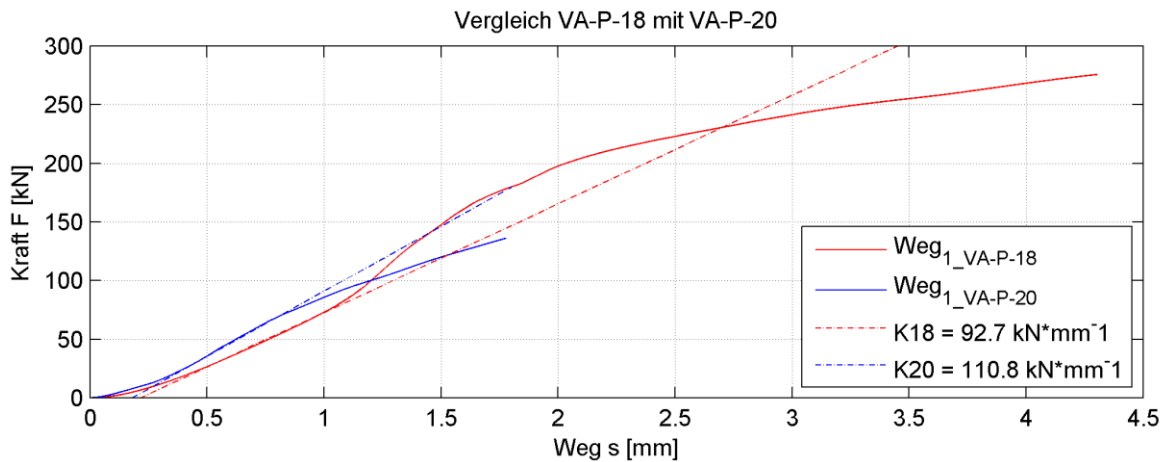
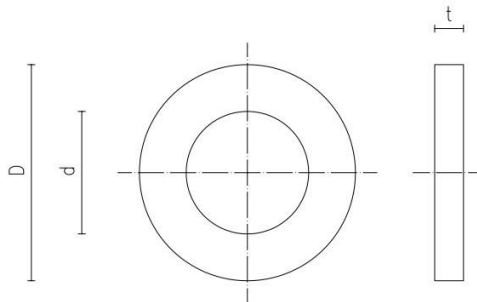


Abbildung 3.8: Einfluss des Schraubendurchmessers auf die Anschlusssteifigkeit

Einfluss der Verankerungsfläche: Es wurden Scheiben mit verschiedenen Durchmessern betrachtet um herauszufinden wie das oben beschriebene Einziehen der Scheiben vermieden werden kann. Dazu wurden die Durchmesser von der standardmäßig erhältlichen ISO-Scheibe ($d_a = 30$ mm für M16 und $d_a = 44$ mm für M24) nach oben hin erweitert und Sonderscheiben mit Außendurchmessern von $d_a = 60$ mm und $d_a = 80$ mm untersucht. In Tabelle 3.1 sind die Abmessungen der verwendeten Scheiben dargestellt.

Tabelle 3.1: Abmessungen der verwendeten Unterlegscheiben



	Schraube	d [mm]	D [mm]	t [mm]	Typenbezeichnung
ISO	M16	17	30	3	ISO
	M24	25	44	4	ISO
Sonder	M16	22	60	10	Normal (Groß)
	M24	30	60	10	Normal
	M24	30	80	10	Groß

Abbildung 3.9 zeigt vier Versuchskurven von TSM-B-22 Schrauben ohne NORDLOCK-Element und mit verschiedenen Scheibendurchmessern. Die rote Kurve wurde mit einer Scheibe vom Typ Normal, die blaue mit Scheibe Typ ISO, die grüne mit Typ Groß und die schwarze ohne Scheibe getestet, siehe Tabelle 3.1. Die Versuche haben gezeigt, dass

die Steifigkeit des Mutter- und Beilagscheibenanschlusses mit zunehmender Auflagefläche der Scheibe zunimmt. Die Versuche und numerische Modellierungen haben gezeigt, dass für 10 mm dicke Scheiben ab einem Außendurchmesser von 60 mm keine signifikante Steifigkeitssteigerung auftritt. Das lässt sich damit begründen, dass sich die Scheibe bei Belastung tellerförmig verformt und damit ab einem Radius von etwa $R = 25$ mm abhebt. Außerhalb dieses Radius liegt die Scheibe damit nicht mehr auf und es wird keine Kraft übertragen. Daher wurden die Sonderscheiben mit $d_a = 60$ mm für die Durchstanzversuche gewählt. Durch ihre große Lagerfläche wird ein Hineinziehen der Muttern in die Betonplatten während des Durchstanzens verhindert.

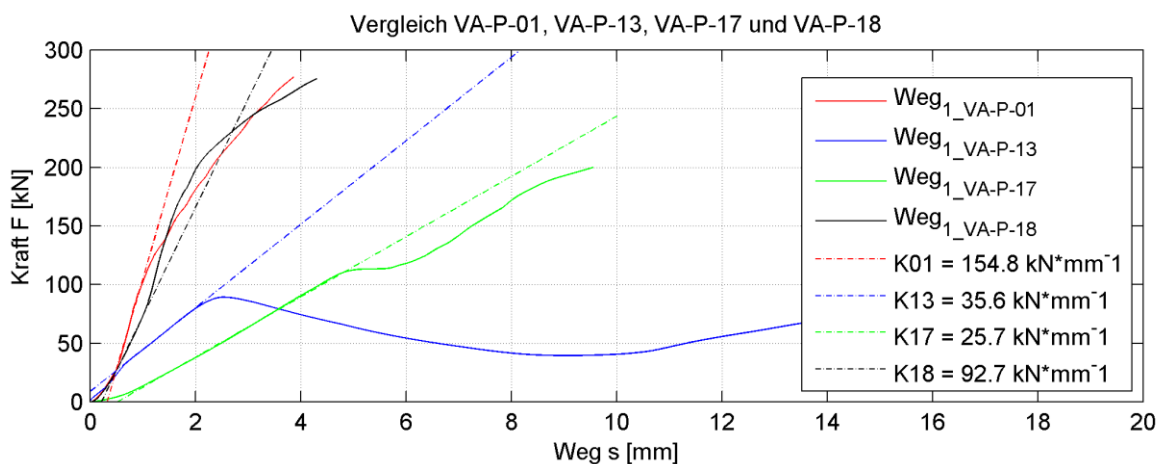


Abbildung 3.9: Einfluss der Verankerungsfläche auf die Anschlusssteifigkeit

Einfluss der Keilsicherungsscheiben: Da gerade im Brückenbau davon ausgegangen werden muss, dass die Verstärkungselemente mit dynamischen Lasten beansprucht werden, wurden bombierte Keilsicherungsscheiben eingesetzt um das Lösen der Muttern unter dynamischer Beanspruchung zu unterbinden. Untersucht wurde auch ob die Einbaurichtung der Elemente, also mit der Wölbung zur Mutter hin oder hin zur Scheibe, Einfluss auf die Steifigkeit hat.

Abbildung 3.6 stellt drei Versuche mit TSM-B-22 Schrauben gegenüber. Die rote Kurve gibt den Kraft-Weg-Verlauf ohne Einbau des NORDLOCK-Elementes wieder. Für die beiden anderen Kurven wurden NORDLOCK-Elemente eingebaut, bei der grünen mit der Wölbung in Richtung Mutter und bei der blauen mit der Wölbung in Richtung Unterlegscheibe. Die Versuche haben gezeigt, dass die Steifigkeit für Schrauben TSM-B-24 am höchsten ist, wenn kein NORDLOCK-Element verwendet wird. Für die Schrauben TSM-B-16 ist sie ohne NORDLOCK-Element am kleinsten. Werden NORDLOCK-Elemente verwendet, so ist die Steifigkeit für Schrauben mit TSM-B-24 wesentlich kleiner als für die

TSM-B-16. Dies lässt sich dadurch begründen, dass das NORDLOCK-Element für TSM-B-24 wesentlich größer ist und sich durch die ausgeprägtere Bombierung damit mehr verformen kann. Zusätzlich ist der mit Klebstoff gefüllte Spalt zwischen den Keilscheiben wesentlich größer. Bei Belastung stellt sich eine größere Verformung ein bis die Keilscheiben satt aufeinander aufliegen und der Klebstoff verdrängt ist.

Bei Einbau mit der Wölbung zur Mutter hin verteilt sich die Kraft auf die größere Fläche und die Steifigkeit ist damit größer als bei Einbau mit der Wölbung zur Scheibe hin, siehe Abbildung 3.6. Ist das NORDLOCK-Element zur Scheibe hin gewölbt, so liegt es nur linienförmig an der Kante der Scheibenbohrung auf. Die Kraft wird dadurch wesentlich konzentrierter eingeleitet und es entstehen deutlich größere Verformungen und damit die geringere Anschlusssteifigkeit.

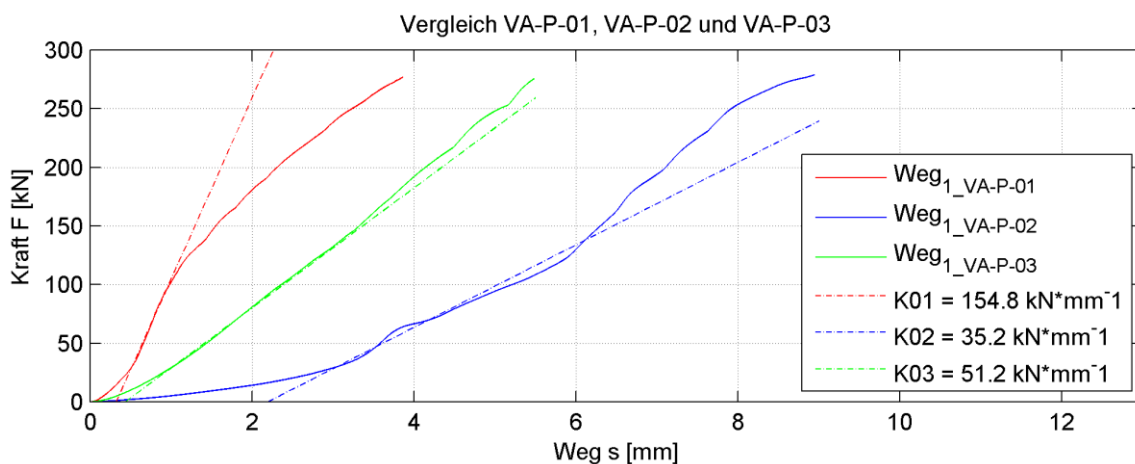


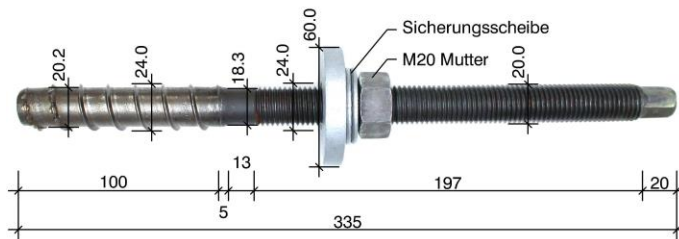
Abbildung 3.10: Einfluss der Keilsicherungsscheiben auf die Anschlusssteifigkeit

Zusammenfassend kann festgehalten werden, dass sich die Einflüsse, welche von den Einzelnen Parametern ausgeübt werden, teils in hohem Maß auf die Steifigkeit des Mutter- und Beilagscheibenanschlusses auswirken.

3.4 Wahl der Betonschrauben für die Durchstanzversuche

Ursprünglich gab es die Überlegung in Zusammenarbeit mit dem Schraubenhersteller TOGE Dübel GmbH & Co. KG Sonderschrauben mit vergrößertem Hinterschnitt des Betonschneidengewindes zu untersuchen. Da jedoch die Herstellung dieser Schrauben im laufenden Produktionsprozess sehr aufwendig geworden wäre und deren problemloser Einbau im Vorfeld nicht garantiert werden kann, wurde davon Abstand genommen. Für die Durchstanzverstärkung werden daher Schrauben mit üblichen Betonschneidengewinde entsprechend Abbildung 3.11 verwendet.

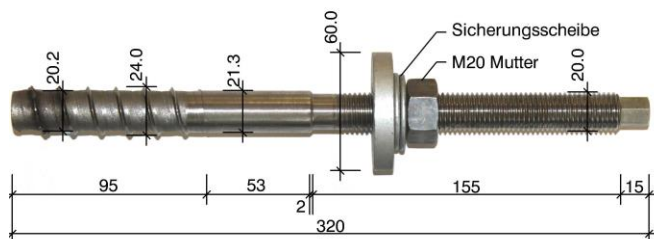
TSM B22 - M20 - 335 mm



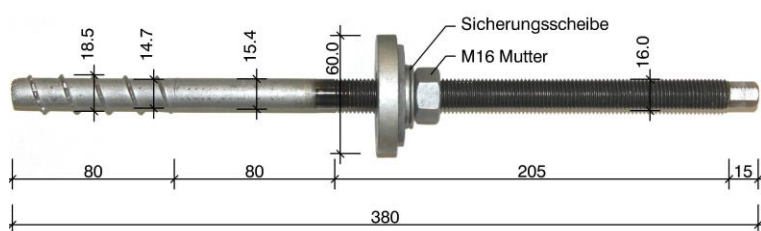
TSM B22 - M20 - 635 mm



TSM B22 - M20 - 320 mm



TSM B16 - M16 - 380 mm


Abbildung 3.11: Verwendete Betonschrauben für die Durchstanzversuche

Im Wesentlichen wurden zwei unterschiedliche Schraubentypen mit der Bezeichnung B22 und B16 verwendet. Die Zahl hinter der Abkürzung B bezeichnet den Bohrlochdurchmesser in mm. Als Anschlussgewinde wurden ISO-Gewinde vom Durchmesser M20 und M16 gewählt. Dies erfordert keine zusätzliche Aufweitung des Bohrloches, wenn das ISO-Gewinde in die Platte reicht. Die drei unterschiedlichen Schrauben vom Typ B22 unterscheiden sich nicht nur durch ihre Gesamtlängen, sondern auch durch die Länge des glatten Schaftes im Anschluss an das Betonschneidengewinde. Die Stahlgüten waren jedoch einheitlich, so dass diese drei Schraubentypen als gleichwertig hinsichtlich der

Durchstanzverstärkungswirkung angesehen werden können. Der Grund für die Variation der Schrauben vom Typ B22 lag in den Liefermöglichkeiten des Schraubenherstellers. Basierend auf den Ergebnissen der Versuche zur Verankerungssteifigkeit wurden Scheiben mit Aussendurchmesser $d_a = 60$ mm und einer Dicke von $t = 10$ mm verwendet.

4 DURCHSTANZVERSUCHE

4.1 Versuchsaufbau, Versuchskörper und Versuchsprogramm

Die Durchstanzversuche wurden in zwei Serien ausgeführt. Serie 01, bestehend aus fünf Platten, wurde im Mai 2016 geprüft. Serie 02, bestehend aus sechs Platten, wurde zwischen Dezember 2016 und Mai 2017 getestet. Alle Durchstanzversuche wurden an kreisrunden Platten mit einem Durchmesser von 2,7 m und einer Plattendicke von 20 cm durchgeführt. Die Versuchskörper hatten einen kreisrunden Stützenstummel mit einem Durchmesser 25 cm und einer Höhe von 10 cm. Der Stützenstummel wurde gleichzeitig mit der Platte ohne Arbeitsfuge betoniert. Die Durchstanzlast wurde durch eine zentrisch angeordnete 1000 kN Hydraulikpresse aufgebracht. Diese Kraft wurde über eine Lastverteilungsplatte aus Stahl und den Stützenstummel in die Versuchsplatte eingeleitet und über zwölf am Rand der Platte angeordnete Zugstangen in eine kreisrunde Gegenplatte rückverankert. Der Abstand der Zugstangen zum Mittelpunkt der Platte betrug 120 cm (siehe Abbildung 4.1).

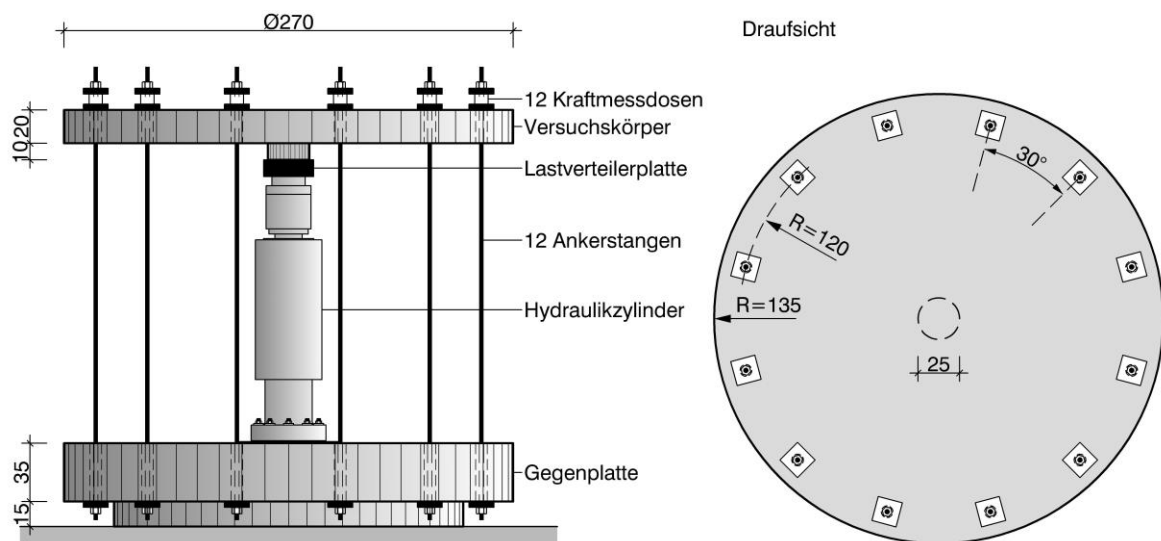


Abbildung 4.1: Versuchsstand und Abmessung der Versuchskörper

Alle Platten der Serie 01 hatten dieselbe Biegebewehrung. Die Biegezugbewehrung bestand aus Stabstahl mit einem Durchmesser von 16 mm in einem Abstand von 9 cm. Um ein Verankerungsversagen auszuschließen wurden die Stäbe an den Enden abgebogen. Die planmäßige Betondeckung betrug 2 cm. Dies führt zu einer mittleren Nutzhöhe der Bewehrungslagen in x- und y-Richtung von 16,4 cm. Der mittlere planmäßige Biegebewehrungsgrad betrug damit 1,37 %.

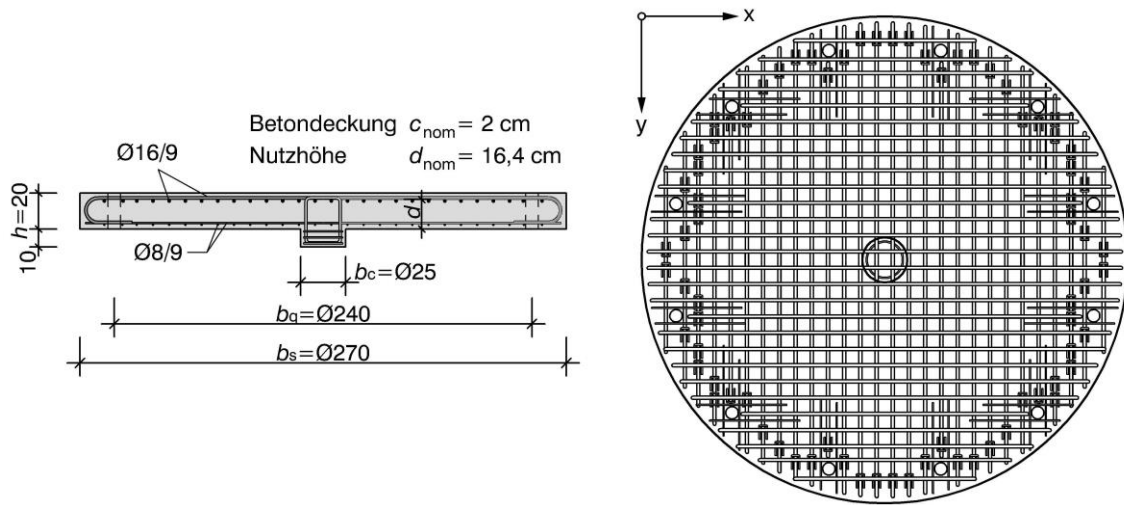


Abbildung 4.2: Biegebewehrung der Platten

Tabelle 4.1: Zusammenstellung der geometrischen Parameter

Jahr	Test ID	b_s [mm]	b_q [mm]	h [mm]	b_c [mm]	d_{nom} [mm]	d [mm]	d_x [mm]	d_y [mm]
2016	S01-P00	2700	2400	200	250	164	161	169	153
	S01-P01						160	168	152
	S01-P02						164	172	156
	S01-P03						161	169	153
	S01-P04						161	169	153
2017	S02-P01	2700	2400	200	250	164	161	169	153
	S02-P02						161	169	153
	S02-P03						162	170	154
	S02-P04						161	169	153
	S02-P05						161	169	153
S02-P06	162	170	154						
Jahr	Test ID	ϕ_x, ϕ_y [mm]	s_x, s_y [mm]	ρ_x [-]	ρ_y [-]	ρ_m [-]	Durchstanzverstärkung		
2016	S01-P00	16	90	0.0132	0.0146	0.0139	nein		
	S01-P01			0.0133	0.0147	0.0140	32 TSM-B22-M20-635 mm		
	S01-P02			0.0130	0.0143	0.0137	32 TSM-B22-M20-335 mm		
	S01-P03			0.0132	0.0146	0.0139	48 TSM-B22-M20-635 mm		
	S01-P04			0.0132	0.0146	0.0139	nein		
2017	S02-P01	16	90	0.0132	0.0146	0.0139	48 TSM-B22-M20-320 mm		
	S02-P02			0.0132	0.0146	0.0139	48 TSM-B22-M20-320 mm		
	S02-P03			0.0132	0.0146	0.0139	48 TSM-B16-M16-380 mm		
	S02-P04			0.0131	0.0145	0.0138	48 TSM-B22-M20-320 mm		
	S02-P05			0.0132	0.0146	0.0139	48 TSM-B22-M20-320 mm		
S02-P06	0.0131	0.0145	0.0138	36 TSM-B22-M20-635 mm					

b_s, b_q, b_c : Durchmesser Versuchsplatte, Abspannungskreis, Stützenstummel;
 h : Plattenstärke;
 d_{nom} : Nennmaß der mittleren Nutzhöhe;
 d : gemessene mittlere Nutzhöhe;
 d_x, d_y : gemessene Nutzhöhe der Biegebewehrung in x- bzw. y-Richtung;
 s_x, s_y : Abstand der Biegezugbewehrung in x- bzw. y-Richtung;
 ϕ_x, ϕ_y : Durchmesser der Biegebewehrung;
 ρ_x, ρ_y : Biegebewehrungsgrad in x- bzw. y-Richtung;
 ρ_m : Mittelwert der Biegebewehrungsgrade

Die Bewehrung an der Plattenunterseite wurde mit Stabstahl vom Durchmesser 8 mm in einem Abstand von 9 cm ausgeführt. Diese Bewehrung hat einen vernachlässigbaren Einfluss auf den Durchstanzwiderstand und dient lediglich zur Aufnahme der Zugspannungen beim Aufheben der Platten mit dem Hallenkran. Um ein Querkraftversagen am Plattenrand zu vermeiden wurden in den Randzonen der Platten zusätzlich Haken angeordnet. Die Nutzhöhen der Platten wurden vor dem Betonieren und nach den Versuchen an den Sägeschnitten nachgemessen. Dabei zeigten sich geringe Abweichungen zu den planmäßigen Werten. Alle wesentlichen geometrischen Parameter können Tabelle 4.1 entnommen werden.

