

2021

BetonKalender

Sonderdruck

Fertigteile
Integrale Bauwerke

Jürgen Feix
Johannes Lechner
Matthias Spiegl
Rupert Walkner

 **Ernst & Sohn**
A Wiley Brand

XI Nachhaltige Bauwerksverstärkung mit Betonschrauben

Jürgen Feix, München und Innsbruck

Johannes Lechner, München

Matthias Spiegl, Innsbruck

Rupert Walkner, Innsbruck

Inhaltsverzeichnis

XI	Nachhaltige Bauwerksverstärkung mit Betonschrauben	3		
	Jürgen Feix, Johannes Lechner, Matthias Spiegl, Rupert Walkner			
1	Einleitung	5	6.5	Beispielberechnung
			6.5.1	Vorhandenes System und Materialkennwerte
2	Defizite bei Bestandsbauwerken und Schadensfälle	5	6.5.2	Identifikation der zu verstärkenden Bereiche
2.1	Tragsicherheitsdefizite bei Bestandsbauwerken	5	6.5.3	Wahl der Verstärkungselemente und konstruktive Regelungen
2.1.1	Entwicklung der Bemessungslasten im Brückenbau	5	6.5.3.1	Wahl des Verstärkungselements und der Einbaugeometrie
2.1.2	Rechnerische Defizite bei Bestandstragwerken	6	6.5.3.2	Tragfähigkeit der Druckstrebe
2.1.3	Entwicklung des Querkraft- nachweises	7	6.5.3.3	Maximale Achsabstände der Verstärkungselemente
2.1.4	Entwicklung des Nachweises gegen Durchstanzen	8	6.5.3.4	Minimaler Achsabstand der Verstärkungselemente
2.1.5	Defizite infolge des Ausfalls von Teilen der Biegezugbewehrung	8	6.5.3.5	Minimaler Randabstand der Verstärkungselemente
2.2	Schadensfälle	9	6.5.4	Berechnung der erforderlichen Verstärkung
3	Anforderungen an ein Verstärkungssystem	11	7	Durchstanzverstärkung
			7.1	Prinzip der Verstärkung
4	Wirkungsweise von Betonschrauben	12	7.2	Wissenschaftliche Untersuchungen ..
4.1	Tragwirkung der Beton- schraubanker	12	7.2.1	Probekörper
4.1.1	Verbundankerschrauben	13	7.2.2	Versuchsprogramm
4.1.2	Verbundversuche mit Verbund- ankerschrauben	13	7.2.3	Versuchsergebnisse
4.2	Einbau der Betonschrauben	14	7.2.4	Versagensform
4.3	Verbundankerschrauben als Verstärkungselement	15	7.2.5	Schraubendehnungen
			7.3	Nachweiskonzept
5	Nachträgliche Biegeverstärkung in Verbindung mit Verbund- ankerschrauben	16	7.3.1	Durchstanzwiderstand mit Betonschrauben
5.1	Prinzip der Verstärkung mit externer Bewehrung	16	7.3.2	Bewertung der Zuverlässigkeit des Bemessungsansatzes
5.2	Untersuchungen zur nachträglichen Biegeverstärkung	17	7.3.3	Beispielrechnung
6	Querkraftverstärkung	17	8	Pilotprojekte
6.1	Prinzip der Verstärkung	17	8.1	Querkraftverstärkung einer Eisenbahnbrücke
6.2	Wissenschaftliche Untersuchungen ..	18	8.2	Querkraftverstärkung einer 4-feldrigen Plattenbrücke
6.2.1	Versuchskörper und Versuchsaufbau	18	8.3	Durchstanzverstärkung einer Plattenbrücke
6.2.2	Versuchsergebnisse	18	8.4	Biege- und Querkraftverstärkung einer Eisenbahnbrücke
6.2.3	Versagensform	19	8.5	Ertüchtigung des Blocks 34 des Altstadtringtunnels in München
6.2.4	Versuche mit zyklischer Belastung ..	20		
6.3	Zulassungsversuche	21	9	Zur ökologischen und ökonomischen Bewertung von Verstärkungsmaßnahmen
6.3.1	Versuche an Balken	21		
6.3.2	Versuche an Plattenstreifen	22	10	Zusammenfassung
6.4	Nachweiskonzept	23	11	Literatur