Abbildung 4.3 zeigt die Lage und die Anordnung der Betonschrauben bei den einzelnen Versuchsplatten. Die Serie 01 bestand aus fünf Platten, wobei die erste und die letzte Platte unverstärkt ausgeführt wurden. Diese Platten dienen als Referenzergebnisse um die Wirkung der nachträglich eingebauten Betonschrauben feststellen zu können. Die Platte S01-P01 wurde mit 32 Schrauben (4 Reihen mit 8 Schrauben pro Reihe) vom Durchmesser B22 nachträglich verstärkt. Die Schrauben wurden bis zur Oberkante der Biegezugbewehrung mit einer Einschraubtiefe von 18 cm installiert. Hingegen wurden bei Versuch S01-P02 die Bohrlöcher und die Schrauben nur bis zur Unterkante der Biegezugbewehrung getrieben, während bei Versuch S01-P03 die Schraubenanzahl je Reihe von 8 auf 12 angehoben wurde.

Die Serie 02 bestand aus sechs nachträglich verstärkten Platten. Die Platte S02-P01 diente als Referenzversuch und wurde mit 48 Schrauben (4 Reihen mit 12 Schrauben pro Reihe) vom Durchmesser B22, mit einer Einschraubtiefe bis zur Unterkante der Biegezugbewehrung, verstärkt. Bei den weiteren Versuchen S02-P02 bis S02-P05 wurde jeweils nur ein Parameter geändert. So wurden bei Versuch S02-P02 die Schrauben bis zur Oberkante der Biegezugbewehrung installiert und bei Versuch S02-P03 dünnere Schrauben mit einem Bohrlochdurchmesser von 16 mm verwendet. Die Platte S02-P04 wurde mit angestrebten 2 Mio. Lastwechsel sehr hoch zwischen $1/3$ und $2/3$ der Versagenslast von Versuch S02-P01 vorbelastet. Bei Versuch S02-P05 wurde das zyklische Lastniveau auf praxisrelevante Werte reduziert und die Schwellbelastung zwischen 0,3 und 0,5 der Versagenslast von S02-P01 gewählt. Die Versuchsplatte S02-P06 wurde mit Ausnahme des Verzichtes auf die vierte äußerste Schraubenreihe ident zu Versuch S02-P05 ausgeführt.

Unmittelbar vor Eindrehen der Schrauben wurde bei allen verstärkten Versuchen ein chemischer Spezial Verbundmörtel (CF-T300V von Chemofast®) in das Bohrloch einge-

bracht. Noch vor dem Erhärten des Klebers wurden die Muttern mit einem Drehmomentschlüssel mit 60 Nm angezogen um das Keilsicherungselement zu aktivieren.

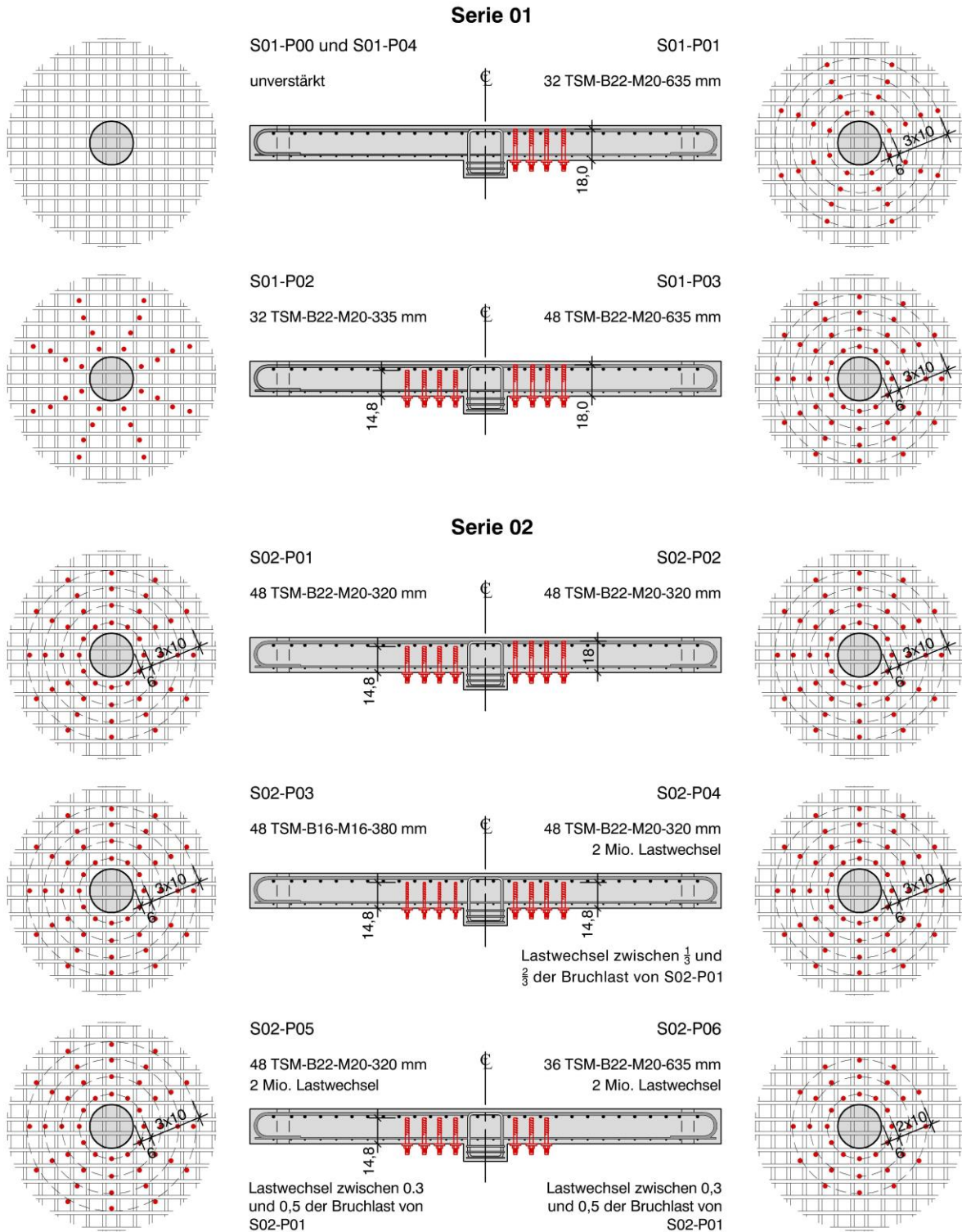


Abbildung 4.3: Lage und Anordnung der Betonschrauben

4.2 Materialeigenschaften

Die mechanischen Kennwerte der Materialeigenschaften sind in Tabelle 4.2 zusammengestellt. Die Versuchsplatten der Serie 01 wurden aus Transportbeton derselben Charge der Sorte C25/30 XC3 GK16 F45 PB gefertigt und am 01. März 2016 mit Krankübel am Hallenkran betoniert. Die Versuchsplatten der Serie 02 wurden am 24. August 2017 mit der bestellten Sorte C20/25 XC1 GK16 F45 PB betoniert. Zur Überprüfung der Identität und der Festigkeiten wurden Probekörper in Form von Würfeln, Zylindern und Prismen hergestellt. Nach 28 Tagen wurde die Normfestigkeit an Hand von Würfeln überprüft. Am jeweiligen Tag eines Durchstanzversuchs wurden zusätzlich Festigkeitsprüfungen an bauteilgelagerten Prüfkörpern durchgeführt.

Die bestellte Güte des Betonstahls war B550B. Die Streckgrenze, die Zugfestigkeit und der Elastizitätsmodul der Biegezugbewehrung und der Betonschrauben wurden mit Zugversuchen geprüft.

Tabelle 4.2: Materialkennwerte

Jahr	Versuch	Alter am Versuchstag in Tage	$f_{c,cube,28}$ [MPa]	$f_{c,cube}$ [MPa]	f_c [MPa]	$f_{ct,sp}$ [MPa]	E_c [GPa]
2016	S01-P00	70	40,6	40,7	32,2	3,7	--
	S01-P01	72		40,7	--	--	--
	S01-P02	77		40,8	32,9	3,0	28,1
	S01-P03	79		40,9	--	--	--
	S01-P04	84		41,8	34,6	3,0	--
2017	S02-P01	118	26,7	34,1	27,7	2,7	--
	S02-P02	138		33,0	--	--	--
	S02-P03	141		32,7	--	--	25,9
	S02-P04	173		34,3	28,6	2,8	--
	S02-P05	218		34,6	--	--	--
	S02-P06	251		33,8	28,5	2,3	--
Jahr	Versuch	f_v [MPa]	f_t [MPa]	E_s [GPa]	f_{vw} [MPa]	f_{tw} [MPa]	E_{sw} [GPa]
2016	S01-P00	513	650	199	--	--	--
	S01-P01				598	749	210
	S01-P02				812	856	206
	S01-P03				598	749	210
	S01-P04				--	--	--
2017	S02-P01	610	661	204	597	746	175
	S02-P02				597	746	175
	S02-P03				481	548	197
	S02-P04				597	746	175
	S02-P05				597	746	175
	S02-P06				598	749	210
$f_{c,cube,28}$	Würfeldruckfestigkeit (150 mm) des Betons nach 28 Tagen unter Normlagerung						
$f_{c,cube}$	Würfeldruckfestigkeit (150 mm) des Betons am Tag des Durchstanzversuches						
f_c	Zylinderdruckfestigkeit (150 mm / 300 mm) des Betons am Tag des Durchstanzversuches						
f_{ct}	Spaltzugfestigkeit des Betons						
E_c	Elastizitätsmodul des Betons						

f_y	Streckgrenze der Biegezugbewehrung
f_t	Zugfestigkeit der Biegezugbewehrung
E_s	Elastizitätsmodul der Biegezugbewehrung
f_{yw}	Streckgrenze der Betonschrauben
f_{tw}	Zugfestigkeit der Betonschrauben
E_{sw}	Elastizitätsmodul der Betonschrauben

4.3 Herstellung der Versuchsplatten und Versuchsdurchführung

4.3.1 Versuchsvorbereitung

4.3.1.1 Schalungsarbeiten

In Abbildung 4.4 bis Abbildung 4.7 sind die Schalungsarbeiten dargestellt. Nach dem Bau des Schalbodens wurde die Geometrie der Probekörper auf die Schalebene aufgezeichnet, anschließend die Schalbänder aufgestellt und die Stützenstummel im Schalboden ausgespart. Um die Position der nachträglich eingebrachten Betonschrauben sicherzustellen wurden die Schraubenpositionen mit Filzmarkern auf dem Schalboden gekennzeichnet.



Abbildung 4.4: Aufzeichnen Schalgeometrie

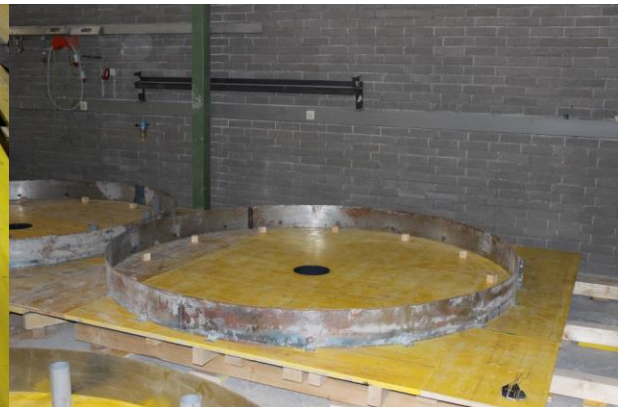


Abbildung 4.5: Aufstellen Schalband



Abbildung 4.6: Markierung Schraubenpositionen



Abbildung 4.7: Schalung Stützenstummel

4.3.1.2 Bewehrungsarbeiten

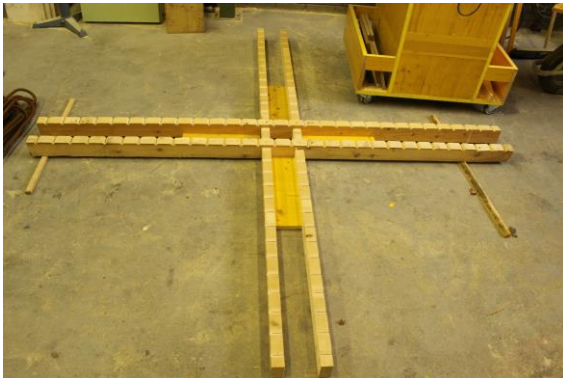


Abbildung 4.8: Bewehrungsschablone



Abbildung 4.9: Bewehrungskorb



Abbildung 4.10: Eingebaute Bewehrung



Abbildung 4.11: Platten vor Betonage

Abbildung 4.8 bis Abbildung 4.11 zeigen die Erstellung der Bewehrungskörbe. Der planmäßige Abstand der Biegezugbewehrung von 9 cm wurde mit einer Holzschablone sichergestellt. Die Bewehrung der Biegedruckzone sowie die Bewehrung des Stützenstummels wurden anschließend hinzugeflochten und der fertige Bewehrungskorb mit dem Hallenkran in die Schalungen gehoben.

4.3.1.3 Betonieren

In Abbildung 4.12 bis Abbildung 4.15 ist die Betonage der Versuchsplatten dargestellt. Diese erfolgte von der Mitte der Platte ausgehend nach außen. Besonderes Augenmerk wurde auf die Verdichtung des Betons im Bereich des Stützenstummels gelegt. Um die Aufzeichnung der Risse während des Versuches zu erleichtern, wurden die Oberflächen der Platten nach dem Aushärten mit weißer Farbe gestrichen.



Abbildung 4.12: Betonieren 1



Abbildung 4.13: Betonieren 2



Abbildung 4.14: frisch betonierte Platten



Abbildung 4.15: ausgehärtete Platten mit weiß gestrichener Oberseite

4.3.1.4 Installation der Schrauben

In Abbildung 4.16 bis Abbildung 4.19 ist der Einbau der Schrauben dargestellt. Dazu wurden zunächst in die Unterseiten der Platten Löcher gebohrt. Diese wurden mithilfe von Druckluft und Bürsten gereinigt um die Haftung des Verbundklebers zu gewährleisten. Nach Einbringen des Verbundklebers wurden die Schrauben eingedreht und die Muttern mit einem Drehmoment von ca. 60 Nm angezogen. Besondere Vorsicht war dabei bei den mit Dehnmessstreifen bestückten Schrauben geboten um die DMS nicht zu beschädigen.



Abbildung 4.16: Bohren Schraubenlöcher



Abbildung 4.17: Absaugvorrichtung



Abbildung 4.18: Reinigen der Löcher



Abbildung 4.19: Eindrehen der Schrauben

4.3.1.5 Einbau Messsysteme

In jeder Platte wurden zwei Biegebewehrungsstäbe mit je zwei gegenüberliegenden DMS ausgestattet. Abbildung 4.20, Abbildung 4.21 und Abbildung 4.24 zeigen die applizierten DMS und deren Position. Die Zugkräfte in den zwölf Rückverankerungen an den Plattenrändern wurden mit Druckmessringen gemessen. Die Summe dieser zwölf Kräfte, ergänzt um das Eigengewicht der Platte, ergibt die Pressenkraft. Um die Verformung der Platten zu erfassen wurden neun induktive Wegaufnehmer auf den Plattenoberseiten angebracht (siehe Abbildung 4.22). Mit jeweils einem tangential und einem radial angeordneten DMS wurden die Betonstauchungen an der Plattenunterseite unmittelbar neben dem Stützenstummel gemessen (siehe Abbildung 4.23). Um die Schraubenkräfte zu bestimmen wurden je verstärkter Platte vier Schrauben mit jeweils zwei gegenüberliegenden DMS bestückt (siehe Abbildung 4.19 und Abbildung 4.25). Zusätzlich wurden der Weg des Zylinderkolbens und die Zylinderkraft aufgezeichnet.

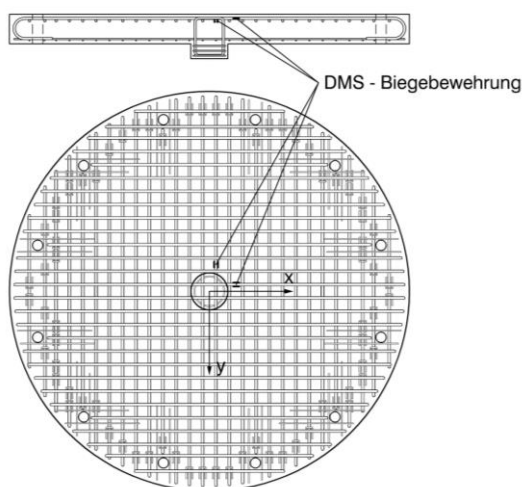


Abbildung 4.20: Positionen DMS auf Bewehrung

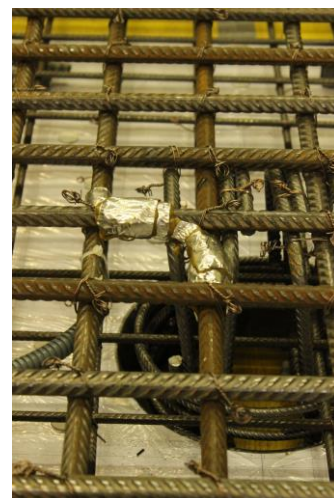


Abbildung 4.21: Angebrachte DMS

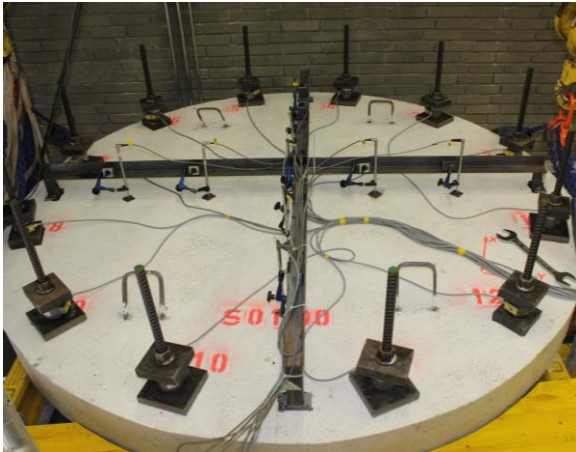


Abbildung 4.22: Kraftmessdosen und Wegaufnehmer

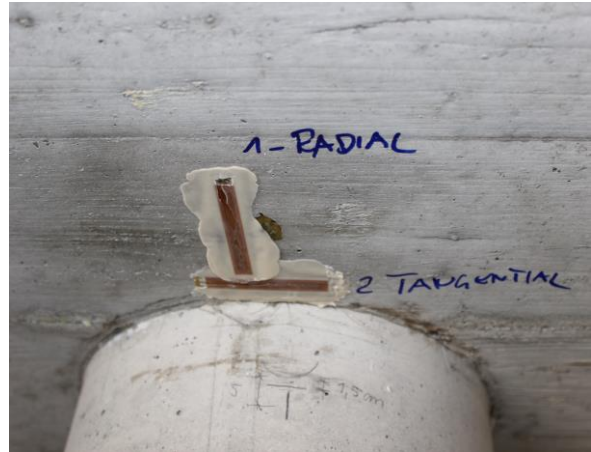


Abbildung 4.23: DMS an der Plattenunterseite



Abbildung 4.24: DMS auf der Bewehrung



Abbildung 4.25: Mit DMS bestückte Schraube

4.3.2 Versuchsdurchführung

Der Einbau der Versuchsplatte erfolgt mithilfe eines Hallenkranes. Nach der zentrischen Positionierung über dem Prüfzylinder wurden die 12 Ankerstangen eingefädelt und mit Muttern, Ankerplatten und Kraftmessringen bestückt. Anschließend wurden die beiden Messbrücken aufgelegt und auf diesen die induktiven Wegaufnehmer montiert. Die Platten wurden mittels Hallenkran und unterhalb der Platten angeordnete Schalungsträger gesichert. Auf diesen wurden die Platten vor der Versuchsdurchführung aufgelegt und waagrecht ausgerichtet. Vor dem Anziehen der Muttern der zwölf Ankerstangen wurden die Kraftmessdosen und die induktiven Wegaufnehmer tariert.



Abbildung 4.26: Versuchsstand

Die Versuche wurden mit Ausnahme der zyklischen Lastwechsel weggesteuert gefahren und jeweils bei einer Kraft von 208 kN und 383 kN angehalten um die Risse auf der Plattenoberseite aufzuzeichnen. Diese wurden bei beiden Lastniveaus mit einer anderen Farbe gekennzeichnet. Nach dem Durchstanzversagen wurden ebenfalls die Risse nachgezeichnet. In Abbildung 4.27 ist der Ablauf der Versuche anhand des Kraft-Zeit-Diagramms dargestellt.

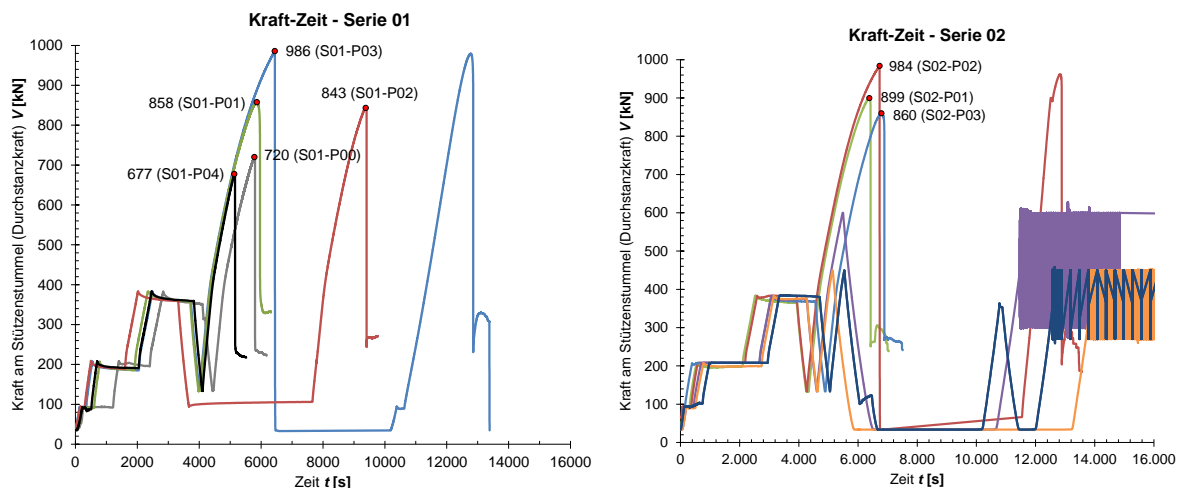


Abbildung 4.27: Kraft-Zeit-Diagramme der Versuche (nicht vollständig für die zyklischen Versuche)

4.4 Versuchsergebnisse

4.4.1 Last-Verformungsbeziehungen

In Tabelle 4.3 sind die wesentlichen Versuchsergebnisse aufgelistet. Die Größe w_m beschreibt die vertikale Verschiebung zwischen dem Mittelpunkt der Plattenoberfläche und den 12 Abspannpunkten unter Höchstlast. Die Rotationen $\psi_{x,out}$ und $\psi_{y,out}$ geben die gemittelte Plattenrotation (Neigung) außerhalb des Durchstanzbereiches in x - und y -Richtung an. Die Rotation ψ_0 ist die Rotation zwischen dem Zentrum der Plattenoberfläche und den Abspannpunkten. V_u gibt die Bruchlast der Platte an. Das Verhältnis V_{flex}/V_u beschreibt das Verhältnis des berechneten Biege widerstandes der Platte zur erreichten Versagenslast. Bei allen Versuchen liegt dieser Faktor deutlich über eins, womit bei allen Versuchen von einem Durchstanzversagen ausgegangen werden kann. Dies wird auch durch die klar ausgebildeten Durchstanzkegel aus Abbildung 4.31 belegt.

Tabelle 4.3: Versuchsergebnisse

Jahr	Test ID	w_m [mm]	$\psi_{x,out}$ [mrad]	$\psi_{y,out}$ [mrad]	ψ_0 [mrad]	V_u [kN]	V_{flex}/V_u [-]	Last-wechsel
2016	S01-P00	12,65	11,36	11,62	10,55	720	1,80	-
	S01-P01	17,29	14,78	15,50	14,41	858	1,50	-
	S01-P02	14,82	13,02	14,21	12,35	843	1,57	-
	S01-P03	23,75	20,06	21,44	19,80	986	1,32	-
	S01-P04	10,73	9,92	9,67	8,94	677	1,92	-
2017	S02-P01	20,04	16,47	17,65	16,70	899	1,42	-
	S02-P02	24,06	19,99	21,09	20,05	984	1,29	-
	S02-P03	17,90	16,08	15,54	14,92	860	1,47	-
	S02-P04 ¹	*	*	*	*	600*	2,14	824.967
	S02-P05 ²	26,81	25,72	23,36	22,34	908	1,41	2 Mio.
	S02-P06 ²	25,31	-	26,50	21,09	903	1,42	2 Mio.
¹ zyklische Vorbelastung zwischen 300 kN und 600 kN mit angestrebten 2 Mio. Lastwechsel ² zyklische Vorbelastung zwischen 270 kN und 450 kN * keine verwertbaren Daten, Versagen nach 824.967 Lastwechsel zwischen 300 kN und 600 kN								
w_m $\psi_{x,out}$ $\psi_{y,out}$ ψ_0 V_u V_{flex}/V_u		vertikale Verschiebung der Platte in Plattenmitte bezogen zur Randlagerung Plattenrotation außerhalb des Durchstanzkegels in x-Richtung Plattenrotation außerhalb des Durchstanzkegels in y-Richtung Plattenrotation zwischen Plattenrand und Plattenmitte maximal erreichte Kraft (Durchstanzkraft) berechneter Biege widerstand zur erreichten Versagenslast (>1 deutet auf Durchstanzversagen hin).						

Der Versagensmodus der unverstärkten Platten S01-P00 und S01-P04 war sehr spröde (siehe Abbildung 4.28). Unmittelbar nach Erreichen der Maximallast fiel die Last mit einem einhergehenden Knall schlagartig ab und der Stützenstummel drang einige Zentimeter in die Platte ein.

Ein ähnlich sprödes Verhalten zeigte auch der Versuch S01-P02. Bei diesem Versuch wurden die Schrauben nur bis zur Unterkante der Biegezugbewehrung installiert. Die erreichte Durchstanzlast war hingegen 21 % höher als der gemittelte Durchstanzwiderstand der unverstärkten Platten. Bei Installation der Schrauben bis zur Oberkante der Biegezugbewehrung konnte im Versuch S01-P01 im Vergleich zu S01-P02 ein leicht höherer Widerstand erreicht werden. Bezogen auf die unverstärkten Referenzplatten betrug die erzielte Laststeigerung 23 %.

Durch eine Erhöhung der Schraubenanzahl von 8 Schrauben je Reihe auf 12 Schrauben je Reihe (Erhöhungsfaktor 1,5) ergab sich im Versuch S01-03 mit 41 % die größte Verstärkungswirkung dieser Serie. Die erreichte Maximallast betrug 986 kN und lag bereits nahe an der Nennkraft der Presse von 1000 kN. Aufgrund des voreingestellten Toleranzbereichs entlastete die Steuerung bei dieser Last automatisch ohne dass die Platte versagte. Nach einer Anhebung des Grenzwertes für eine Notentlastung und einer neuerlichen Belastung kam es zum Durchstanzversagen knapp bevor das vorher erzielte Lastniveau erreicht wurde. Es kann daher davon ausgegangen werden, dass sich die Platte S01-P03 bei 986 kN unmittelbar vor dem Durchstanzversagen befunden hat.

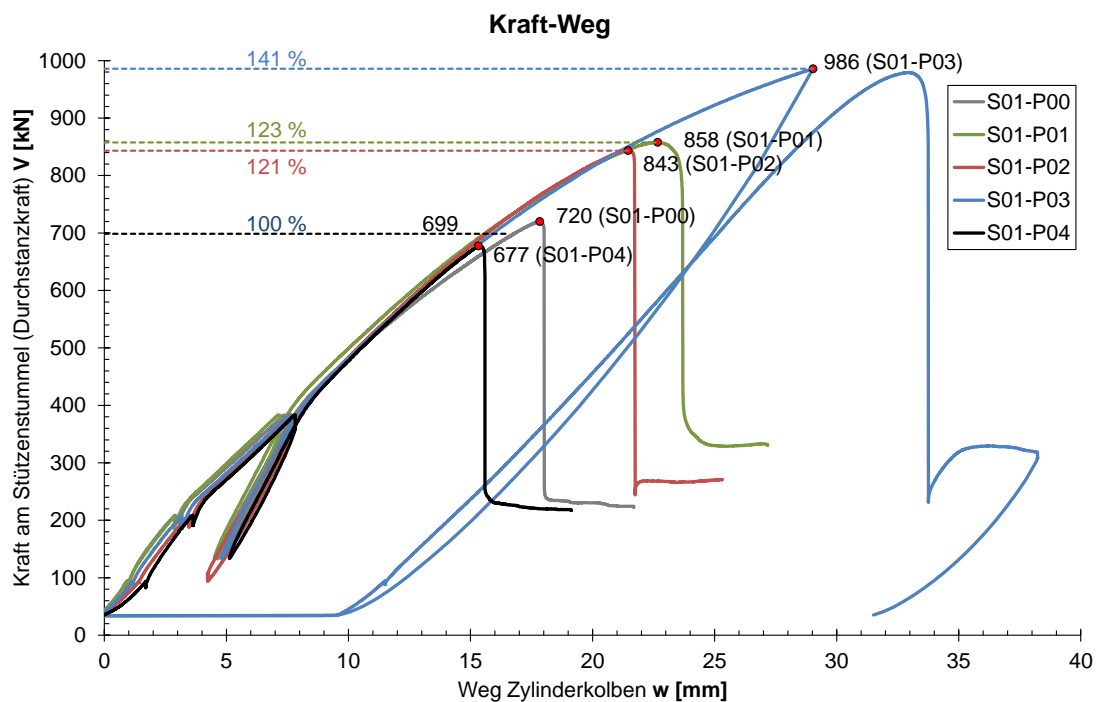


Abbildung 4.28: Kraft-Weg-Diagramm für die Durchstanzversuche der Serie 01

In Serie 02 war der Fokus auf die Ermittlung der Auswirkung einer zyklischen Vorbelastung gerichtet. Es wurden aber auch drei Versuche ohne Ermüdungsbeanspruchung getestet (siehe Abbildung 4.29). Alle sechs Platten der Serie 02 wurden nachträglich mit

Schrauben verstärkt. Der Durchstanzwiderstand einer unverstärkten Platte kann über Anpassung der etwas geringeren Betonfestigkeit in dieser Serie aus den Ergebnissen der Serie 01, unter Anwendung eines geeigneten Bemessungsansatzes, rückgerechnet werden und führt auf einen prognostizierten Durchstanzwiderstand von ca. 650 kN.

Als Referenzversuch dient in dieser Serie jedoch die Platte S02-P01, mit 48 bis zur Unterseite der Biegezugbewehrung installierten Betonschrauben vom Typ B22 und einem erreichten Durchstanzwiderstand von 899 kN.

Durch Einbau der Schrauben bis zur Oberkante der Biegezugbewehrung (Versuch S02-P02) konnte in Relation zur Referenzplatte die Maximallast um 9 % gesteigert werden. Auch mit der etwas geringeren Betonfestigkeit erreichte dieser Versuch, wie schon der Versuch S01-P03 in der ersten Serie, beinahe die Nennlast der 1000 kN Presse. Nach einer automatischen Entlastung und einer Wiederbelastung versagte die Platte knapp unter der vorher erreichten Maximallast auf Durchstanzen.

Die Verwendung von dünneren Schrauben vom Typ B 16 führte in Versuch S02-P03 zu einer Abnahme des Durchstanzwiderstandes von nur 4 %. Wie die Last-Verformungsbeziehung zeigt, war das Versagen aber weniger spröde als beim Referenzversuch, obwohl die Schrauben ebenso nur bis zur Unterseite der Biegezugbewehrung installiert wurden.

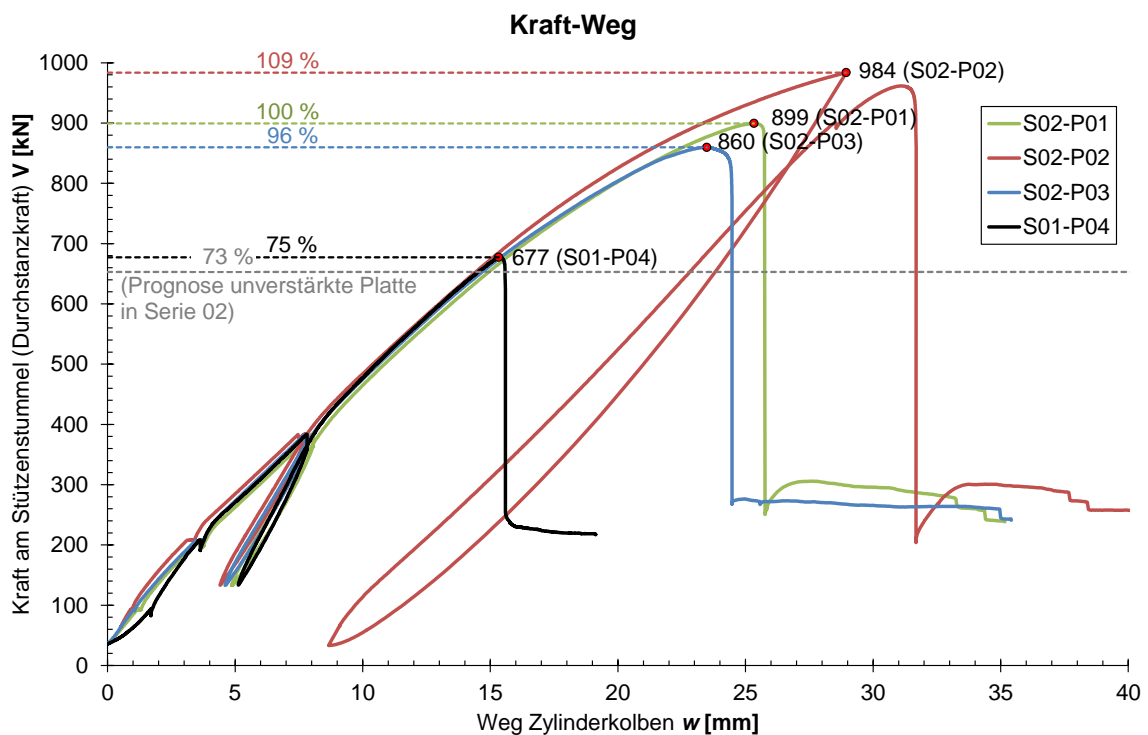


Abbildung 4.29: Kraft-Weg-Diagramm für die Durchstanzversuche der Serie 02 unter statischer Last

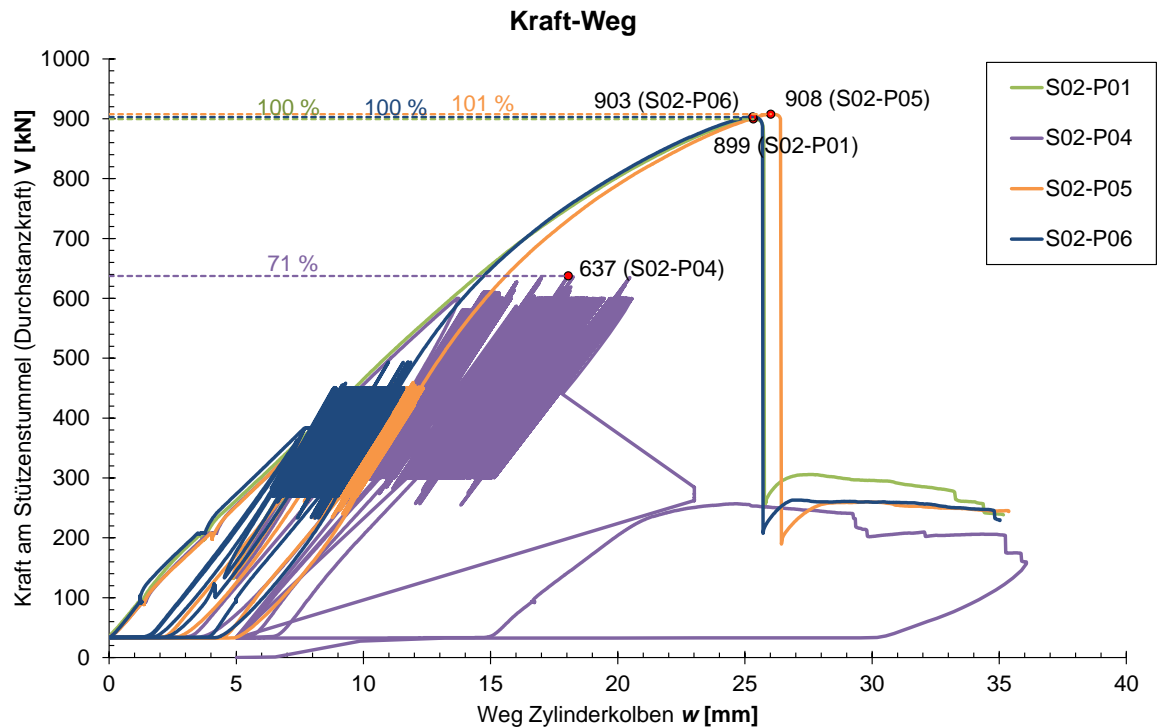


Abbildung 4.30: Kraft-Weg-Diagramm für die Durchstanzversuche der Serie 02 unter zyklischer Last

Der Versuch S02-P04 unterscheidet sich vom Referenzversuch S02-P01 durch eine zyklische Belastung zwischen 300 kN und 600 kN mit einer angestrebten Lastwechselzahl von 2 Mio. Dieses Lastniveau entspricht 1/3 bzw. 2/3 der Versagenslast der Referenzplatte und führte nach 824.967 Lastwechsel zu einem vorzeitigen Durchstanzversagen (siehe Abbildung 4.30). Dieses deutlich oberhalb des Ermüdungslastniveaus nach EN 1991-2 gelegene Lastniveau wurde angelehnt an mit Betonschrauben verstärkte Querkraftversuche an Balken, welche an der Universität Innsbruck durchgeführt wurden. Bei diesen Versuchen konnte nach 5 Mio. Lastwechsel die Bruchlast der statischen Referenzversuche erreicht und sogar überschritten werden. Es scheint daher, dass Durchstanzversuche aufgrund der Spannungskonzentrationen ermüdungsanfälliger sind als Querkraftversuche an Balken. Für die darauffolgenden Versuche S02-P05 und S02-P06 wurde in Abstimmung mit den Projektbeteiligten der ÖBB und ASFINAG das Ermüdungslastniveau in Anlehnung an das Ermüdungslastmodell für Straßenbrücken laut EN 1991-2 zwischen 0,3 und 0,5 der Versagenslast des Referenzversuches gewählt. Dies ergibt ein unteres Lastniveau von 270 kN und ein oberes Lastniveau von 450 kN. Nach 2 Mio. Lastwechsel konnte bei beiden Versuchen der Durchstanzwiderstand des direkt zu Bruch gefahrenen

Referenzversuches S02-P01 erreicht werden. Dies ist vor allem für den Versuch S02-P06 bemerkenswert, da hier auf die vierte äußere Schraubenreihe verzichtet wurde.

Während der zyklischen Belastung kam es zu einer Zunahme der Verformung. Im Anschluss an die Wechselbelastung konnte ein zunächst steiler Anstieg der Last-Verformungskurven beobachtet werden mit zunehmender Annäherung an die Last-Verformungskurve des Referenzversuches. Auf Bruchlastniveau verliefen die Kurven dann beinahe deckungsgleich.

4.4.2 Sägeschnitte

In Abbildung 4.31 sind die Sägeschnitte der Versuchsplatten nach ihrer Prüfung dargestellt. Die Durchstanzkegel der unverstärkten Platten waren deutlich flacher als bei den Platten mit nachträglich angeordneter Durchstanzbewehrung. Bei den verstärkten Platten verliefen die Schubrissse ausgehend vom Stützenanschnitt steil nach oben, kreuzten die Schrauben der ersten Reihe im Bereich des Betonschneidegewindes und verliefen anschließend in der Ebene der Biegezugbewehrung flach nach außen. Ein Einfluss der zyklischen Vorbelastung auf das Rissbild der Sägeschnitte kann nicht festgestellt werden.