1 Einleitung

In den letzten Jahrzehnten hat das Verkehrsaufkommen im zentraleuropäischen Raum durch die gestiegene Mobilität der Bevölkerung auf der einen Seite, aber auch durch das Wirtschaftswachstum des europäischen Wirtschaftsraums massiv zugenommen. So zeigt etwa die Verkehrsentwicklung auf den deutschen Bundesfernstraßen nach [1], dass sich die Fahrleistung im Zeitraum zwischen 1975 und 2015 von 50 Mrd. km auf ca. 250 Mrd. km auf den Bundesautobahnen nahezu verfünffacht hat. Diese Entwicklung ist jedoch nicht nur auf das deutsche Bundesgebiet beschränkt, sondern gilt für den gesamten zentraleuropäischen Raum (siehe z. B. [2]).

Ein Großteil der Brücken in Europa wurde in den Jahren zwischen 1960 und 1990 errichtet. Die statistischen Auswertungen in [3, 4] zeigen weiter, dass ca. 70% der Brücken in Spannbeton- und ca. 20% in Stahlbetonbauweise errichtet wurden.

Parallel zur steigenden Verkehrsbelastung ergibt sich also eine Verschlechterung des Zustands der Brückeninfrastruktur in Zentraleuropa [5, 6]. Mit einem gesamten Anlagevermögen von ca. 45 Mrd. Euro allein für die 39000 Brücken an den deutschen Bundesfernstraßen (Stand 2010 nach [7]) stellt die Brückeninfrastruktur einen wesentlichen Wert einer Volkswirtschaft dar, dessen kompletter Austausch etwa durch Ersatzneubauten eine hohe finanzielle Belastung eines Staatshaushalts darstellen würde. Auch vor diesem Hintergrund sind Verstärkungslösungen gefordert, die Bauwerke im Verkehr halten können und somit die Notwendigkeit eines Ersatzneubaus vermeiden oder zumindest verzögern können.

Oft von noch größerer volkswirtschaftlicher Bedeutung als die Vermeidung der Kosten für einen Ersatzneubau ist die Vermeidung der Kosten der mit einem Neubau verbundenen Umleitungs- bzw. Staukosten. Gefordert sind damit innovative Verstärkungsmöglichkeiten, die möglichst unter Aufrechterhaltung des Verkehrs durchgeführt werden können. Am Arbeitsbereich für Massivbau und Brückenbau der Universität Innsbruck wird deshalb seit inzwischen gut 10 Jahren an der Entwicklung entsprechender Verstärkungssysteme gearbeitet [8–10].

Als besonders effizient hat sich dabei der Einsatz von speziell weiterentwickelten Betonschrauben als nachträglich installierbare Bewehrung herausgestellt. Über die prinzipiellen Möglichkeiten der Querkraft-, Durchstanz- und Biegeverstärkung von Bestandsstrukturen wurde in einschlägigen Fachbei-

trägen [11–17] berichtet. In drei Dissertationen [18–20] wurden wichtige Teilaspekte erforscht.

Mittlerweile sind diese Verstärkungsverfahren bauaufsichtlich zugelassen und stehen damit der Praxis zur Verfügung. In diesem Beitrag werden die wesentlichen Grundlagen, die Forschungsarbeiten sowie die Bemessung derartiger Verstärkungen mit Betonschrauben zusammenfassend dargestellt. Darüber hinaus sollen exemplarisch ausgewählte Pilotprojekte die praktische Anwendung der Methode zeigen.

2 Defizite bei Bestandsbauwerken und Schadensfälle

Das in der Einleitung beschriebene steigende Verkehrsaufkommen führt im Zusammenhang mit dem zunehmenden Alter der Infrastrukturbauwerke zu Tragfähigkeitsdefiziten und leider auch zu Schadensfällen, wie nachfolgend gezeigt wird.

2.1 Tragsicherheitsdefizite bei Bestandsbauwerken

Die bei der Nachrechnung des Bestands gemäß aktuellen Normenansätzen festgestellten Tragfähigkeitsdefizite beruhen auf verschiedenen Ursachen. Neben der Entwicklung der Normung hinsichtlich der anzusetzenden höheren Lasten kam es auch bei der Nachweisführung in den letzten Jahrzehnten zu erhöhten Anforderungen.