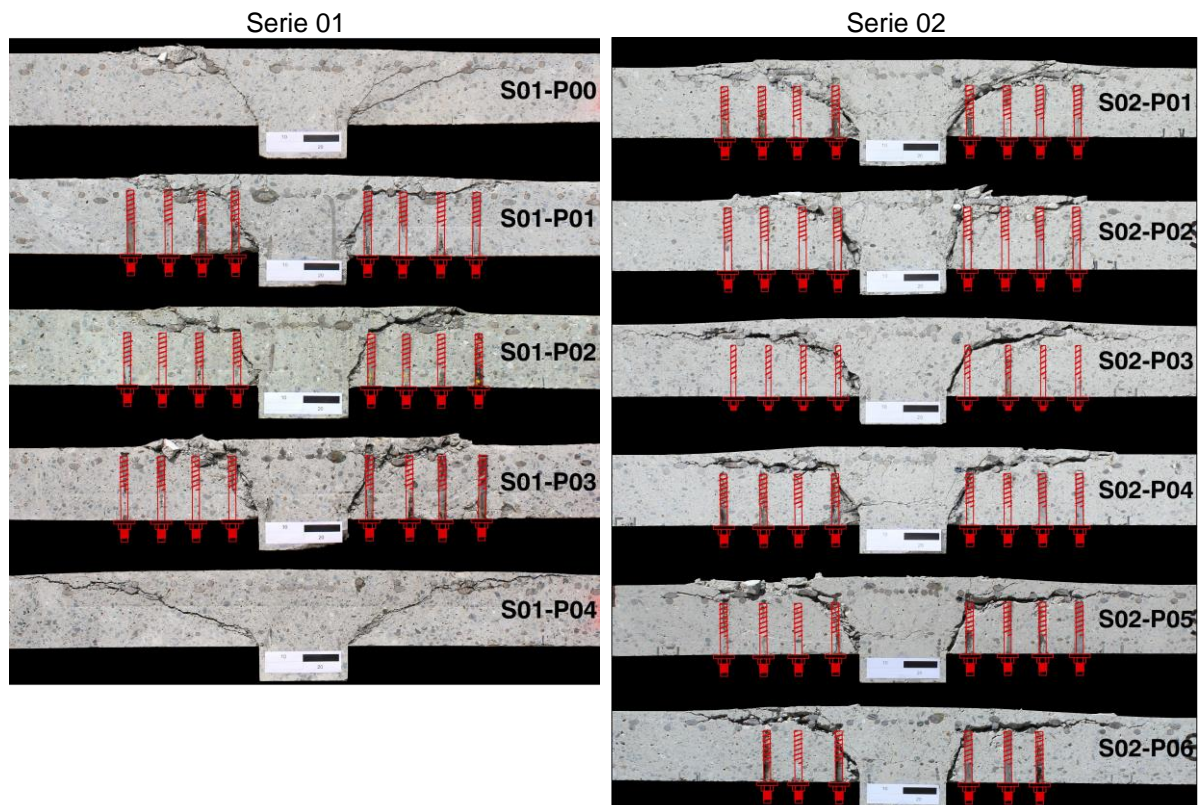


Abbildung 4.31: Sägeschnitte der Platten nach Versuchsdurchführung

4.4.3 Rissbilder der Plattenoberseite

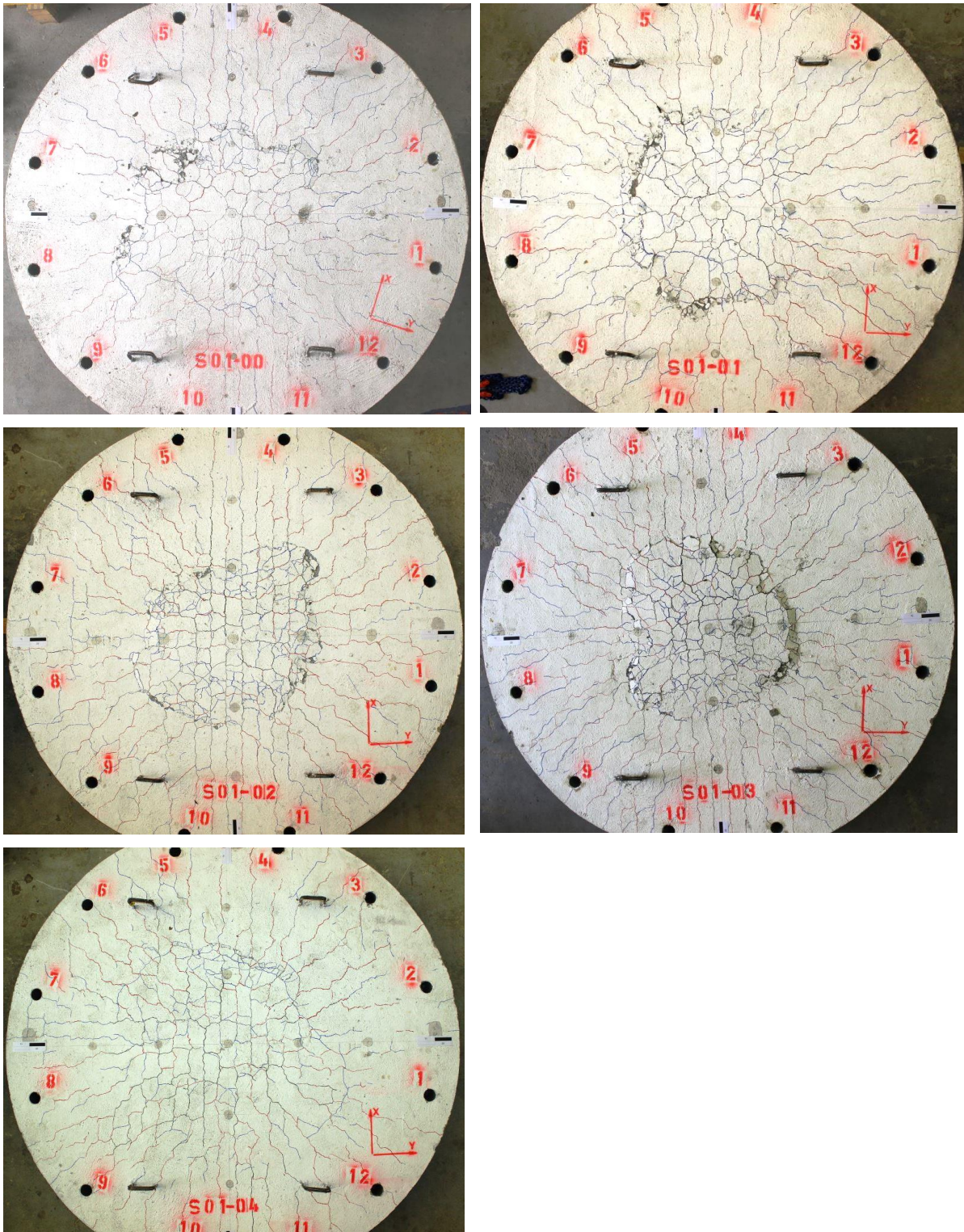


Abbildung 4.32: Rissbilder der Plattenoberseite (Serie 01)

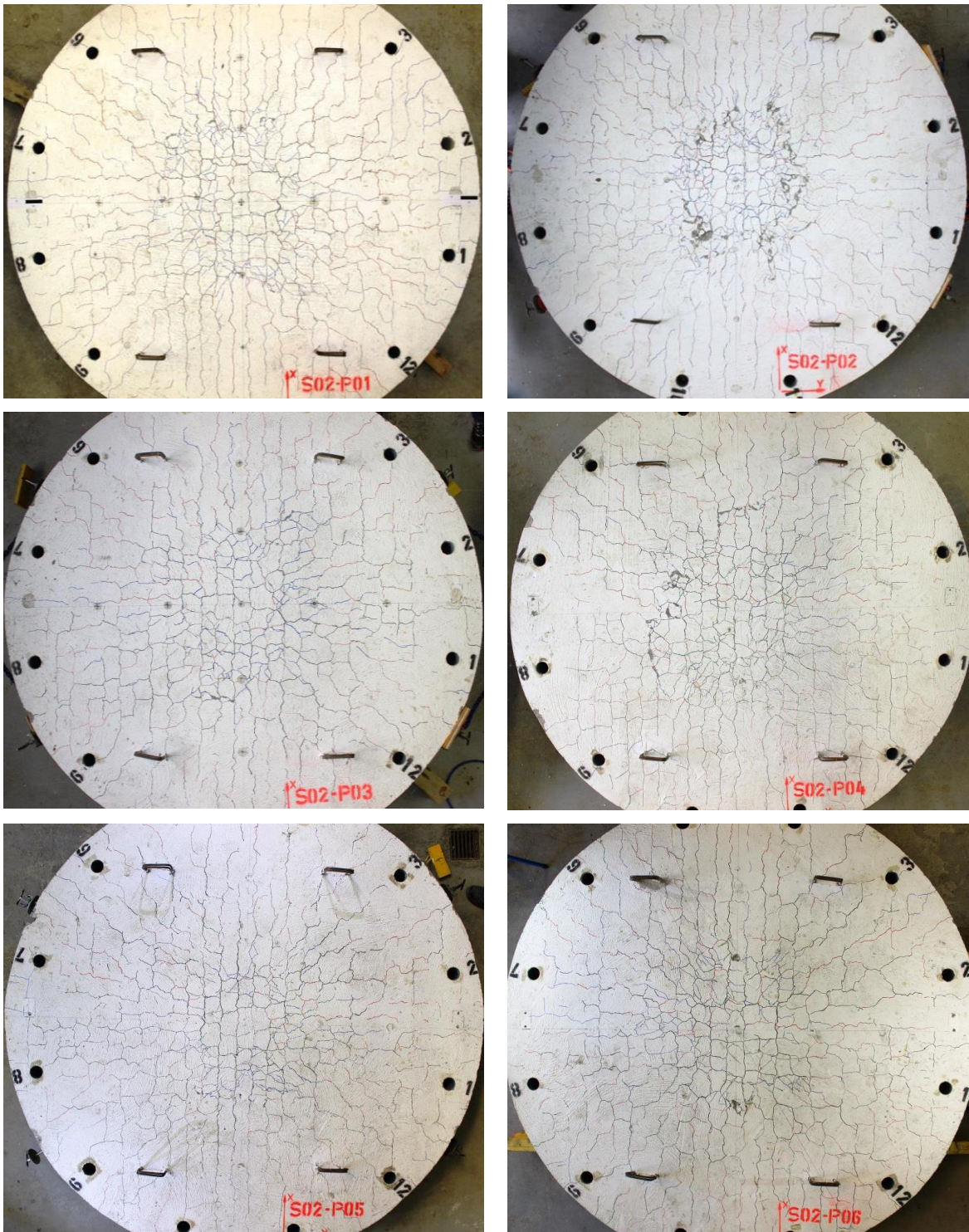


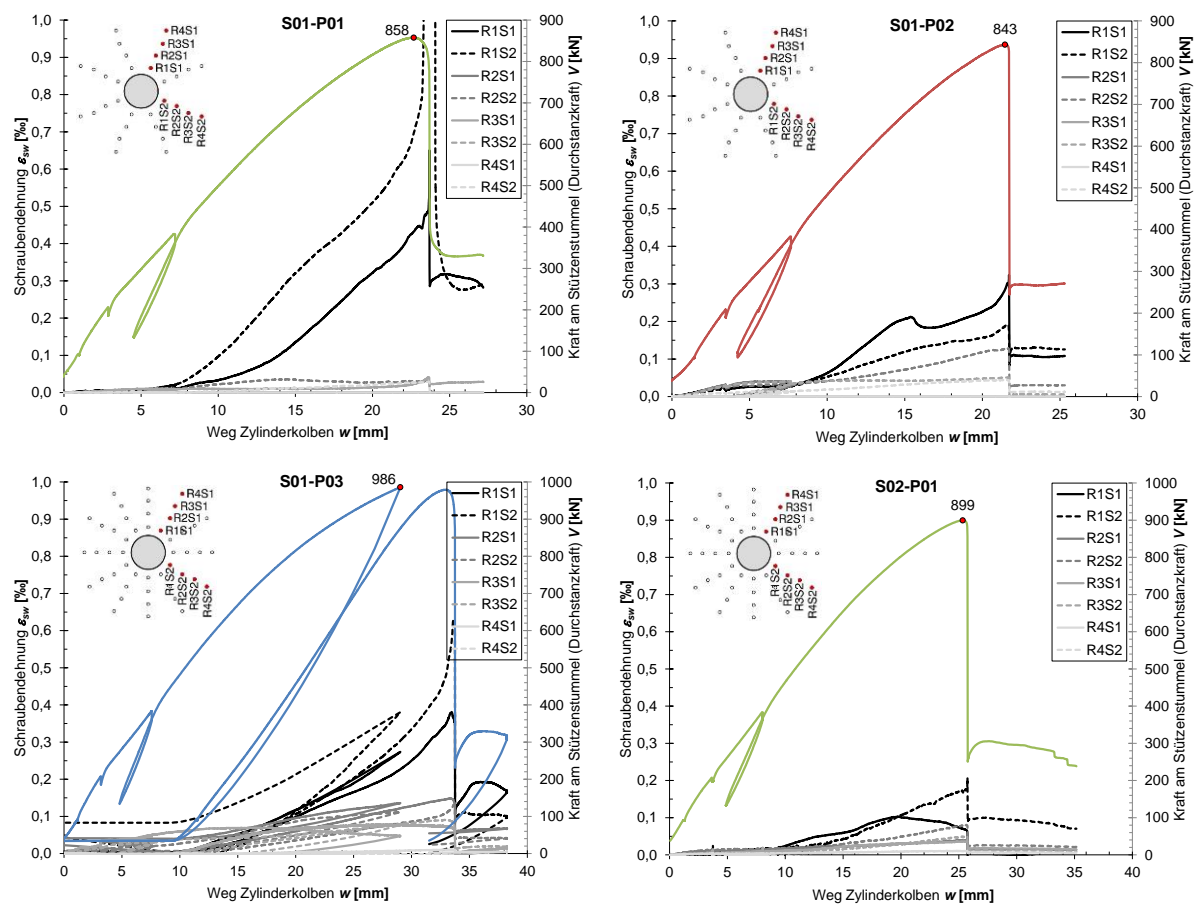
Abbildung 4.33: Rissbilder der Plattenoberseite (Serie 02)

Abbildung 4.32 und Abbildung 4.33 zeigen die Risse auf der Plattenoberseite nach Versuchsdurchführung. Dabei wurden die Risse zu unterschiedlichen Laststufen nachgezeichnet. Der Einfluss der Betonschrauben lässt sich aus den Rissbildern nicht erkennen.

Typisch ist hingegen die Abzeichnung des orthogonalen Bewehrungsnetzes im Rissbild. Bei manchen Versuchen lässt sich auch der Austritt des Durchstanzkegels deutlich erkennen.

4.4.4 Dehnungen der Betonschrauben

Abbildung 4.34 stellt die gemessenen Dehnungen der Betonschrauben den Kraft-Verformungskurven der Platten gegenüber. In jeder verstärkten Platte wurden die Schrauben von zwei radialen Schraubenreihen (Strahlen) mit je zwei gegenüberliegenden Dehnmessstreifen bestückt. Die DMS wurden dabei am glatten Teil des Schraubenschaftes angebracht. Die in Abbildung 4.34 dargestellten Schraubendehnungen sind die gemittelten Werte der 2 gegenüberliegenden DMS. Die maximal gemessenen Dehnungen waren deutlich niedriger als die Fließgrenze der Schrauben von $f_{yw} \approx 2.6 \text{ ‰}$. Die Schrauben der ersten Schraubenreihe (schwarze Linien) dehnen sich wesentlich stärker als die Schrauben der zweiten Reihe. In Reihe drei und vier wurden die geringsten Dehnungen gemessen. Die geringe Wirkung der vierten äußeren Schraubenreihe konnte durch Versuch S02-P06 belegt werden.



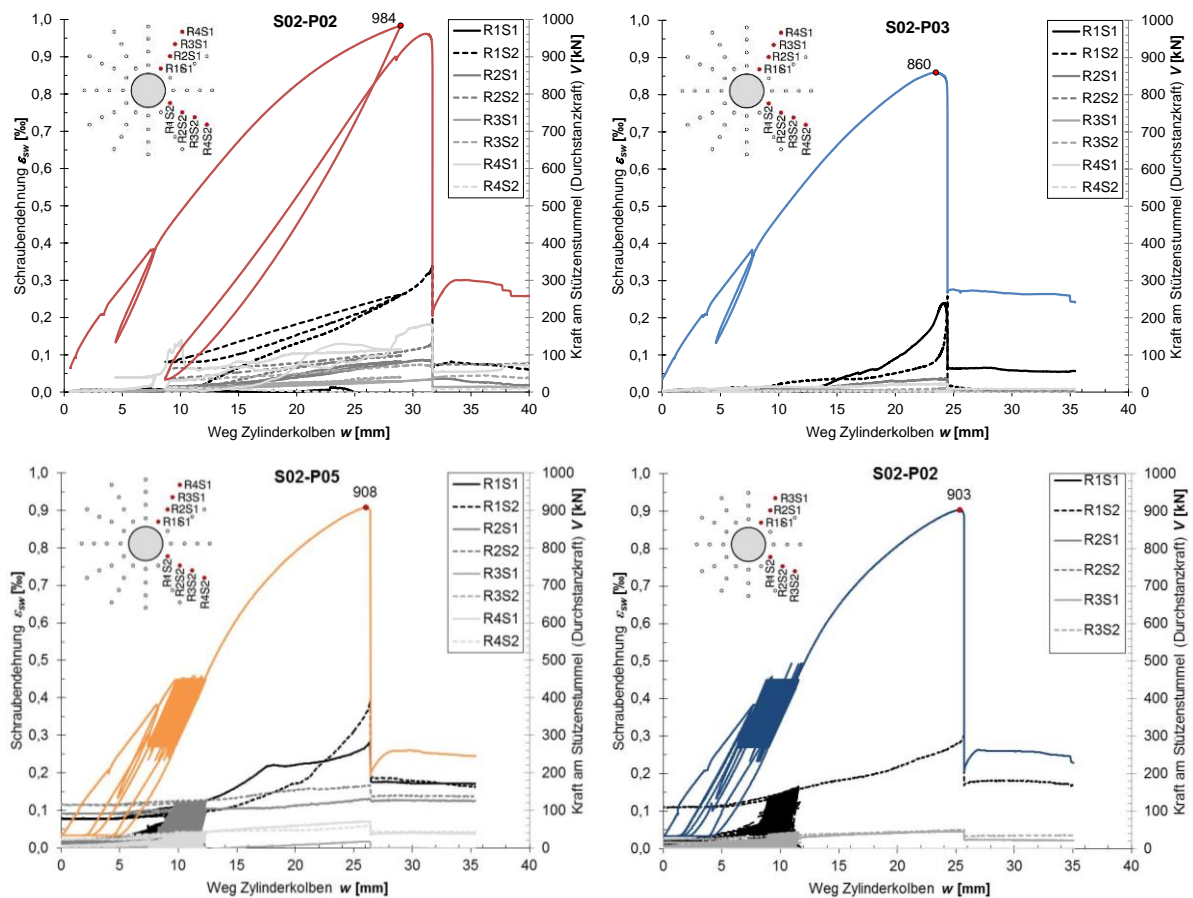


Abbildung 4.34: gemessene Schraubendehnungen

Die Schraubendehnungen werden im geringen Maße auch durch die Anzahl der verwendeten Schrauben, die Einschraubtiefe und durch den Schraubendurchmesser beeinflusst. So führen mehr Schrauben, eine geringere Einschraubtiefe und ein großer Schraubendurchmesser zu tendenziell kleineren Schraubendehnungen. Die in den Schrauben maximal aktivierten Kräfte lagen im Bereich von 30-40 kN. Die größten Dehnungen stellten sich unmittelbar nach Erreichen der maximalen Last ein. Daraus kann abgeleitet werden, dass nach dem Ausbilden des Durchstanzkegels noch zusätzlich Spannungen vom Beton auf die Schrauben umgelagert werden, bis sich ein Verankerungsversagen des Betonschraubengewindes einstellt.

4.4.5 Dehnung der Biegezugbewehrung und Stauchung des Betons

In Abbildung 4.35 und Abbildung 4.36 sind die gemessenen Dehnungen der Biegezugbewehrung und des Betons dargestellt. Die dicken blauen und roten Linien beschreiben die gemessenen Dehnungen in x- bzw. y-Richtung der Biegezugbewehrung beim Stützenanschnitt (siehe Abbildung 4.20). Laut den Messungen kam die Bewehrung bei fast allen

Versuchen ins Fließen. Ein direkter Vergleich der absoluten Größe der gemessenen Dehnungen ist jedoch schwierig, da diese von der zufälligen Lage eines Biegerisses zum Dehnmessstreifen beeinflusst werden. Tendenziell kann unmittelbar vor dem Durchstanzversagen ein Anstieg der Dehnung in der Biegezugbewehrung beobachtet werden.

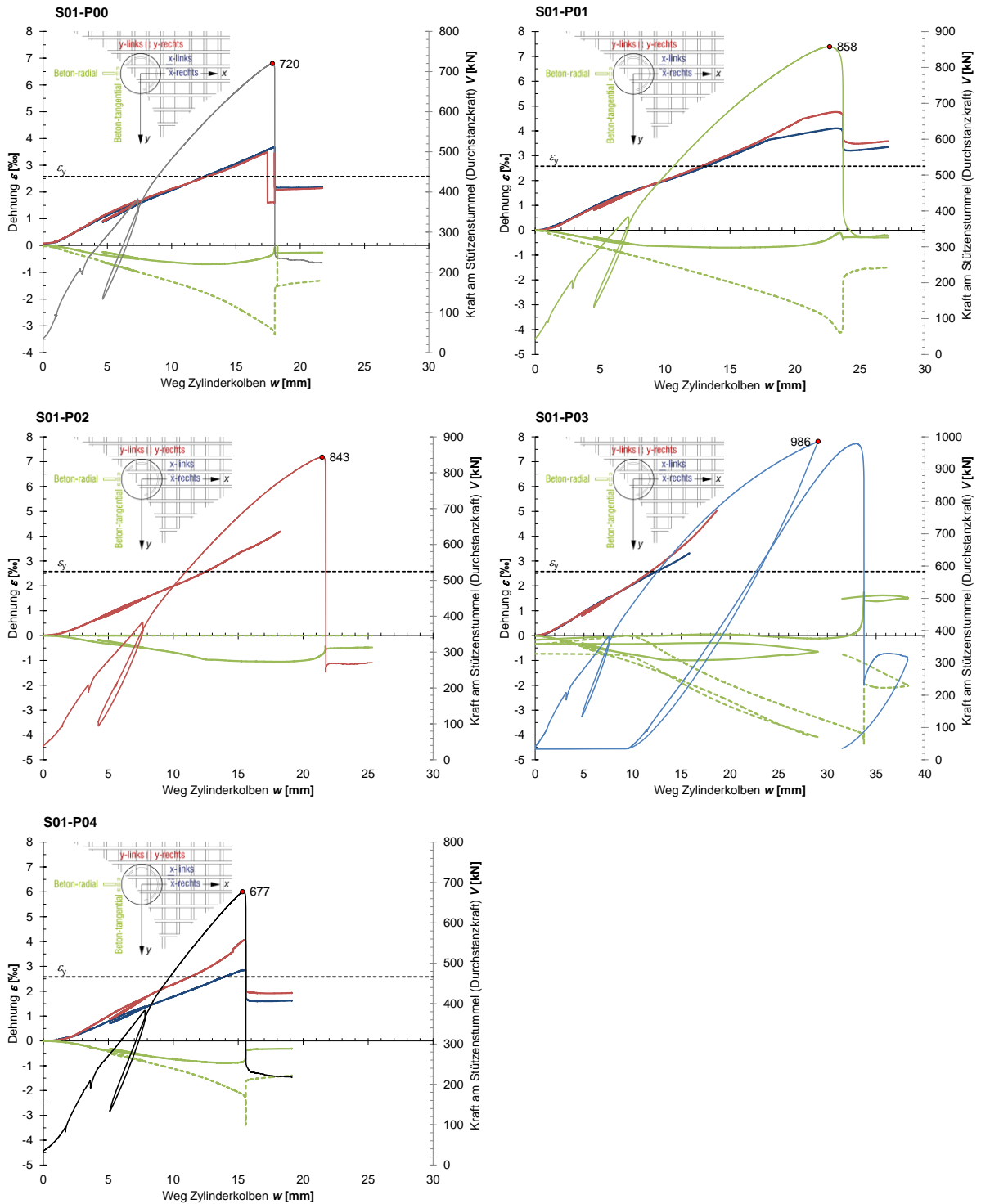


Abbildung 4.35: Dehnung der Biegezugbewehrung und Stauchung des Betons (Serie 01)

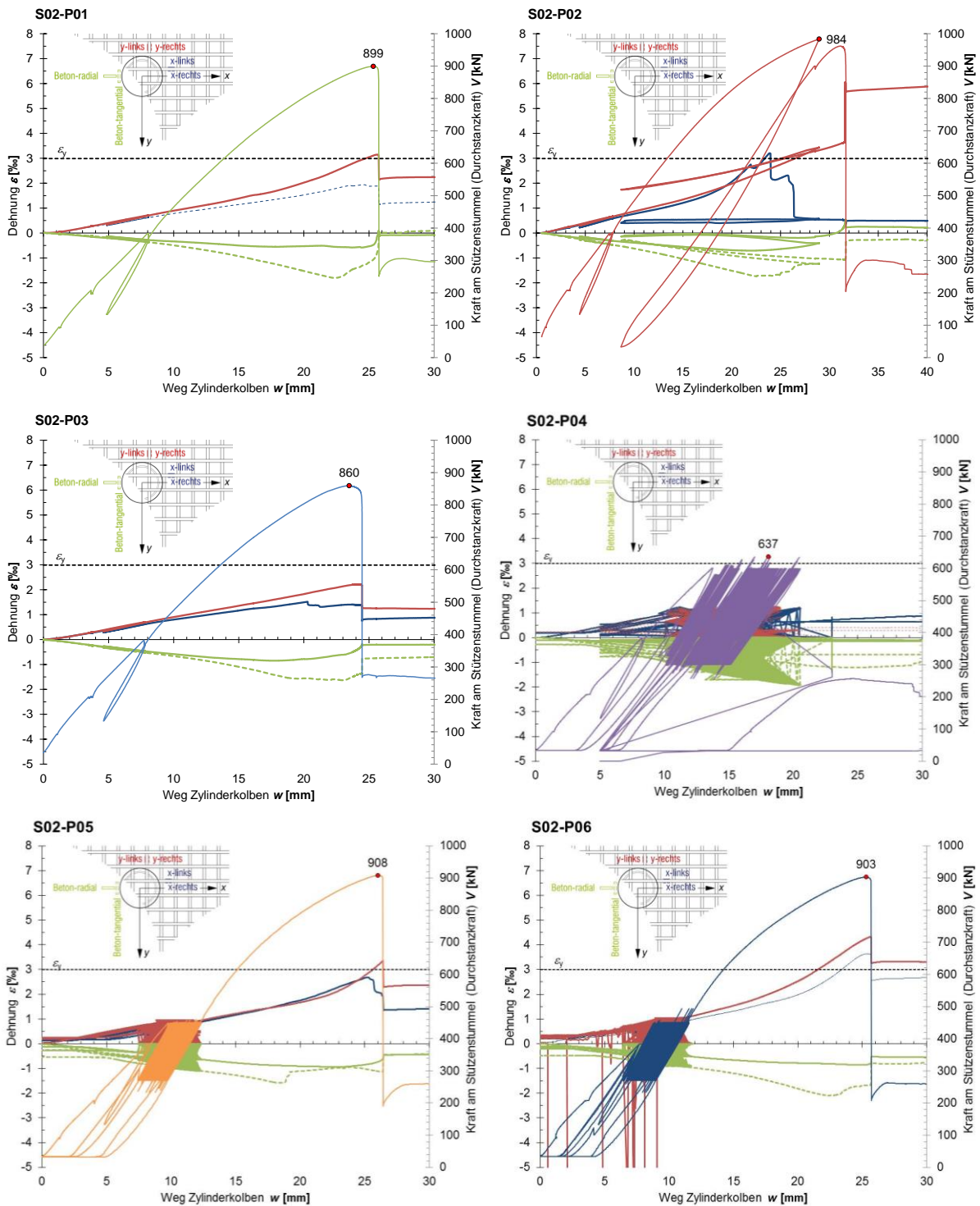


Abbildung 4.36: Dehnung der Biegezugbewehrung und Stauchung des Betons (Serie 02)

Die dicken grünen Linien (radial durchgezogen, tangential strichliert) zeigen die gemessenen Dehnungen der Betonoberfläche an der Unterseite der Platte beim Stützenanschnitt (Positionierung der DMS siehe Abbildung 4.23). Wie in der Literatur beschrieben nehmen die tangentialen Stauchungen am Stützenanschnitt stärker zu als die radialen Betonstau-

chungen (vgl. Abbildung 2.4). Die Abnahme der radialen Stauchungen kann mit der Ausbildung des kritischen Schubrisses im Inneren der Platte in Verbindung gebracht werden.

4.4.6 Plattenrotationen

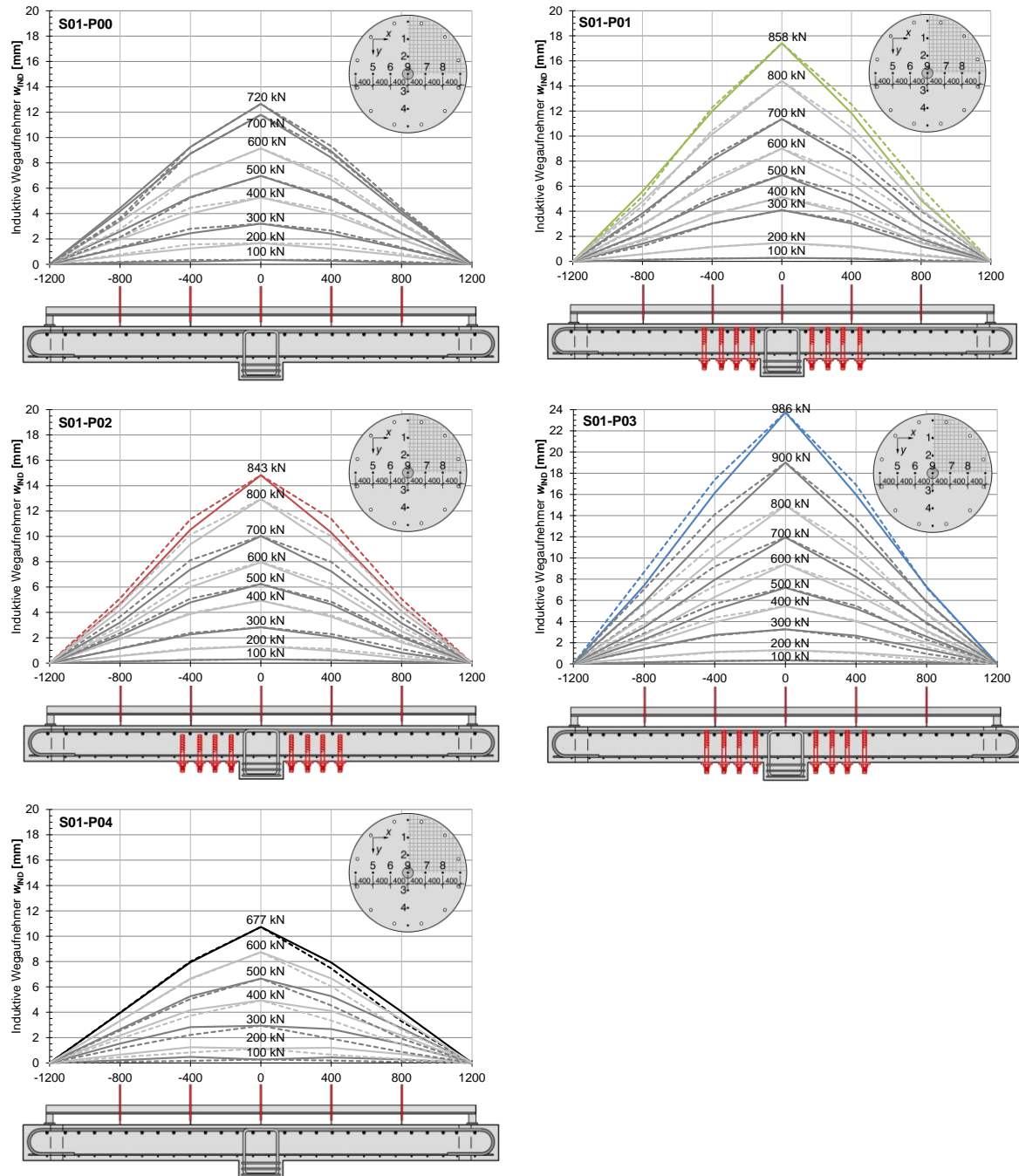


Abbildung 4.37: Plattenrotationen bzw. Verformungen der Plattenoberseite (Serie 01)

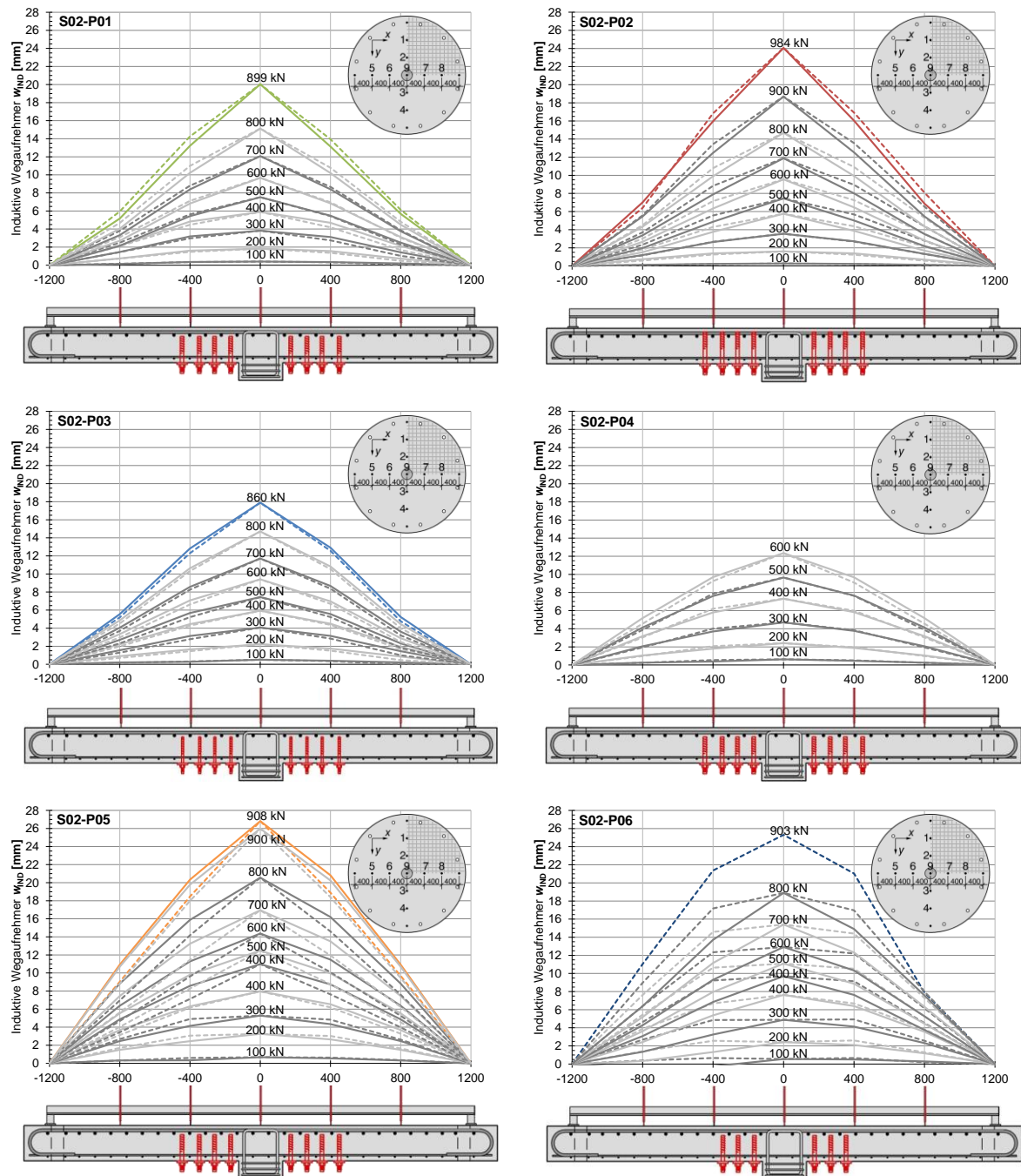


Abbildung 4.38: Plattenrotationen bzw. Verformungen der Plattenoberseite (Serie 02)

In Abbildung 4.37 und Abbildung 4.38 sind die gemessenen Plattenrotationen bzw. die Verschiebungen der neun Wegaufnehmer für verschiedene Laststufen dargestellt (vgl. Abbildung 4.22). Die durchgezogenen Linien zeigen die Plattenrotation in x-Richtung (Richtung der ersten Bewehrungslage) und die strichlierten Linien zeigen die Plattenrotation in y-Richtung (Richtung der zweiten Bewehrungslage). Die unverstärkten Versuche

S01-P00 und S01-P04 weisen deutlich kleinere Verformungen und damit auch kleinere Plattenrotationen auf. Bei den Versuchen S02-P05 und S02-P06 wird für die Laststufe 400 kN die Verformung unmittelbar vor der zyklischen Belastung und nach der zyklischen Vorbelastung dargestellt. Da die Fixierungsschiene der induktiven Wegaufnehmer in x-Richtung während des Versuches S02-P06 unbeabsichtigter Weise bewegt wurde, fehlen für diesen Versuch die gemessenen Verschiebungen in x-Richtung für die höchsten Laststufen.

4.4.7 Schlussfolgerungen

Aus den bisher durchgeführten Versuchen lassen sich folgende Schlüsse ziehen:

- Die nachträglich eingebauten Betonschrauben führen zu einer signifikanten Erhöhung des Durchstanzwiderstandes.
- Eine Erhöhung der Schraubenanzahl von 8 auf 12 Stück je Reihe führt noch zu einer deutlichen Erhöhung des Durchstanzwiderstandes.
- Werden die Schrauben nicht nur bis zur Unterseite sondern bis zur Oberseite der Biegezugbewehrung eingebracht, nimmt die Verstärkungswirkung etwas zu und der Versagensmodus ist weniger spröde.
- Bei gleicher Schraubenanzahl führt die Verwendung von dünneren Schrauben vom Typ B16 anstelle von B22 zu einer leichten Abnahme des Durchstanzwiderstandes. Die Last-Verformungskurve fällt aber sanftmütiger ab.
- Eine zyklische Vorbelastung in etwa auf dem Ermüdungslastniveau für Straßenbrücken nach EN 1991-2 hat keine negative Auswirkung auf die Verstärkungswirkung des Systems.
- Die Beanspruchung der Schrauben nimmt mit zunehmendem Abstand vom Stützenrand ab. Daher wird die erste Schraubenreihe nahe am Stützenrand deutlich stärker beansprucht als die zweite Schraubenreihe. Die vierte äußerste Schraubenreihe zeigt dagegen keinen nennenswerten Einfluss auf die Durchstanzlast, weswegen auf sie verzichtet werden kann.

4.5 Vorschlag für weiterführende Untersuchungen

Bei den durchgeführten Versuchen wurde der Biegebewehrungsgrad relativ hoch gewählt und im Wesentlichen konstant gehalten. Mit Abnahme des Biegebewehrungsgrades reduziert sich im Allgemeinen neben dem Biege- und Durchstanzwiderstand der Platte, wodurch sich die Versagenslasten der beiden Versagensformen annä-

hern. Der Versagensmodus wird weniger spröde und die Rotationsfähigkeit der Platte steigt. Höhere Rotationen bedeuten aber auch höhere Dehnungen der Platte in der Biegezugzone. Dies könnte die Verankerungsqualität der Betonschrauben in der Biegezugzone schwächen. Ob dies der Fall ist könnte mit zusätzlichen Versuchen unter Variation des Biegebewehrungsgrades untersucht werden.

Der Einfluss der Querdehnung des Betons im Verankerungsbereich der Betonschrauben steht auch im Zusammenhang mit der Einbaurichtung der Schrauben. Werden die Betonschrauben, nicht wie im Forschungsprojekt vorgeschlagen von unten, sondern von oben installiert, befindet sich das Betonschneidegewinde in der Biegedruckzone. Ob sich dies günstig auf die Verankerung der Betonschrauben und somit auf die Verstärkungswirkung des Systems auswirkt könnte mit weiteren Versuchen geprüft werden.

Im durchgeführten Forschungsprojekt wurden die Schrauben in die unbelasteten Versuchsplatten installiert. Der Einbau des Systems sollte in der Praxis jedoch unter Regellast (Eigengewicht samt Verkehrslast) möglich sein. Es stellt sich daher die Forschungsfrage ob sich eine Installation unter Vorbelastung auf die Verstärkungswirkung auswirkt.

Weitere Versuche mit größeren als in den bisherigen Versuchen getesteten Plattenstärken wären erstrebenswert, da die zu verstärkenden Platten im Brückenbau deutlich die getesteten Plattenstärken von ca. 20 cm überschreiten.

Schließlich erscheint es auch noch interessant und für die Praxis wichtig, das Zusammenwirken der bereits vorhandenen Durchstanzbewehrung mit nachträglich eingebrachten Betonschrauben zu untersuchen.

5 BEMESSUNGSANSATZ

5.1 Durchstanznachweis für Platten mit Betonschrauben

Der abgeleitete Bemessungsansatz stützt sich auf den derzeit gültigen Ansatz für die Durchstanzbemessung laut ÖNORM EN 1992-1-1:2015. Konkret werden der maximale Durchstanzwiderstand $V_{Rd,max}$ am Rand der Lasteinleitungsfläche, der Durchstanzwiderstand ohne Durchstanzbewehrung $V_{Rd,c}$ sowie der Durchstanzwiderstand außerhalb des durchstanzbewehrten Bereichs $V_{Rd,c,out}$ unverändert übernommen. Modifiziert wird lediglich der Durchstanzwiderstand mit Durchstanzbewehrung $V_{Rd,cs}$. Der Vollständigkeit halber werden auch die unveränderten Bemessungsgleichungen angegeben und das Nachweisverfahren bzw. der Bemessungsablauf in Abbildung 5.1 dargestellt. Abweichend zu EN 1992-1-1 wird die x-Achse in die Plattenebene und die z-Achse in Richtung der Stützenachse gelegt.