2.1.1 Entwicklung der Bemessungslasten im Brückenbau

In Bild 1 sind die Entwicklung des zulässigen Gesamtgewichts auf deutschen Straßen in den letzten 100 Jahren sowie die entsprechenden Achslasten dargestellt. Es zeigt sich, dass zwar die zulässigen Achslasten seit 1950 nur geringfügig gesteigert wurden. Jedoch hat seit diesem Zeitpunkt nicht nur der Anteil des Schwerverkehrs am gesamten Verkehr, sondern auch das zulässige Gesamtgewicht für Schwerlastwagen massiv zugenommen.

Um dies in den Bemessungsvorschriften zu berücksichtigen, wurden die Einwirkungsnormen immer wieder überarbeitet und die Lasten entsprechend angepasst und erhöht. Bild 1 zeigt die anzusetzenden Lasten in der Hauptspur auf einer Länge von 5 m einer Brücke. Die Belastung in etwaigen Neben Spuren wurde im Bild nicht dargestellt. Entsprechend ist kein Unterschied in der Belastung BK60 und der BK60/30 ersichtlich. Es wurde gegenüber den Bemessungsvorschriften der 1960er-Jahre mit der Brückenklasse 60, in der das 60-Tonnen-Einzelfahrzeug

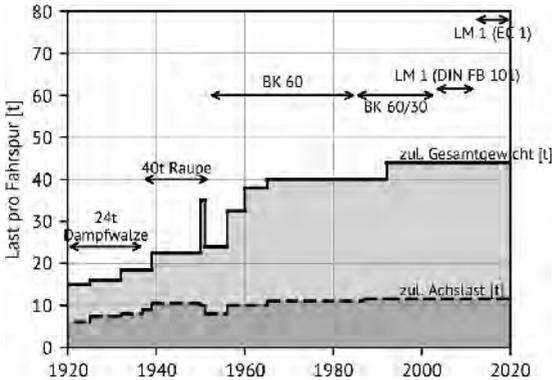


Bild 1. Entwicklung der zulässigen Achslasten und des zulässigen Gesamtgewichts des Schwerverkehrs in Deutschland sowie rechnerisch anzusetzende Lasten in der Hauptspur (nach [21])

zu berücksichtigen war, mit der Einführung der DIN 1072 von 1985 zusätzlich ein 30-Tonnen-Fahrzeug in einer weiteren Fahrspur angesetzt und damit die Gesamtlast am Tragwerk gesteigert. Somit war in der Hauptbauzeit der Brückeninfrastruktur zwischen 1960 und 1985 lediglich ein 60-Tonnen-Fahrzeug mit gleichzeitiger Flächenlast in den restlichen Bereichen als Belastung zu berücksichtigen. Entsprechend sind die Tragwerksreserven dieser Bauwerke durch die starke Zunahme des Verkehrs und insbesondere des Schwerverkehrs sowie der Verkehrslasten mittlerweile aufgebraucht. Eine Nachrechnung von verschiedenen Tragwerken, welche ursprünglich für die Brückenklasse 60 bemessen wurden, mit den tatsächlichen Einwirkungen des heutigen Verkehrs in [21] zeigt, dass die tatsächlichen Schnittgrößen deutlich über den ursprünglichen Bemessungsschnittgrößen liegen. Eine Einstufung solcher Bauwerke in höhere Brückenklassen wie etwa 60/30 oder in das 2003 eingeführte Lastmodell 1 (LM 1) nach DIN-Fachbericht 101 ist häufig nur durch Verstärkungsmaßnahmen möglich. Eine darüber hinausgehende Erhöhung der Brückenklasse auf das LM 1 der DIN EN 1991-2, welches seit 2011 als Belastung auf Brückentragwerken anzusetzen ist, ist somit nur durch deutliche Verstärkung möglich. So wird in [22] ein Vergleich des LM 1 nach DIN-Fachbericht und nach DIN EN 1991-2 anhand einer Nachrechnung von neun Bauwerken durchgeführt. Es zeigt sich, dass aus den größeren anzusetzenden Lasten je nach statischem System der Brücke eine Erhöhung der Schnittgrößen um ca. 40 % bis 45 % in Brückenlängsrichtung resultieren kann, wobei die Erhöhung der Schnittgrößen bei Bauwerken mit geringen Spannweiten auch kleiner ausfallen kann.