- **Schritt 1: Nachweis des maximalen Durchstanzwiderstandes am Stützenanschnitt**

Unabhängig des Vorhandenseins einer Durchstanzbewehrung ist am Rand der Lasteinleitungsfläche folgende Ungleichung zu erfüllen:

$$\frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u_0 \cdot d} \leq V_{Rd,max} \quad (1)$$

In Gleichung (1) bedeutet:

β Lastexzentrizitätsfaktor gemäß EN 1992-1-1;

V_{Ed} Bemessungswert der einwirkenden Durchstanzkraft;

u_0 Umfang der Lasteinleitungsfläche;

d Mittelwert der Nutzhöhen aus den beiden Bewehrungsrichtungen

$$d = 0,5 \cdot (d_x + d_y);$$

$V_{Rd,max}$ Der maximale Durchstanzwiderstand $V_{Rd,max}$ in der Dimension einer Schubspannung wird nach Gleichung (2) berechnet.

$$V_{Rd,max} = 0,4 \cdot \nu \cdot f_{cd} \quad \text{mit:} \quad \nu = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \quad f_{ck} \text{ in [N/mm}^2\text{]} \quad (2)$$

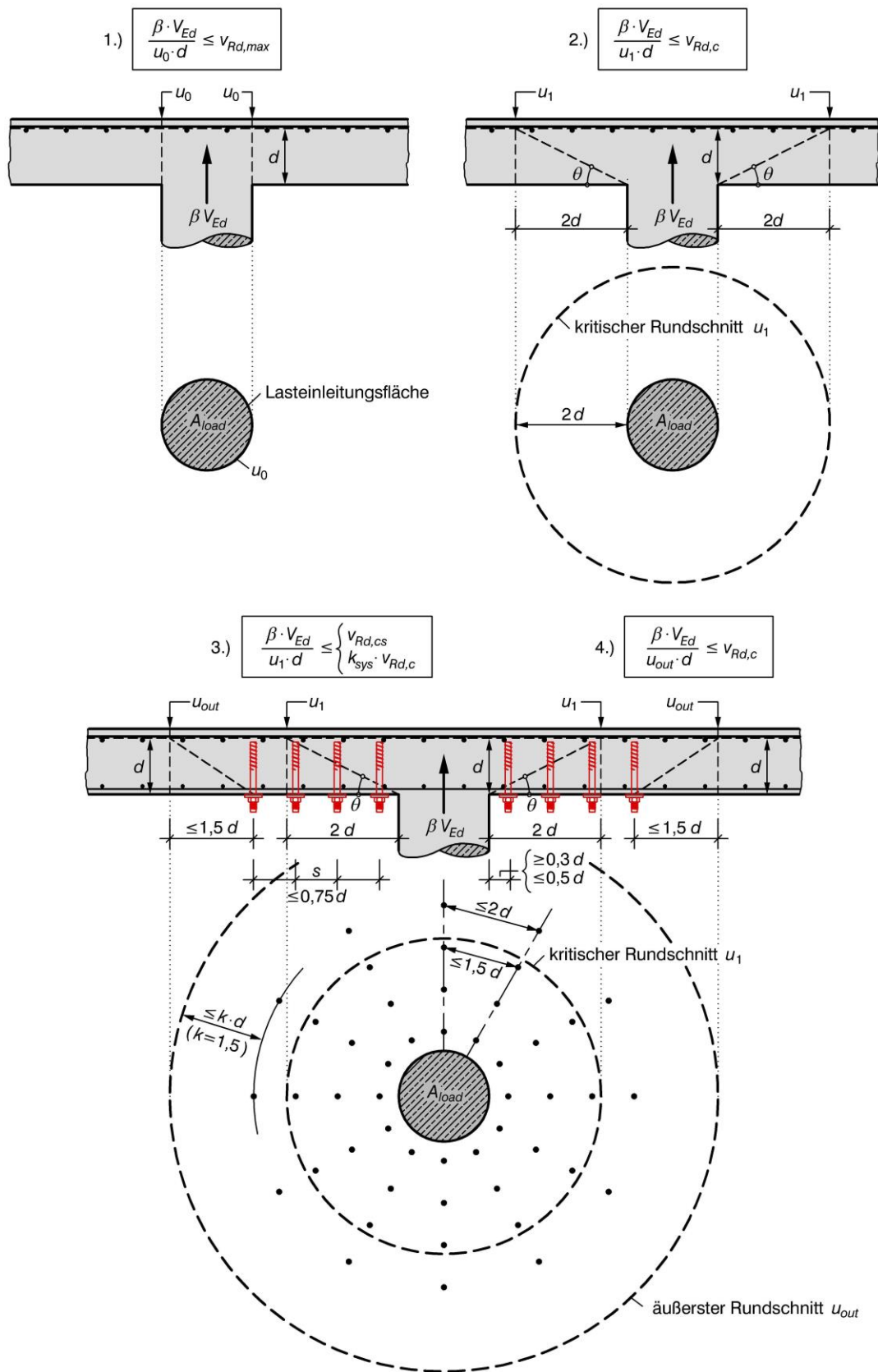


Abbildung 5.1: Bemessungsverfahren

• **Schritt 2: Nachweis des Durchstanzwiderstandes ohne Durchstanzbewehrung am kritischen Rundschnitt**

Der Durchstanznachweis ohne Durchstanzbewehrung wird am kritischen Rundschnitt u_1 im Abstand $2d$ vom Rand der Lasteinleitungsfläche geführt. Sollte die Ungleichung

$$\frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u_1 \cdot d} \leq V_{Rd,c} \quad (3)$$

erfüllt werden können, ist keine Durchstanzbewehrung und damit keine nachträgliche Durchstanzverstärkung erforderlich. Der Durchstanzwiderstand ohne Durchstanzbewehrung $V_{Rd,c}$ berechnet sich aus folgender Beziehung:

$$V_{Rd,c} = \max \left\{ \begin{array}{l} C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \\ v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \end{array} \right. \quad (4)$$

Hier beschreibt:

f_{ck} charakteristischer Wert der Zylinderdruckfestigkeit in $[N/mm^2]$;

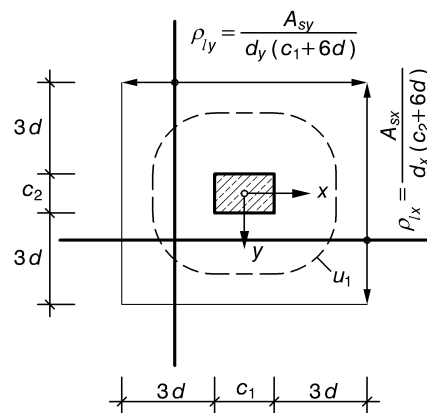
k Maßstabsfaktor:

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

ρ_l mittlerer Biegezugbewehrungsgrad:

$$\rho_l = \sqrt{\rho_{lx} \cdot \rho_{ly}} \leq 0,02$$

ρ_{lx} der im Bereich der Stützenbreite zuzüglich $3d$ je Seite vorhandene mittlere Bewehrungsgrad der verankerten Biegezugbewehrung in x -Richtung bzw. in y -Richtung der Platte;



σ_{cp} Bemessungswert der mittleren Normalspannung im Beton innerhalb des kritischen Rundschnittes (als Druckspannung positiv definiert):

$$\sigma_{cp} = \frac{\sigma_{cx} + \sigma_{cy}}{2} \quad \text{mit:} \quad \sigma_{cx} = \frac{N_{Ed,x}}{A_{c,x}} \quad \text{und} \quad \sigma_{cy} = \frac{N_{Ed,y}}{A_{c,y}}$$

$C_{Rd,c}$ Kalibrierfaktor: $C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12$;

k_1 Beiwert zur Anrechnung der Normalspannungen: $k_1 = 0,1$;

v_{min} Mindestwert der Querkrafttragfähigkeit: $v_{min} = 0,035 \cdot \sqrt{k^3 \cdot f_{ck}}$.

- **Schritt 3: Nachweis des Durchstanzwiderstandes mit Durchstanzbewehrung am kritischen Rundschnitt**

Sollte sich die Ungleichung (3) nicht erfüllen lassen, ist der Einbau einer Durchstanzbewehrung erforderlich. Für nachträglich installierte Betonschrauben wird folgender Ansatz vorgeschlagen:

$$\frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u_1 \cdot d} \leq \begin{cases} V_{Rd,cs} \\ k_{sys} \cdot V_{Rd,c} \end{cases} \quad (5)$$

Hier beschreibt

$V_{Rd,cs}$ Durchstanzwiderstand mit Durchstanzbewehrung in der Dimension einer Schubspannung am kritischen Rundschnitt nach Gleichung (6);

k_{sys} Effektivitätsfaktor der verwendeten Durchstanzbewehrungselemente:
 =1,4 bei einer Installationstiefe bis zur Unterseite der Biegezugbewehrung
 =1,5 bei einer Installationstiefe bis zur Oberseite der Biegezugbewehrung.

$$V_{Rd,cs} = 0,75 \cdot V_{Rd,c} + 0,5 \cdot A_{sw,1.5d} \cdot f_{ywd,ef} \cdot \frac{\sin \alpha}{u_1 \cdot d} \quad (6)$$

In dieser Gleichung beschreibt:

$V_{Rd,c}$ den Durchstanzwiderstand ohne Durchstanzbewehrung nach Gleichung (4);

$A_{sw,1.5d}$ die gesamte Querschnittsfläche der Durchstanzbewehrung, welche einen ideellen Durchstanzkegel der Neigung $\arctan(1/1,5)=33,7^\circ$ zwischen $0,3 d$ und $1,5 d$ vom Rand der Lasteinleitungsfläche schneidet. Werden die Durchstanzelemente in konzentrischen Kreisen um die Lasteinleitungsfläche angeordnet, so darf die Querschnittsfläche A_{sw} je Reihe folgenden Wert nicht unterschreiten:

$$A_{sw} \geq \frac{A_{sw,1.5d}}{1,5 \cdot d} \cdot s_r \quad (s_r \text{ beschreibt den Reihenabstand in radialer Richtung});$$

$f_{ywd,ef}$ Bemessungswert der aktivierten Spannung in der Durchstanzbewehrung:

$$f_{ywd,ef} = 11 \cdot \frac{k_{sys}}{\gamma_s} \cdot \frac{d}{\phi_w} \leq f_{ywd}; \quad (\text{in [N/mm}^2\text{)})$$

ϕ_w Schaftdurchmesser der Betonschrauben im Bereich des Betonschneidegewindes.

f_{ywd} Bemessungswert der Streckgrenze der Durchstanzbewehrungselemente:

$$f_{ywd} = \frac{f_{ywk}}{\gamma_s}$$

- **Schritt 4: Nachweis der ausreichenden Größe des durchstanzbewehrten Bereichs**

Für den Nachweis der ausreichenden Größe des durchstanzbewehrten Bereichs wird im Abstand von maximal $1,5 d$ von der äußersten Bewehrungsreihe entfernt ein Rundschnitt u_{out} geführt. An diesem Rundschnitt ist folgende Ungleichung zu erfüllen:

$$\frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u_{out} \cdot d} \leq v_{Rd,c} \quad (7)$$

Mit $v_{Rd,c}$ als den Durchstanzwiderstand ohne Durchstanzbewehrung nach Gleichung (4). Dieser Nachweis entspricht damit dem Nachweis aus Bemessungsschritt 2 mit einer um den durchstanzbewehrten Bereich fiktiv vergrößerten Lasteinleitungsfläche.

5.2 Bewertung der Zuverlässigkeit des Bemessungsansatzes

Die Bewertung der Zuverlässigkeit von Gleichung (6) wird anhand der an der Universität Innsbruck durchgeführten Durchstanzversuche an mit Betonschrauben verstärkten Platten vorgenommen. Die Datenbasis setzt sich aus drei bereits im Jahr 2011 durchgeführten Versuche und acht Versuchen aus dem Forschungsprojekt zusammen. In der Auswahl nicht enthalten sind die unverstärkten Platten S01-P00 und S01-P04 sowie die unter zyklischer Last vorzeitig zu Bruch gegangene Platte S02-P04.

In Tabelle 5.1 sind die Eingangsgrößen zur Berechnung des Durchstanzwiderstandes mit Durchstanzbewehrung aufgelistet. Der charakteristische Wert der Zylinderdruckfestigkeit wird aus der gemessenen Druckfestigkeit über folgende Beziehung berechnet:

$$f_{ck} = \begin{cases} f_{cm,cyl} - 4 \text{ N/mm}^2 & \text{bei getesteter Zylinderdruckfestigkeit} \\ 0,83 \cdot f_{cm,cube} - 4 \text{ N/mm}^2 & \text{bei getesteter Würfeldruckfestigkeit} \end{cases} \quad (8)$$

Tabelle 5.1: Eingangsgrößen für die Berechnung des Durchstanzwiderstandes nach Gleichung (6)

Jahr	Test-ID	d [cm]	u_1 [cm]	ρ_l [%]	f_{ck} [MPa]	ϕ_w [mm]	$A_{sw,1.5d}$ [cm ²]	A_{sw} [cm ²]	k_{sys}	f_{ywk} [MPa]
2011	P02	15,5	289,0	2,00	35,3	14,9	41,85	13,95	1,50	558
	P03	15,5	289,0	2,00	36,7	14,9	41,85	13,95	1,20	558
	P04	15,4	287,8	2,00	33,7	20,7	80,77	26,92	1,50	558
2016	S01-P01	16,0	279,6	1,40	29,8	20,2	51,28	21,36	1,50	576
	S01-P02	16,4	284,6	1,36	28,9	20,2	51,28	20,84	1,40	806
	S01-P03	16,1	280,9	1,39	30,0	20,2	76,91	31,85	1,50	576
2017	S02-P01	16,1	280,9	1,39	23,7	20,2	76,91	31,85	1,40	587
	S02-P02	16,1	280,9	1,39	23,5	20,2	76,91	31,85	1,50	587
	S02-P03	16,1	280,9	1,39	23,2	14,7	40,73	16,87	1,40	481
	S02-P05	16,1	280,9	1,39	24,7	20,2	76,91	31,85	1,40	587
	S02-P06	16,2	282,1	1,38	24,5	20,2	76,91	31,65	1,40	576

Für die Beurteilung der Zuverlässigkeit des Bemessungsansatzes wird der Prognosefaktor $\xi = V_{test,i} / V_{R,calc,i}$ als Zufallsgröße eingeführt. In Anlehnung an EN 1990, Abschnitt D.7 wird das Sicherheitsniveau als ausreichend angesehen wenn bei einer Auswertung auf charakteristischem Niveau (Teilsicherheitsbeiwerte $\gamma_c = \gamma_s = 1$) der 5 %-Fraktilewert des Prognosefaktors $\xi_{k,i} = V_{test,i} / V_{Rk,calc,i}$ den Zielwert von 1,0 erreicht bzw. diesen überschreitet. Alternativ kann auch eine Auswertung auf Bemessungsniveau erfolgen (Teilsicherheitsbeiwerte $\gamma_c = 1,5$ und $\gamma_s = 1,15$). In diesem Fall wird gefordert, dass der 0,1 %-Fraktilewert des Prognosefaktors $\xi_{d,i} = V_{test,i} / V_{Rd,calc,i}$ den Zielwert von 1,0 erreicht bzw. überschreitet. Die berechneten Durchstanzwiderstände und Prognosefaktoren können Tabelle 5.2 entnommen werden.

Tabelle 5.2: Berechnete Durchstanzwiderstände und Prognosefaktoren ξ_k bzw. ξ_d

Jahr	Test-ID	V_{test} [MPa]	Charakteristisches Niveau				Bemessungsniveau			
			$V_{Rk,c}$ [MPa]	$V_{Rk,cs}$ [MPa]	$V_{Rk,cs}$ [MPa]	ξ_k	$V_{Rd,c}$ [MPa]	$V_{Rd,cs}$ [MPa]	$V_{Rd,cs}$ [MPa]	ξ_d
2011	P02	906	1,49	1,75	782	1,159	0,99	1,29	579	1,566
	P03	793	1,51	1,63	732	1,083	1,01	1,19	534	1,485
	P04	937	1,47	1,97	874	1,072	0,98	1,49	661	1,417
2016	S01-P01	858	1,25	1,69	754	1,138	0,83	1,28	571	1,504
	S01-P02	843	1,23	1,61	749	1,125	0,82	1,21	565	1,493
	S01-P03	986	1,25	2,05	929	1,061	0,83	1,60	722	1,366
2017	S02-P01	899	1,15	1,91	863	1,041	0,77	1,48	671	1,339
	S02-P02	984	1,15	1,98	896	1,099	0,77	1,55	700	1,406
	S02-P03	860	1,15	1,62	732	1,175	0,76	1,23	558	1,542
	S02-P05	908	1,17	1,92	869	1,045	0,78	1,49	675	1,345
	S02-P06	903	1,16	1,91	874	1,033	0,78	1,49	679	1,330

In beiden Fällen muss der Fraktilefaktor k_p in Abhängigkeit der Versuchsanzahl geschätzt werden. Dies erfolgt gemäß EN 1990, Tabelle D.1 bzw. Tabelle D.2 mit folgender Beziehung (siehe auch [33]):

$$k_p = t_p \cdot \sqrt{\frac{1}{n} + 1} \quad (9)$$

Der Wert t_p ist die p -Fraktile der t -Verteilung von Student mit $n-1$ Freiheitsgraden. Für $n=11$ Versuche ergeben sich die Fraktilefaktoren für die 5 %-Fraktile und die 0,1 %-Fraktile zu:

$$k_{0,05} = t_{0,05} \cdot \sqrt{\frac{1}{n} + 1} = -1,812 \cdot \sqrt{\frac{1}{11} + 1} = -1,893 \quad (10)$$

$$k_{0,001} = t_{0,001} \cdot \sqrt{\frac{1}{n} + 1} = -4,144 \cdot \sqrt{\frac{1}{11} + 1} = -4,328 \quad (11)$$

Für die Verteilung des Prognosefaktors wird eine Log-Normalverteilung angenommen. Bei einer Auswertung auf charakteristischem Niveau ergibt sich die 5 %-Fraktile wie folgt:

$$\zeta_{k,i} = \ln \xi_{k,i} \quad ; \quad m_\zeta = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \zeta_{k,i} = 0,089 \quad ; \quad s_\zeta = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (\zeta_{k,i} - m_\zeta)^2} = 0,045 \quad (12)$$

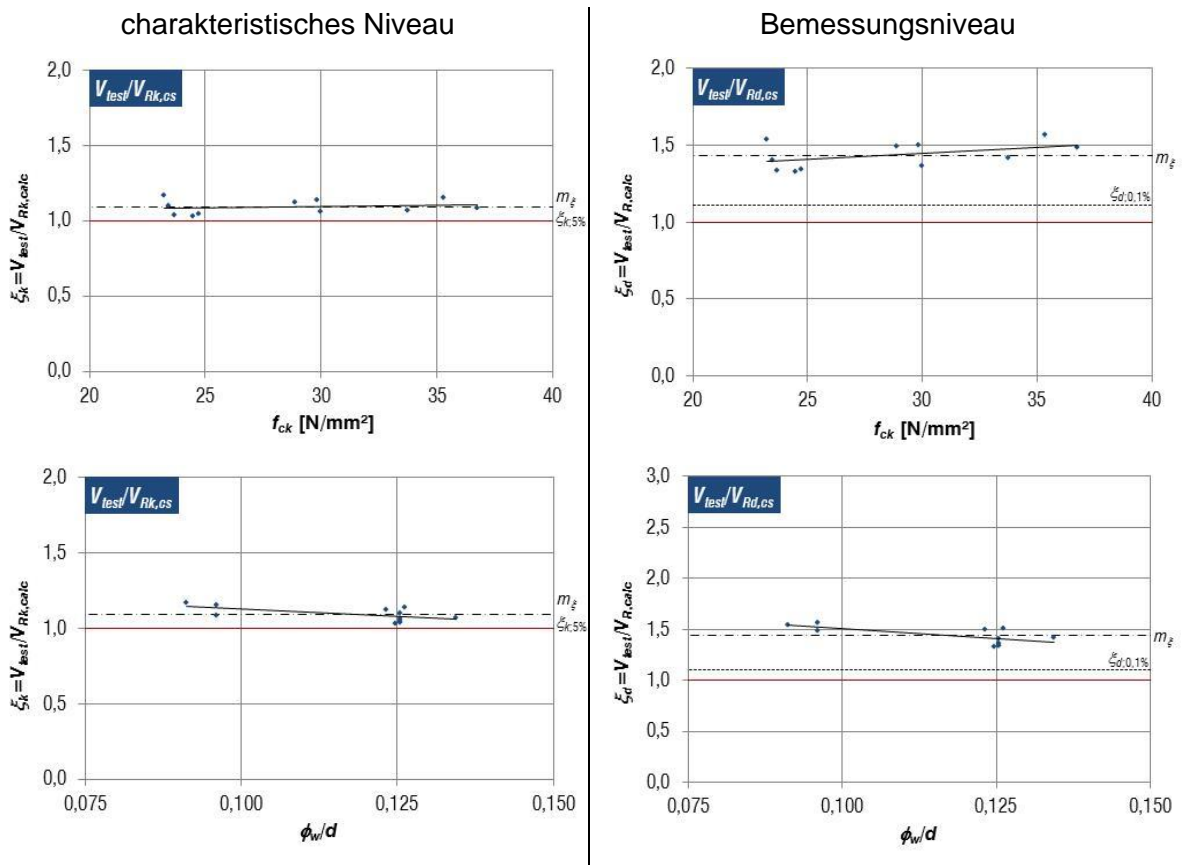
$$\xi_{k;0,05} = e^{m_\zeta + k_{0,05} \cdot s_\zeta} = e^{0,089 - 1,893 \cdot 0,045} = \mathbf{1,004} \quad (\text{erreicht den Zielwert von 1,0}) \quad (13)$$

Bei einer Auswertung auf Bemessungsniveau ergibt sich die 0,1 %-Fraktile zu:

$$\zeta_{d,i} = \ln \xi_{d,i} \quad ; \quad m_\zeta = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \zeta_{d,i} = 0,360 \quad ; \quad s_\zeta = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (\zeta_{d,i} - m_\zeta)^2} = 0,060 \quad (14)$$

$$\xi_{d;0,001} = e^{m_\zeta + k_{0,001} \cdot s_\zeta} = e^{0,360 - 4,328 \cdot 0,060} = \mathbf{1,108} \quad (\text{erreicht den Zielwert von 1,0}) \quad (15)$$

Die Bemessungsgleichung (6) wird daher als ausreichend sicher eingestuft.



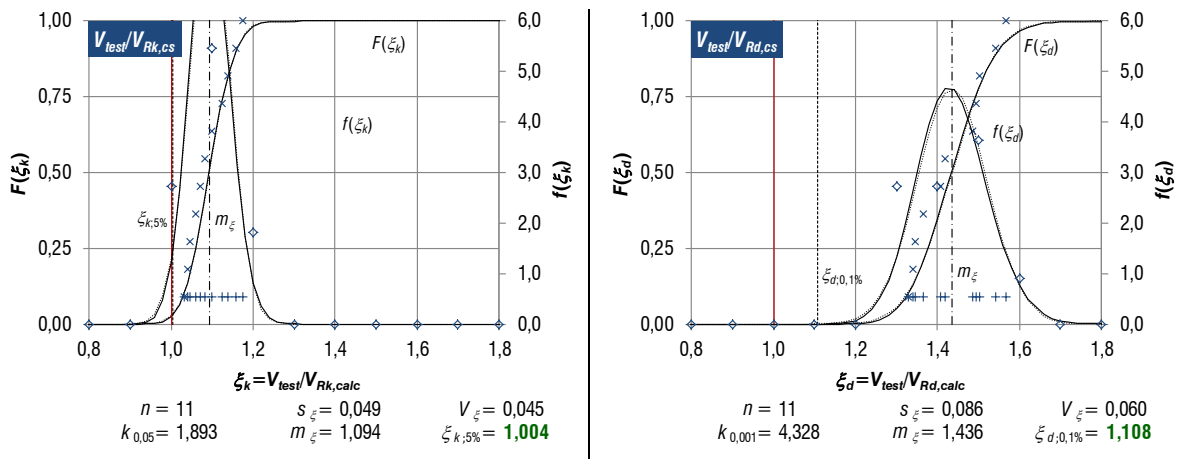


Abbildung 5.2: Statistische Verteilung der Versuchsnachrechnung

5.3 Anwendungsbeispiel

- Ausgangssituation

Für den Platten-Stützenanschluss einer bestehenden Plattenbrücke sollte der Durchstanznachweis geführt werden. Die für den Durchstanznachweis nötigen Angaben können Abbildung 5.3 entnommen werden.

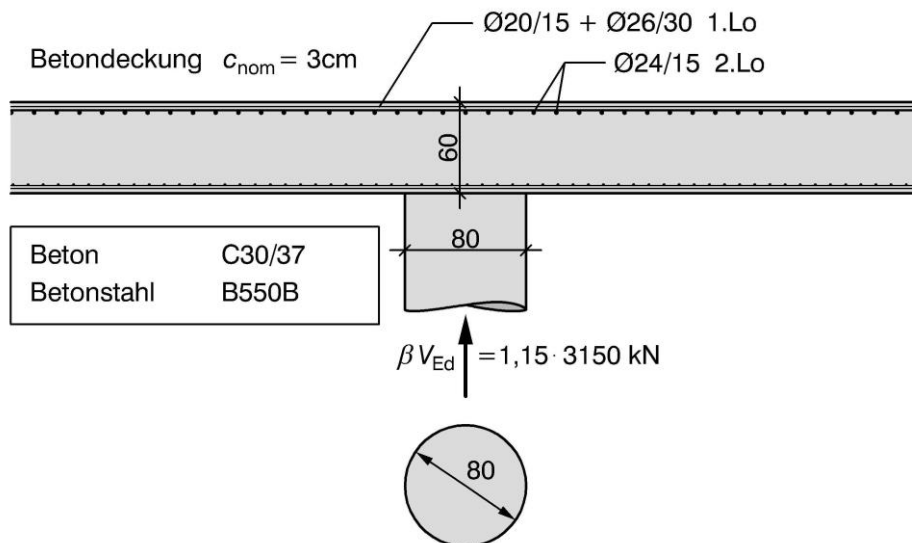


Abbildung 5.3: Ausgangssituation für die Führung eines Durchstanznachweises einer Plattenbrücke

- Materialkennwerte

Beton C30/37:

$$f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2; \quad f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_C} = 1,0 \cdot \frac{30}{1,5} = 20 \text{ N/mm}^2; \quad \nu = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,528$$

Betonstahl B550B:

$$f_{yk} = 550 \text{ N/mm}^2$$

$$E_s = 200\,000 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{550}{1,15} = 478 \text{ N/mm}^2$$

$$\varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{478}{200\,000} = 2,39\text{‰}$$

- **Nutzhöhe und Rundschnitte**

Die Nutzhöhe wird aus dem Mittelwert der Nutzhöhen in beiden Bewehrungsrichtungen berechnet.

$$\left. \begin{aligned} d_x &= 60 \text{ cm} - 3 \text{ cm} - 0,5 \cdot 2,6 \text{ cm} = 55,7 \text{ cm} \\ d_y &= 55,7 \text{ cm} - 0,5 \cdot 2,6 \text{ cm} - 0,5 \cdot 2,4 \text{ cm} = 53,2 \text{ cm} \end{aligned} \right\} \Rightarrow d = \frac{55,7 + 53,2}{2} = 54,45 \text{ cm}$$

Der Rundschnitt am Rand der Lasteinleitungsfläche beträgt:

$$u_0 = c \cdot \pi = 80 \text{ cm} \cdot \pi = 251,3 \text{ cm}$$

Und der kritische Rundschnitt hat die Länge:

$$u_1 = u_0 + 4 \cdot d \cdot \pi = 251,3 \text{ cm} + 4 \cdot 54,45 \text{ cm} \cdot \pi = 935,6 \text{ cm}$$

- **Schritt 1: Nachweis des maximalen Durchstanzwiderstandes am Stützenanschnitt**

Am Stützenrand ist folgende Ungleichung zu erfüllen:

$$\frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u_0 \cdot d} \leq 0,4 \cdot v \cdot f_{cd}$$

$$\frac{1,15 \cdot 3150 \text{ kN}}{251,3 \text{ cm} \cdot 54,45 \text{ cm}} \cdot 10 \frac{\text{kN/mm}^2}{\text{kN/cm}^2} \leq 0,4 \cdot 0,528 \cdot 20 \text{ N/mm}^2$$

$$2,65 \text{ N/mm}^2 \leq 4,22 \text{ N/mm}^2 \Rightarrow \text{Nachweis erfüllt!}$$

Der Widerstand $V_{Rd,max}$ berechnet sich zu:

$$V_{Rd,max} = v_{Rd,max} \cdot u_0 \cdot d = 0,422 \text{ kN/cm}^2 \cdot 251,3 \text{ cm} \cdot 54,45 \text{ cm} = 5780 \text{ kN}$$

- **Schritt 2: Nachweis des Durchstanzwiderstandes ohne Durchstanzbewehrung am kritischen Rundschnitt**

Der Durchstanzwiderstand ohne Durchstanzbewehrung errechnet sich aus der Gleichung (4). Zur Berechnung von $v_{Rd,c}$ ist zunächst der Bewehrungsgrad zu bestimmen.

$$a_{s,x} = \frac{\varnothing 26}{30} + \frac{\varnothing 20}{15} = \frac{2,6^2 \cdot \pi}{4 \cdot 0,3} + \frac{2,0^2 \cdot \pi}{4 \cdot 0,15} = 38,64 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$a_{s,y} = \frac{\varnothing 24}{15} = \frac{2,4^2 \cdot \pi}{4 \cdot 0,15} = 30,16 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\rho_{lx} = \frac{a_{s,x}}{d_x} = \frac{38,64 \text{ cm}^2/100 \text{ cm}}{55,7 \text{ cm}} = 0,0069$$

$$\rho_{ly} = \frac{a_{s,y}}{d_y} = \frac{30,16 \text{ cm}^2/100 \text{ cm}}{53,2 \text{ cm}} = 0,0057$$

Der anrechenbare Bewehrungsgrad ergibt sich dann zu:

$$\rho_l = \min \left\{ \begin{array}{l} \sqrt{\rho_{lx} \cdot \rho_{ly}} = 0,0063 \\ 0,4 \cdot f_{cd} / f_{yd} = 0,0167 \\ 0,02 \end{array} \right\} = 0,0063$$

Der Maßstabsfaktor berechnet sich mit:

$$k = \min \left\{ \begin{array}{l} 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{544,5}} = 1,606 \\ 2,0 \end{array} \right\} = 1,606$$

Damit lässt sich der Durchstanzwiderstand bestimmen:

$$\begin{aligned} v_{Rd,c} &= \max \left\{ \begin{array}{l} C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \\ 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot \sqrt{f_{ck}} \end{array} \right\} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,12 \cdot 1,606 \cdot (100 \cdot 0,0063 \cdot 30)^{1/3} \\ 0,035 \cdot 1,606^{3/2} \cdot \sqrt{30} \end{array} \right\} = \\ &= \max \left\{ \begin{array}{l} 0,513 \text{ N/mm}^2 \\ 0,390 \text{ N/mm}^2 \end{array} \right\} = \mathbf{0,513 \text{ N/mm}^2} \end{aligned}$$

Die Kontrolle der Ungleichung (3) ergibt:

$$v_{Ed} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u_1 \cdot d} = 0,711 \text{ N/mm}^2 \not\leq v_{Rd,c} = 0,513 \text{ N/mm}^2 \Rightarrow \text{Nachweis ist nicht erfüllt!}$$

Der Durchstanzwiderstand ohne Durchstanzbewehrung reicht daher nicht aus die einwirkende Durchstanzkraft aufzunehmen. Eine nachträgliche Durchstanzverstärkung ist daher erforderlich. Gewählt werden Betonschrauben vom Typ TSM-B22-M20-635mm.

- **Schritt 3: Nachweis des Durchstanzwiderstandes mit Durchstanzbewehrung am kritischen Rundschnitt**

Zunächst ist zu prüfen ob mit den Betonschrauben der erforderliche Durchstanzwiderstand aufgebaut werden kann. Die Betonschrauben sollten wenn möglich bis zur Oberkante der Biegezugbewehrung installiert werden. Da jedoch Bewehrungstreffer nicht ausgeschlossen werden können, wird der Wirkungsfaktor k_{sys} konservativ mit 1,4 angesetzt.

$$\frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u_1 \cdot d} \leq k_{sys} \cdot v_{Rd,c}$$

$$\mathbf{0,711 \text{ N/mm}^2} \leq 1,4 \cdot 0,513 = \mathbf{0,718 \text{ N/mm}^2} \Rightarrow \text{Nachweis erfüllt!}$$

Der Widerstand $k_{\text{sys}} V_{Rd,c}$ berechnet sich zu:

$$k_{\text{sys}} \cdot V_{Rd,c} = k_{\text{sys}} \cdot V_{Rd,c} \cdot u_1 \cdot d = 1,4 \cdot 0,0513 \cdot 935,6 \cdot 54,45 = 3656 \text{ kN}$$

Es ist sinnvoll zunächst die Anzahl der erforderlichen Bewehrungsreihen und deren Abstand festzulegen bevor die erforderliche Querschnittsfläche der Durchstanzbewehrung berechnet wird. Dies geschieht mit Hilfe des äußeren Rundschnittes u_{out} , also jenen Rundschnitt, an dem der Durchstanzwiderstand ohne Durchstanzbewehrung ausreicht die einwirkende Schubspannung aufzunehmen.

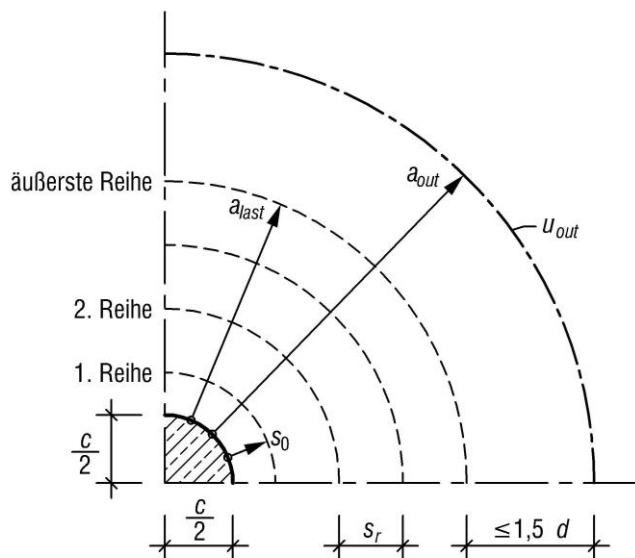


Abbildung 5.4: Zur Wahl der Anzahl der Bewehrungsreihen und des Reihenabstandes

Die erforderliche Länge von u_{out} berechnet sich aus der Gleichung (7):

$$u_{\text{out,erf}} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{v_{Rd,c} \cdot d} = \frac{1,15 \cdot 3150 \text{ kN}}{0,0513 \text{ kN/cm}^2 \cdot 54,45 \text{ cm}} = 1298 \text{ cm}$$

Die erste Reihe der Durchstanzbewehrung ist zwischen $0,3 d$ und $0,5 d$ vom Rand der Lastenleitungsfläche anzuordnen.

$$\left. \begin{array}{l} 0,3 \cdot d = 16,3 \text{ cm} \\ 0,5 \cdot d = 27,2 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{gewählt: } s_0 = \mathbf{25 \text{ cm}} = 0,46 \cdot d$$

Unter der Annahme, dass der äußere Rundschnitt u_{out} affin zum kritischen Rundschnitt u_1 verläuft, berechnet sich der Abstand von u_{out} vom Rand der Lastenleitungsfläche zu:

$$a_{\text{out}} = \frac{u_{\text{out}}}{2 \cdot \pi} - \frac{c}{2} = \frac{1298 \text{ cm}}{2 \cdot \pi} - \frac{80 \text{ cm}}{2} = 166,6 \text{ cm}$$

Die äußerste Reihe ist mindestens bis $1,5 d$ an u_{out} heranzuführen.

$$a_{\text{last}} = a_{\text{out}} - 1,5 \cdot d = 166,6 - 1,5 \cdot 54,45 = 84,9 \text{ cm}$$

Der Abstand zwischen den einzelnen Reihen darf einen Wert von $0,75 \cdot d$ nicht überschreiten.

$$s_{r,\max} = 0,75 \cdot d = 40,8 \text{ cm}$$

Damit lässt sich die erforderliche Anzahl der Durchstanzbewehrungsreihen berechnen:

$$n_r = \text{Aufrunden} \left(\frac{a_{\text{last}} - s_0}{s_{r,\max}} \right) + 1 = \mathbf{3 \text{ Reihen}}$$

Der minimale Abstand zwischen den Reihen beträgt bei Wahl von 3 Reihen:

$$s_{r,\min} = \frac{a_{\text{last}} - s_0}{n_r - 1} = \frac{84,9 - 25}{3 - 1} = 29,9 \text{ cm}$$

Gewählt wird ein Reihenabstand von

$$s_r = \mathbf{30 \text{ cm}} = 0,55 \cdot d$$

Die ansetzbare Spannung in den Betonschrauben berechnet sich zu:

$$f_{ywd,ef} = 11 \cdot \frac{k_{sys}}{\gamma_S} \cdot \frac{d}{\phi_w} = 11 \cdot \frac{1,4}{1,15} \cdot \frac{544,5 \text{ mm}}{20,2 \text{ mm}} = 361 \text{ N/mm}^2$$

Mit den Gleichungen (5) und (6) kann die erforderliche Querschnittsfläche an Verstärkungselementen im Bereich $1,5 \cdot d$ um die Stütze berechnet werden:

$$\begin{aligned} A_{sw,1,5d} &= 2 \cdot \left(\frac{\beta \cdot V_{Ed} - 0,75 \cdot v_{Rd,c} \cdot u_1 \cdot d}{f_{ywd,ef} \cdot \sin \alpha} \right) \\ &= 2 \cdot \left(\frac{1,15 \cdot 3150 - 0,75 \cdot 0,0513 \cdot 935,6 \cdot 54,45}{36,1 \cdot \sin(90^\circ)} \right) = \mathbf{92,2 \text{ cm}^2} \end{aligned}$$

Im Bereich $1,5 \cdot d$ um die Stütze befinden sich zwei Bewehrungsreihen. Die erforderliche Querschnittsfläche je Reihe beträgt:

$$A_{sw1,erf} = A_{sw2,erf} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{A_{sw,1,5d}}{2} = \frac{92,2 \text{ cm}^2}{2} = 46,1 \text{ cm}^2 \\ \frac{A_{sw,1,5d}}{1,5 \cdot d} \cdot s_r = \frac{92,2 \text{ cm}^2}{1,5 \cdot 54,45 \text{ cm}} \cdot 30 \text{ cm} = 33,9 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} = \mathbf{46,1 \text{ cm}^2}$$

Die dritte Reihe befindet sich in einem Abstand größer als $1,5 \cdot d$ vom Stützenrand. Die erforderliche Querschnittsfläche dieser Reihe beträgt:

$$A_{sw3,erf} = \frac{A_{sw,1,5d}}{1,5 \cdot d} \cdot s_r = \frac{92,2 \text{ cm}^2}{1,5 \cdot 54,45 \text{ cm}} \cdot 30 \text{ cm} = \mathbf{33,9 \text{ cm}^2}$$

In den ersten beiden Reihen werden 16 Schrauben je Reihe und in der dritten äußersten Reihe werden 12 Schrauben gewählt.

$$A_{sw1} = A_{sw2} = 16 \cdot \frac{\phi_w^2 \cdot \pi}{4} = 16 \cdot \frac{2,02^2 \cdot \pi}{4} = \mathbf{51,3 \text{ cm}^2} \geq 46,1 \text{ cm}^2$$

$$A_{sw3} = 12 \cdot \frac{\phi_w^2 \cdot \pi}{4} = 12 \cdot \frac{2,02^2 \cdot \pi}{4} = \mathbf{38,5 \text{ cm}^2} \geq 33,9 \text{ cm}^2$$

Die vorhandene Querschnittsfläche im Bereich $1,5 d$ um die Lasteinleitungsfläche beträgt:

$$A_{sw1,5d,vorh} = 32 \cdot \frac{\phi_w^2 \cdot \pi}{4} = 102,6 \text{ cm}^2$$

Damit kann der Widerstand $V_{Rd,cs}$ berechnet werden:

$$\begin{aligned} V_{Rd,cs} &= 0,75 \cdot v_{Rd,c} \cdot u_1 \cdot d + 0,5 \cdot A_{sw,1,5d,vorh} \cdot f_{ywd,ef} \cdot \sin \alpha \\ &= 0,75 \cdot 0,0513 \cdot 935,6 \cdot 54,45 + 0,5 \cdot 102,6 \cdot 36,1 \cdot 1 = 3809 \text{ kN} \end{aligned}$$

- **Schritt 4: Nachweis der ausreichenden Größe des durchstanzbewehrten Bereichs**

Mit der gewählten Anordnung der Betonschrauben (siehe Abbildung 5.5) berechnet sich die Länge des äußeren Rundschnittes zu:

$$u_{out} = \left(\frac{c}{2} + s_0 + 2 \cdot s_r + 1,5 \cdot d \right) \cdot 2 \cdot \pi = \left(\frac{80}{2} + 25 + 2 \cdot 30 + 1,5 \cdot 54,45 \right) \cdot 2 \cdot \pi = 1299 \text{ cm}$$

Die Kontrolle der Ungleichung (7) ergibt:

$$\frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u_{out} \cdot d} \leq v_{Rd,c}$$

$$\mathbf{0,512 \text{ N/mm}^2} \leq \mathbf{0,513 \text{ N/mm}^2} \Rightarrow \text{Nachweis erfüllt!}$$

Der Widerstand $V_{Rd,out}$ berechnet sich zu:

$$V_{Rd,out} = v_{Rd,c} \cdot u_{out} \cdot d = 0,0513 \cdot 1299 \cdot 54,45 = 3624 \text{ kN}$$

- **Aufnehmbare Stützenkraft mit der gewählten Durchstanzverstärkung**

Die maximal aufnehmbare Stützenkraft ergibt sich für die gewählte Anordnung der Betonschrauben aus folgender Beziehung:

$$V_{Ed,zul} = \frac{1}{\beta} \cdot \min \left\{ \begin{array}{l} V_{Rd,max} \\ k_{sys} \cdot V_{Rd,c} \\ V_{Rd,cs} \\ V_{Rd,out} \end{array} \right\} = \frac{1}{1,15} \cdot \min \left\{ \begin{array}{l} 5780 \text{ kN} \\ 3656 \text{ kN} \\ 3809 \text{ kN} \\ \mathbf{3624 \text{ kN}} \end{array} \right\} = \mathbf{3152 \text{ kN}} \leq V_{Ed} = 3150 \text{ kN}$$

Die einwirkende Stützenkraft kann damit aufgenommen werden. Für die gewählte Anordnung der Durchstanzelemente wird der Nachweis außerhalb des durchstanzbewehrten Bereichs maßgebend.

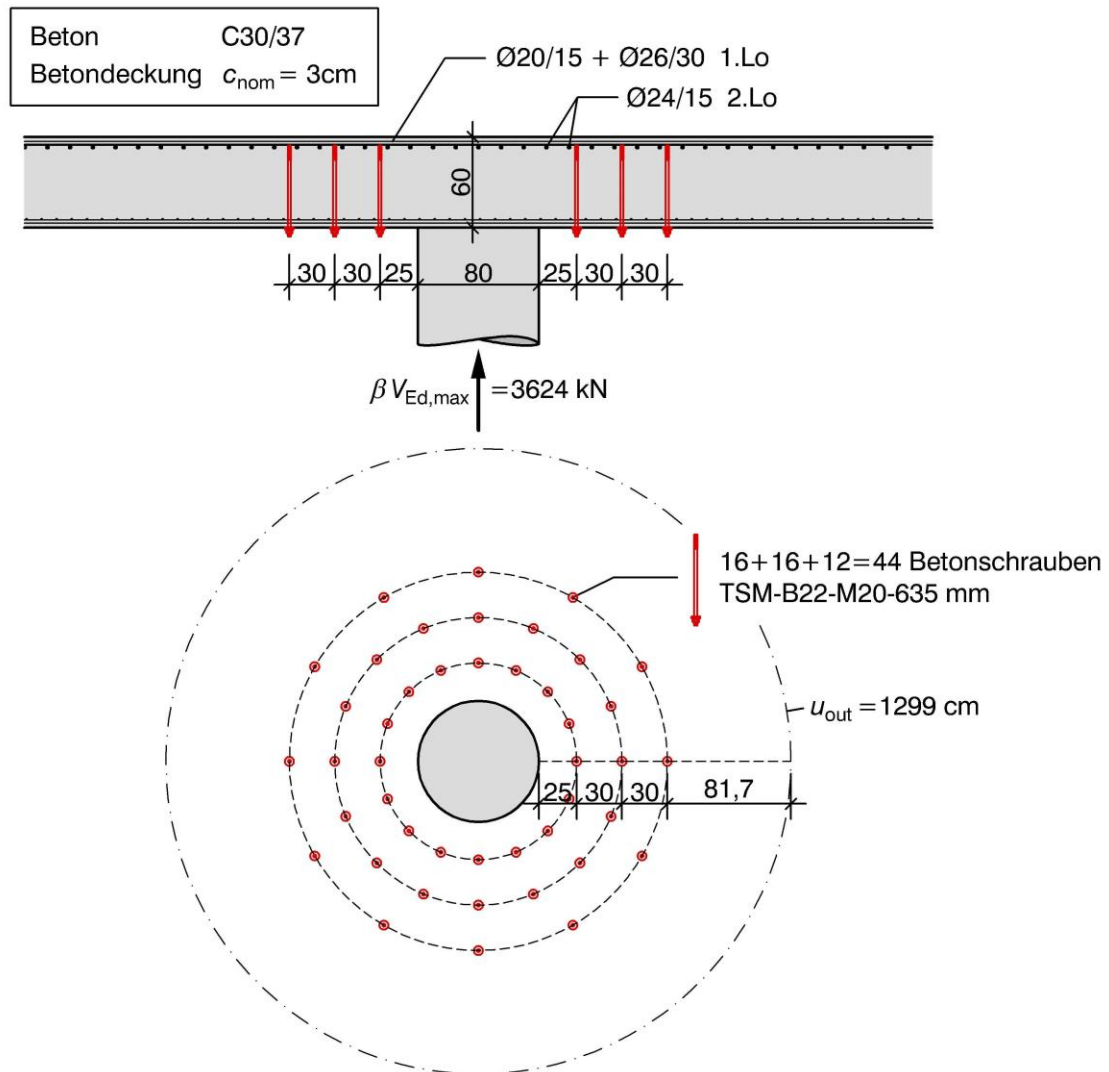


Abbildung 5.5: gewählte Anordnung der Betonschrauben für die Durchstanzverstärkung des Anwendungsbeispiels

6 ZUSAMMENFASSUNG UND AUSBLICK

Im Zuge des Forschungsprojektes sollte ein Bemessungsansatz für eine Methode entwickelt werden, mit der die nachträgliche Durchstanzverstärkung von Plattenbrücken technisch innovativ, ressourcenschonend, wirtschaftlich und dauerhaft gelöst werden kann. Um den laufenden Betrieb auf der Brücke nicht zu beeinträchtigen und um kostenintensive Eingriffe in den Fahrbahnbelag, die Abdichtung bzw. das Schotterbett zu vermeiden, sollte sich die Maßnahme zur Bauwerksertüchtigung ausschließlich von der Bauwerkunterseite aus durchführen lassen. Die Verstärkungsmaßnahme hat sich sowohl unter statischer als auch unter dynamischer Beanspruchung durch eine hohe Robustheit auszeichnen um auch im Brückenbau ihre Anwendung zu finden.