2.1.2 Rechnerische Defizite bei Bestandstragwerken

In [23] wird die Entwicklung der Normung im Brückenbau sowohl hinsichtlich der rechnerisch zu be-

rücksichtigenden Belastungen als auch hinsichtlich der Tragfähigkeitsnachweise im Stahl- und Spannbetonbau in Deutschland seit 1950 übersichtlich dargestellt. Es wird gezeigt, dass sich nicht nur die Bemessungslasten geändert haben, sondern auch weitere Einwirkungen, wie etwa lineare Temperaturgradienten ab 1979 in die Berechnung einfließen mussten. Nachdem mehrere Schadensfälle an Koppelfugen, wie z. B. jene bei der Hochstraße Prinzenallee in Düsseldorf 1976, bekannt wurden, wurde die Bemessungsstrategie geändert. Fortan mussten die linearen Temperaturunterschiede in der Bemessung berücksichtigt und ein Ermüdungsnachweis geführt werden.

Auch die Bemessungsnorm für Spannbeton, DIN 4227, wurde nach deren erster Auflage 1953 als Richtlinie immer wieder kontinuierlich angepasst und modifiziert. Die damalige sehr schnelle Weiterentwicklung der Spannbetonbauweise erforderte schnelle normative Anpassungen, wie etwa 1966 die erstmalige Begrenzung der zulässigen Betonzugspannungen und die Einführung eines verbindlichen Wertes für eine Mindestquerkraftbewehrung für bestimmte Bauteile (vgl. [5, 23]). Nur drei Jahre später wurde diese Mindestbewehrungsmenge über eine Ergänzung zur Norm weiter angehoben.

Wegen der ständigen Anpassung der Bemessungsvorschriften infolge neuer Forschungserkenntnisse und Schadensfällen an Bauwerken, ist ein beträchtlicher Anteil der bestehenden Brückeninfrastruktur nach den alten teilweise überholten Vorschriften geplant und ausgeführt worden. Eine Berücksichtigung der „neuen“ Erkenntnisse konnte entsprechend nicht erfolgen. Im Zuge von umfangreichen Nachrechnungen auf Basis des heutigen Wissensstands und der heutigen Bemessungsvorschriften lassen sich typische rechnerische Defizite bestimmen und deren Häufigkeit an älteren Bestandstragwerken ableiten. Dies erfolgte zum Beispiel im Zuge eines Forschungsprojekts, dessen Ergebnisse

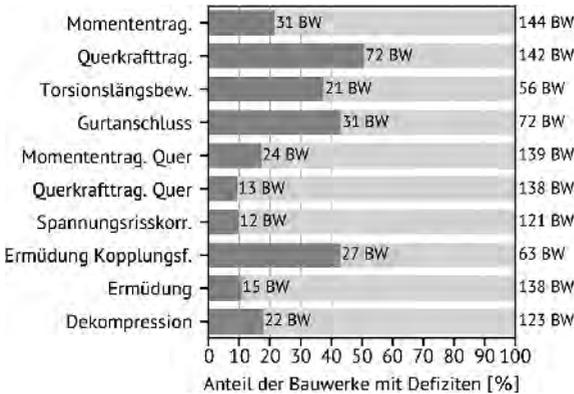


Bild 2. Rechnerische Tragfähigkeitsdefizite von Bestandsbrücken und Aufstretenshäufigkeit (aus [24])

in [5, 24] veröffentlicht wurden. Anhand der Nachrechnung von 146 Betonbrücken wurden die typischen Problemstellen identifiziert und deren Auftrenshäufigkeit an diesen Tragwerken ermittelt.

Bild 2 zeigt die Ergebnisse dieser Nachrechnungen und den jeweiligen Anteil der Tragwerke mit dem jeweiligen Defizit an der Gesamtzahl der nachgerechneten Bauwerke. In den Untersuchungen in [24] und [5] konnte gezeigt werden, dass vier dominante Problemstellen an Bestandstragwerken auftreten. Dies sind die Querkrafttragfähigkeit, die erforderliche Torsionslängsbewehrung, der Nachweis des Gurtanschlusses bei Plattenbalken sowie der Nachweis der Ermüdung von Koppelfugen. Sehr deutlich zeigt sich das rechnerische Defizit der Querkrafttragfähigkeit in Brückenlängsrichtung bei der Hälfte aller nachgerechneten Bauwerke. Eine genauere Betrachtung in [24] zeigt, dass speziell bei Spannbetondurchlaufträgern, die vor 1966 errichtet wurden, knapp 90 % der betrachteten Tragwerke Defizite zeigen. Aber auch bei Brückentragwerken, welche zwischen 1967 und 1973 fertiggestellt wurden, haben immer noch 55 % ein Querkrafttragfähigkeitsdefizit. Daraus lässt sich sehr deutlich der Einfluss der Normenentwicklung hinsichtlich des Querkraftnachweises erkennen.