Zur Erreichung dieser Ziele wurde der Einsatz von Betonschrauben vorgeschlagen, welche im durchstanzgefährdeten Bereich um die Stütze, in vorgebohrte Löcher, von unten in die Platte eingedreht werden. Die so installierten Schrauben ermöglichen eine Kraftübertragung zwischen der Zug- und der Druckzone der Platte und sollen somit sowohl den Durchstanzwiderstand als auch die Verformungskapazität des Bauteils signifikant steigern.

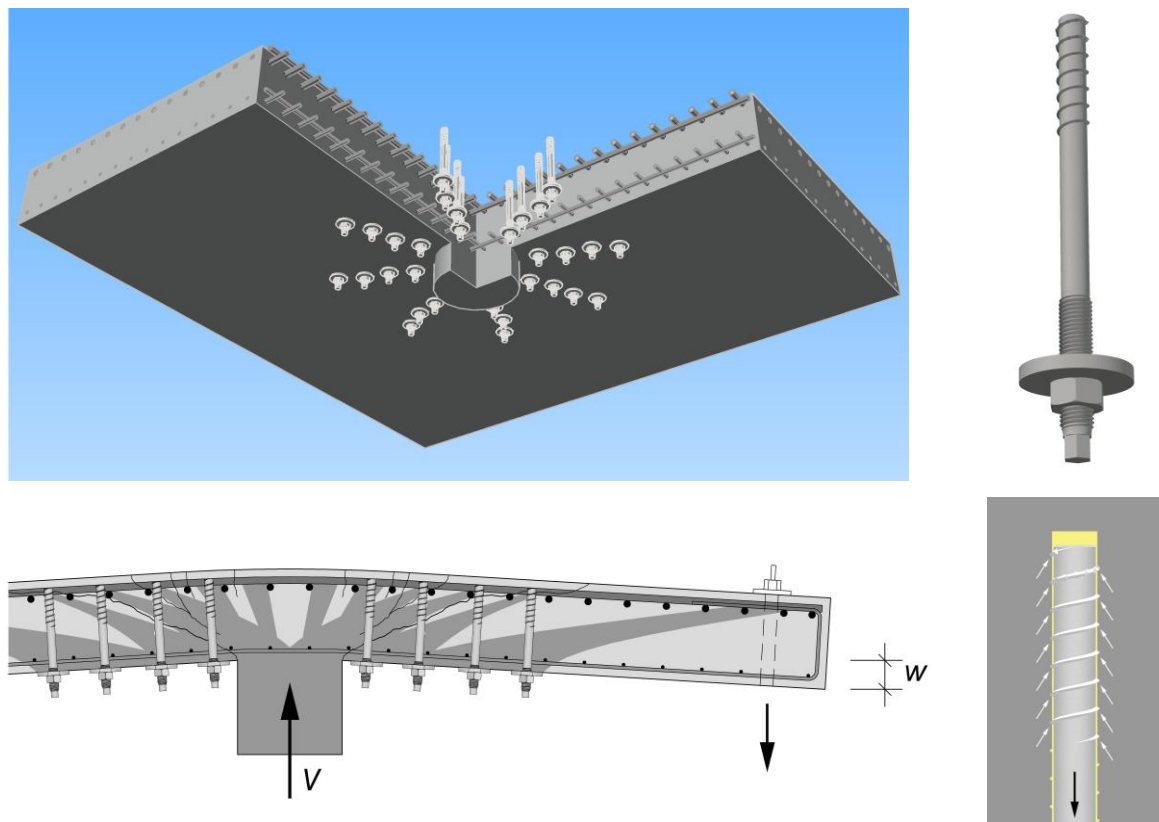


Abbildung 6.1: Konzept der innovativen Durchstanzverstärkung mit Betonschrauben

In zwei Versuchsserien wurde die Wirksamkeit des angedachten Durchstanzverstärkungssystems anhand von Plattenausschnittversuchen untersucht. In der ersten Serie wurde die Wirksamkeit des Systems unter Variation der Schraubenmenge sowie der Schraubenanordnung getestet. In der zweiten Serie war der Fokus auf die Ermittlung der Auswirkung einer zyklischen Vorbelastung gerichtet. Aus den durchgeführten Versuchen lassen sich folgende Schlüsse ziehen:

- Die nachträglich eingebauten Betonschrauben führen zu einer signifikanten Erhöhung des Durchstanzwiderstandes.
- Eine Erhöhung der Schraubenanzahl von 8 auf 12 Stück je Reihe führt noch zu einer deutlichen Erhöhung des Durchstanzwiderstandes.
- Werden die Schrauben nicht nur bis zur Unterseite sondern bis zur Oberseite der Biegezugbewehrung eingebracht, nimmt die Verstärkungswirkung etwas zu und der Versagensmodus ist weniger spröde.
- Bei gleicher Schraubenanzahl führt die Verwendung von dünneren Schrauben zu einer leichten Abnahme des Durchstanzwiderstandes. Die Last-Verformungskurve fällt aber sanftmütiger ab.
- Eine zyklische Vorbelastung in etwa auf dem Ermüdungslastniveau für Straßenbrücken nach EN 1991-2 hat keine negative Auswirkung auf die Verstärkungswirkung des Systems.
- Die Beanspruchung der Schrauben nimmt mit zunehmendem Abstand vom Stützenrand ab. Daher wird die erste Schraubenreihe nahe am Stützenrand deutlich stärker beansprucht als die zweite Schraubenreihe. Durch den Versuch S02-P06 mit nur drei Schraubenreihen konnte gezeigt werden, dass die vierte äußerste Schraubenreihe keinen nennenswerten Einfluss auf die Durchstanzlast hat und somit für die praktische Anwendung der Einbau einer vierten Reihe nicht erforderlich ist. Dadurch können nicht nur die Kosten der Verstärkungsmaßnahme um ca. 25% reduziert werden, sondern auch die erforderlichen Einbauzeiten minimiert werden. Darüber hinaus kann der erforderliche Arbeitsraum minimiert werden.

Für die Dimensionierung des Verstärkungssystems wurde ein Bemessungsansatz abgeleitet. Dieser Ansatz beruht auf dem derzeit gültigen Ansatz zur Durchstanzbemessung nach EC 2. Die Prognosegenauigkeit und Zuverlässigkeit dieses Bemessungsansatzes wurde mit statistischen Methoden anhand der an der Universität Innsbruck generierten Datenbasis getestet. Es zeigt sich, dass die Versagenslasten der bisher durchgeführten

Durchstanzversuche gut mit einer geringen Streuung prognostiziert werden können und dass auf Bemessungsniveau eine hohe Sicherheit vorliegt.

Um den Einfluss der Querdehnung auf den Verankerungsbereich der Betonschrauben zu untersuchen, wären weitere Versuche mit unterschiedlichen Biegebewehrungsgraden, Versuche mit unter Vorbelastung installierten Betonschrauben und Versuche mit ausgehend von der Plattenoberseite eingebauten Betonschrauben zweckmäßig und hilfreich.

Schließlich sollte auch das Zusammenwirken einer nachträglichen Durchstanzverstärkung, bestehend aus Betonschrauben, mit einer bereits vorhandenen Durchstanzbewehrung (z.B. Aufbiegungen) untersucht werden.

Abschließend ist festzuhalten, dass mit dem untersuchten System die Durchstanzverstärkung von Plattenbrücken technisch innovativ, effektiv und ressourcenschonend bei gleichzeitig einfacher Montage ermöglicht wird. Eine zeitnahe Anwendung des Systems in der Praxis wird als vielsprechend eingestuft.

7 LITERATUR

- [1] **Walkner R.:** *Kritische Analyse des Durchstanznachweises nach EC2 und Verbesserung des Bemessungsansatzes.* Universität Innsbruck, Dissertation, 2014
- [2] **Nölting D.:** *Das Durchstanzen von Platten aus Stahlbeton - Tragverhalten, Berechnung, Bemessung.* Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der TU Braunschweig, Heft 62, Dissertation, 1984
- [3] **Kordina K.; Nölting D.:** Tragfähigkeit durchstanzgefährdeter Stahlbetonplatten - Entwicklung von Bemessungsvorschlägen. In: *Schriftenreihe des DAfStb*, Heft 371, Ernst&Sohn, Berlin, 1986
- [4] **Ladner M.; Schaeidt W.; Gut S.:** *Experimentelle Untersuchungen an Stahlbeton-Flachdecken.* EMPA, Bericht Nr. 205, Eidgenössische Materialprüfungs- und Versuchsanstalt, Dübendorf, Schweiz, 1977
- [5] **Nádai A.:** *Die elastischen Platten.* Springer, Berlin, 1925
- [6] **Pralong J.; Brändli W.; Thürlimann B.:** Durchstanzversuche an Stahlbeton- und Spannbetonplatten. In: *Institut für Baustatik und Konstruktion ETH Zürich*, Bericht Nr. 7305-3, Birkhäuser Verlag, Basel, 1979
- [7] **Staller M. A.:** Analytische und numerische Untersuchungen des Durchstanztragverhaltens punktgestützter Stahlbetonplatten. In: *Schriftenreihe des DAfStb*, Heft 515, Beuth, Berlin, 2001
- [8] **Kinnunen S.; Nylander H.:** *Punching of concrete slabs without shear reinforcement.* Transactions of the Royal Institute of Technology, Nr. 158, Stockholm, 1960
- [9] **Moe J.:** *Shearing strength of reinforced concrete slabs and footings under concentrated loads.* Portland Cement Association Development Department, Bulletin D47, Illinois, 1961
- [10] **Regan P.:** *Behaviour of reinforced concrete flat slabs.* CIRIA Report, 89, Construction Industry Research and Information Association, London, 1981
- [11] **Andrä H. P.; Dilger W. H.; Ghali A.:** Durchstanzbewehrung für Flachdecken. In: *Beton- und Stahlbetonbau*, Jahrgang 74 (1979), Heft 5, pp. 129-132
- [12] **Muttoni A.:** Punching shear strength of reinforced concrete slabs without transverse reinforcement. In: *ACI Structural Journal*, Vol. 105 (2008), No. 4, pp. 440-450
- [13] **Ozbolt J.:** *Maßstabseffekt und Duktilität von Beton- und Stahlbetonkonstruktionen.* Fakultät für Bauingenieur- und Vermessungswesen der Universität Stuttgart, Habilitationsschrift, 1995
- [14] **Regan P.; Braestrup M. W.:** *Punching Shear in Reinforced Concrete.* Bulletin d'information, No 168, Comité Euro-International du Béton (CEB), Lausanne, 1985
- [15] **Rankin G. I. B.; Long A. E.:** Predicting the enhanced punching strength of interior slab-column connections. In: *ICE Proceedings*, Vol. 82 (1987), No. 4, pp. 1165-1186

- [16] **Lovrovich J.; McLean D.:** Punching shear behaviour of slabs with varying span depth ratios. In: *ACI Structural Journal*, Vol. 87 (1990), No 5, pp. 507-511
- [17] **EN 1992-1-1:** 2004-12. Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings. CEN - European Committee for Standardization, Brüssel, 2004
- [18] **DIN 1045-1:** 2008-08. Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton - Teil 1: Bemessung und Konstruktion. DIN Deutsches Institut für Normung, Beuth, Berlin, 2008
- [19] **Paulay T.; Loeber P. J.:** Shear transfer by aggregate interlock. In: *ACI Special Publication*, Vol. 42 (1974), No. 1, pp. 1-15
- [20] **Schaefers U.:** Konstruktion, Bemessung und Sicherheit gegen Durchstanzen von balkenlosen Stahlbetondecken im Bereich der Innenstützen. In: *Schriftenreihe des DAfStb*, Heft 357, Beuth, Berlin, 1984
- [21] **Regan P.:** Symmetric punching of reinforced concrete slabs. In: *Magazine of Concrete Research*, Volume 38 (1986), Issue 136, pp. 115-128
- [22] **Bazant Z. P.; Sun H.-H.:** Size Effect in Diagonal Shear Failure: Influence of Aggregate Size and Stirrups. In: *ACI Structural Journal*, Vol. 84 (1987), No. 4, pp. 259-272
- [23] **SIA 262:** 2003-01. Betonbau. SIA Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich, 2003
- [24] **Muttoni A.:** Schubfestigkeit und Durchstanzen von Platten ohne Querkraftbewehrung. In: *Beton- und Stahlbetonbau*, 98 (2003), Heft 2, pp. 74-84
- [25] **Lips S.:** *Punching of flat slabs with large amounts of shear reinforcement.* École polytechnique fédérale de Lausanne, Dissertation, 2012
- [26] **Etter S.; Heinzmann D.; Jäger T.; Marti P.:** *Versuche zum Durchstanzverhalten von Stahlbetonplatten.* Institut für Baustatik und Konstruktion, IBK-Bericht Nr. 324, Eidgenössische Technische Hochschule Zürich, Schweiz, 2009
- [27] **Eligehausen R.; Mallée R.; Silva J.:** *Anchorage in concrete construction.* Ernst & Sohn Verlag, Berlin, 2006
- [28] **Sigl R.:** *Tragverhalten von Betonschrauben mit großer Verankerungstiefe unter Randeinfluss.* Universität Innsbruck, Masterarbeit, 2014
- [29] **Lechner J.; Fleischhacker N.; Walt C.; Feix J.:** Zum Verbundverhalten von Betonschraubdübeln mit großem Durchmesser. In: *Beton und Stahlbetonbau*, V. 112 (2017), Heft 9, pp. 589-600
- [30] **Sigl R.:** *Thermische Betonsanierung - Versuche zum Tragvermögen ausgewählter Anschlusselemente.* Universität Innsbruck, Masterarbeit, 2016
- [31] **Spiegel M.:** *Ermittlung der Verankerungssteifigkeit des Mutter- und Beilagscheibenanschlusses von Betonschrauben.* Universität Innsbruck, Masterarbeit, 2015
- [32] **Feix J.; Wörle P.; Gerhard A.:** Ein neuer Ansatz zur Steigerung der Durchstanztragfähigkeit bestehender Stahlbetonbauteile. In: *Bauingenieur*, Band 87 (2012), April, pp. 149-155

- [33] **Gulvanessian H.; Calgaro J.-A.; Holický M.:** *Designers' Guide to EN 1990 Eurocode: Basis of Structural Design.* Thomas Telford, London, 2002

TABELLENVERZEICHNIS

Tabelle 3.1: Abmessungen der verwendeten Unterlegscheiben	20
Tabelle 4.1: Zusammenstellung der geometrischen Parameter	26
Tabelle 4.2: Materialkennwerte.....	29
Tabelle 4.3: Versuchsergebnisse	36
Tabelle 5.1: Eingangsgrößen für die Berechnung des Durchstanzwiderstandes nach Gleichung (6)	55
Tabelle 5.2: Berechnete Durchstanzwiderstände und Prognosefaktoren ξ_k bzw. ξ_d	56

ABBILDUNGSVERZEICHNIS

Abbildung 2.1: Durchstanzen bei Decken- und Fundamentplatten (entnommen aus [1]) ...3	3
Abbildung 2.2: Ausschnittversuch für eine punktgestützte Platte (aus [1]).....4	4
Abbildung 2.3: Ablauf eines Durchstanzversagens in fünf Phasen (aus [1]).....5	5
Abbildung 2.4: Schubrissbildung und qualitative Entwicklung der Betondehnungen (nach [2]).....5	5
Abbildung 2.5: Einfluss der Betondruckfestigkeit auf den Durchstanzwiderstand7	7
Abbildung 2.6: Einfluss des Biegebewehrungsgrades auf den Durchstanzwiderstand8	8
Abbildung 2.7: Last-Rotationsbeziehung für ausgewählte Versuchsplatten von [8] (nach [12]).....8	8
Abbildung 2.8: Einfluss der Nutzhöhe auf den Durchstanzwiderstand9	9
Abbildung 2.9: Einfluss der Größe der Lasteinleitungsfläche auf den Durchstanzwiderstand10	10
Abbildung 2.10: Einfluss der Plattenschlankheit auf den Durchstanzwiderstand11	11
Abbildung 2.11: Einfluss des Größtkorndurchmessers auf den Durchstanzwiderstand12	12
Abbildung 2.12: Modellvorstellung zur Wirkung der Durchstanzbewehrung und Last-Verformungsbeziehungen für Versuchsplatten mit und ohne Durchstanzbewehrung (dargestellt anhand der Versuche von [26]).....13	13
Abbildung 3.1: Wirkungsprinzipien der Betonschraube aus [27]14	14
Abbildung 3.2: Versagensarten von Verankerungsmitteln unter Zugbelastung in Beton (aus [27]).....15	15
Abbildung 3.3: Verlauf der Verbundspannung während eines Ausziehversuches (aus [28])16	16
Abbildung 3.4: Angenommener Normal- und Schubspannungsverlauf im Schraubenquerschnitt (aus [29]).....17	17
Abbildung 3.5: Vergleich ungeklebter (links) und geklebter (rechts) Befestigungsmittel ...18	18
Abbildung 3.6: Versuchsaufbau für die Versuche mit den Betonschrauben.....18	18
Abbildung 3.7: Lokales Betonversagen unter den Unterlegscheiben19	19
Abbildung 3.8: Einfluss des Schraubendurchmessers auf die Anschlusssteifigkeit20	20
Abbildung 3.9: Einfluss der Verankerungsfläche auf die Anschlusssteifigkeit.....21	21
Abbildung 3.10: Einfluss der Keilsicherungsscheiben auf die Anschlusssteifigkeit22	22
Abbildung 3.11: Verwendete Betonschrauben für die Durchstanzversuche.....23	23
Abbildung 4.1: Versuchsstand und Abmessung der Versuchskörper.....25	25

Abbildung 4.2: Biegebewehrung der Platten	26
Abbildung 4.3: Lage und Anordnung der Betonschrauben.....	28
Abbildung 4.4: Aufzeichnen Schalgeometrie	30
Abbildung 4.5: Aufstellen Schalband	30
Abbildung 4.6: Markierung Schraubenpositionen	30
Abbildung 4.7: Schalung Stützenstummel	30
Abbildung 4.8: Bewehrungsschablone	31
Abbildung 4.9: Bewehrungskorb.....	31
Abbildung 4.10: Eingebaute Bewehrung	31
Abbildung 4.11: Platten vor Betonage	31
Abbildung 4.12: Betonieren 1	32
Abbildung 4.13: Betonieren 2	32
Abbildung 4.14: frisch betonierete Platten	32
Abbildung 4.15: ausgehärtete Platten mit weiß gestrichener Oberseite.....	32
Abbildung 4.16: Bohren Schraubenlöcher	32
Abbildung 4.17: Absaugvorrichtung.....	32
Abbildung 4.18: Reinigen der Löcher	33
Abbildung 4.19: Eindrehen der Schrauben.....	33
Abbildung 4.20: Positionen DMS auf Bewehrung.....	33
Abbildung 4.21: Angebrachte DMS	33
Abbildung 4.22: Kraftmessdosen und Wegaufnehmer	34
Abbildung 4.23: DMS an der Plattenunterseite.....	34
Abbildung 4.24: DMS auf der Bewehrung	34
Abbildung 4.25: Mit DMS bestückte Schraube	34
Abbildung 4.26: Versuchsstand.....	35
Abbildung 4.27: Kraft-Zeit-Diagramme der Versuche (nicht vollständig für die zyklischen Versuche)	35
Abbildung 4.28: Kraft-Weg-Diagramm für die Durchstanzversuche der Serie 01	37
Abbildung 4.29: Kraft-Weg-Diagramm für die Durchstanzversuche der Serie 02 unter statischer Last.....	38
Abbildung 4.30: Kraft-Weg-Diagramm für die Durchstanzversuche der Serie 02 unter zyklischer Last	39
Abbildung 4.31: Sägeschnitte der Platten nach Versuchsdurchführung.....	40
Abbildung 4.32: Rissbilder der Plattenoberseite (Serie 01)	41

Abbildung 4.33: Rissbilder der Plattenoberseite (Serie 02)	42
Abbildung 4.34: gemessene Schraubendehnungen.....	44
Abbildung 4.35: Dehnung der Biegezugbewehrung und Stauchung des Betons (Serie 01)	45
Abbildung 4.36: Dehnung der Biegezugbewehrung und Stauchung des Betons (Serie 02)	46
Abbildung 4.37: Plattenrotationen bzw. Verformungen der Plattenoberseite (Serie 01) ...	47
Abbildung 4.38: Plattenrotationen bzw. Verformungen der Plattenoberseite (Serie 02) ...	48
Abbildung 5.1: Bemessungsverfahren.....	52
Abbildung 5.2: Statistische Verteilung der Versuchsnachrechnung	58
Abbildung 5.3: Ausgangssituation für die Führung eines Durchstanznachweises einer Plattenbrücke.....	58
Abbildung 5.4: Zur Wahl der Anzahl der Bewehrungsreihen und des Reihenabstandes ..	61
Abbildung 5.5: gewählte Anordnung der Betonschrauben für die Durchstanzverstärkung des Anwendungsbeispiels	64
Abbildung 6.1: Konzept der innovativen Durchstanzverstärkung mit Betonschrauben	65