2.1.3 Entwicklung des Querkraftnachweises

Die Nachweise der Querkrafttragfähigkeit im Stahlbeton- und Spannbetonbau haben sich in den vergangenen Jahrzehnten kontinuierlich entwickelt und wurden in den Normen immer wieder abgeändert und angepasst. Bis zur Einführung der Eurocode-Normenserie erfolgte in Deutschland und in Österreich die Bemessung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken nach zwei getrennten Vorschriften. In Deutschland wurde 1953 die weltweit erste Spannbetonnorm mit dem Nachweis der Querkrafttragfähigkeit auf Basis eines Hauptzugspan-

nungsnachweises im ungerissenen Zustand (Zustand I) eingeführt, vgl. [25]. Dabei wurde dem Beton die Aufnahme der schiefen Hauptzugspannungen zugetraut und damit eine rein konstruktive Querkraftbewehrung angeordnet. In Österreich wurde erst 1975 eine erste nationale Spannbetonnorm eingeführt (vgl. [26]). Bis dahin wurde auf die deutsche Normung zurückgegriffen, also der Nachweis der schiefen Hauptzugspannungen aufgegriffen. Die Entwicklung der konstruktiven Regelungen für die Mindestquerkraftbewehrung bei Einhaltung der schiefen Hauptzugspannungen ist in Abschnitt 2.1.2 beschrieben.

Der Nachweis im gerissenen Zustand (Zustand II) erfolgte in den damaligen Normenwerken über Grenzwerte der kritischen Schubspannungen τ_0 . So ist etwa gemäß ÖN B 4200-4 aus 1957 bei Einhaltung der tabellierten Werte keine Querkraftbewehrung in Balken, Plattenbalken oder Platten erforderlich. Werden die Grenzwerte überschritten, muss in diesen Bereichen die gesamte schiefe Hauptzugspannung durch Bewehrung aufgenommen werden, also das Mörsch'sche Fachwerkmodell mit 45° angewandt werden. Die Norm ÖN B 4202 für Straßenbrücken in Massivbauweise von 1958 griff dies auf und gab etwas restriktivere Grenzwerte für die Grenzspannungen an, wie der Vergleich in Bild 3 zeigt. Ab Mitte der 1960er-Jahre [27] wurden die in Wirklichkeit flacher als 45° geneigten Druckstreben in Form eines Betontraganteils berücksichtigt. Entsprechend fand dies Eingang in die Normen über tabellierte Schubspannungen, die allein vom Beton aufgenommen werden konnten. Auch bei Überschreitung des Grenzwerts dieser Schubspannung wurde die Hälfte der kritischen Schubspannung über den Beton abgedeckt. Dieses Konzept wurde bis zur Einführung der eurocodenahen Normenserie ÖN B 4700 in Österreich zu Beginn der 2000er-Jahre beibehalten.

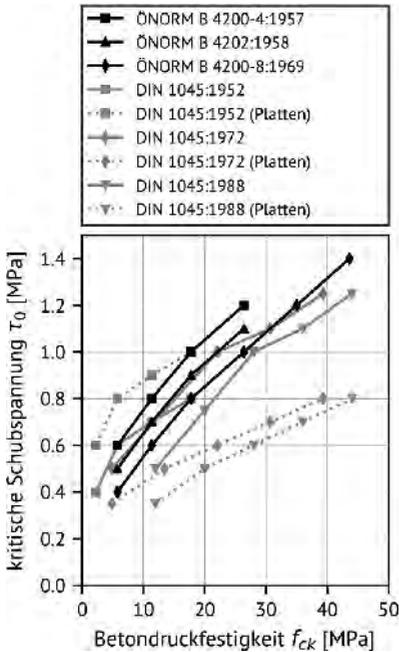


Bild 3. Vergleich der zulässigen kritischen Schubspannungen τ_0 für Balken- und plattenförmige Bauteile ohne erforderliche Querkraftbewehrung nach verschiedenen deutschen und österreichischen historischen Normen seit 1950 bis 1990 (aus [18])

In Deutschland wurde ein identisches Vorgehen für den Querkraftnachweis im Zustand II gewählt und der Nachweis über tabellierte Grenzwerte der Schubspannungen vorgenommen. In den Deutschen Normen gab es hier jedoch eine Unterscheidung hinsichtlich plattenförmiger und balkenförmiger Bauteile, wie auch in Bild 3 gezeigt wird. Während bei balkenförmigen Bauteilen bei Einhaltung des Grenzwerts eine konstruktive Mindestbewehrung anzuordnen war, konnte auf diese bei Einhaltung der Grenzwerte bei Platten verzichtet werden. Entsprechend ist gerade bei älteren Plattenbauteilen, die entsprechend den damaligen Normen ohne Querkraftbewehrung ausgeführt wurden, nach neuem Wissensstand eine Querkraftbewehrung notwendig (s. a. [28]).

Dadurch ergeben sich bei der heutigen Nachrechnung mit höheren Bemessungslasten und mit restriktiveren Bemessungsansätzen immer wieder Tragwerke oder Tragwerksteile, in denen die vorhandene Bewehrung nicht ausreicht, um die rechnerischen Querkräfte aufzunehmen. In diesen Bereichen ist somit eine Ergänzung der fehlenden Querkraftbewehrung erforderlich.

2.1.4 Entwicklung des Nachweises gegen Durchstanzen

Einige Fälle von Durchstanzversagen sowie neuere Forschungsarbeiten, führten in den letzten Jahren zu einem verstärkten wissenschaftlichen Diskurs hinsichtlich der Tragfähigkeit von punktgestützten Plattenbauteilen. Wie der Nachweis der Querkrafttragfähigkeit wurde auch der Nachweis gegen Durchstanzen über die Jahre in den Normen immer wieder adaptiert und abgeändert.

Umfangreiche Vergleiche der verschiedenen Bemessungsansätze wie etwa in [29] und [30] zeigen, dass auch nach der Einführung der europäischen Normung, durch die nationalen Anwendungsdokumente (NADs) der einzelnen Mitgliedsstaaten, teils gravierende Unterschiede in den berechneten Tragfähigkeiten und erforderlichen Bewehrungsmengen auftreten. Bild 4 zeigt die berechneten erforderlichen Bewehrungsmengen für ein typisches System nach ehemals gültigen österreichischen und deutschen Normen, nach dem Bemessungsmodell des Eurocode 2, nach dem deutschen und österreichischen Anwendungsdokument sowie nach Modelcode 2010. Dabei zeigt sich, dass es wesentliche Unterschiede in der berechneten Durchstanzbewehrungsmenge sowie in der Verteilung der Bewehrung gibt. So blieb durch die Umstellung von der DIN 1045-1 auf DIN EN 1992-1-1/NA die Bewehrungsmenge des ersten Rings um die Stütze näherungsweise konstant, jedoch ist gemäß der neuen Normung eine größere Bewehrungsmenge in den außen liegenden Ringen erforderlich. Bei einem Vergleich der alten ÖN B 4700 mit der ÖN B 1992-1-1 zeigt sich, dass durch Einführung der neuen Bemessungsnorm deutlich größere Bewehrungsmengen für die Aufnahme der Durchstanzlasten resultieren. Dies gilt auch für den Bemessungsansatz nach Modelcode 2010 im Vergleich zur Basisversion der EN 1992-1-1 [31–33].

Durch etwaige Umnutzungen und die damit verbundene Notwendigkeit einer Neuberechnung der Tragfähigkeit von bestehenden Strukturen auf Basis der aktuellen Normung kann also auch hinsichtlich der Durchstanztragfähigkeit eine nachträgliche Erhöhung der vorhandenen Durchstanzbewehrung erforderlich werden. Speziell im Hochbau wird es auch im Zuge von Umnutzungen immer wieder notwendig, einzelne Stützen zu versetzen, womit die erforderliche Durchstanzbewehrung am neuen Stützenstandort über geeignete Verfahren nachträglich ergänzt werden muss.

2.1.5 Defizite infolge des Ausfalls von Teilen der Biegezugbewehrung

Korrosionsschäden an der Biegezugbewehrung können zu nennenswerten Tragfähigkeitsdefiziten bei Bestandsbauwerken führen. Während sich bei Stahlbetontragwerken ein aus der korrosionsbe-

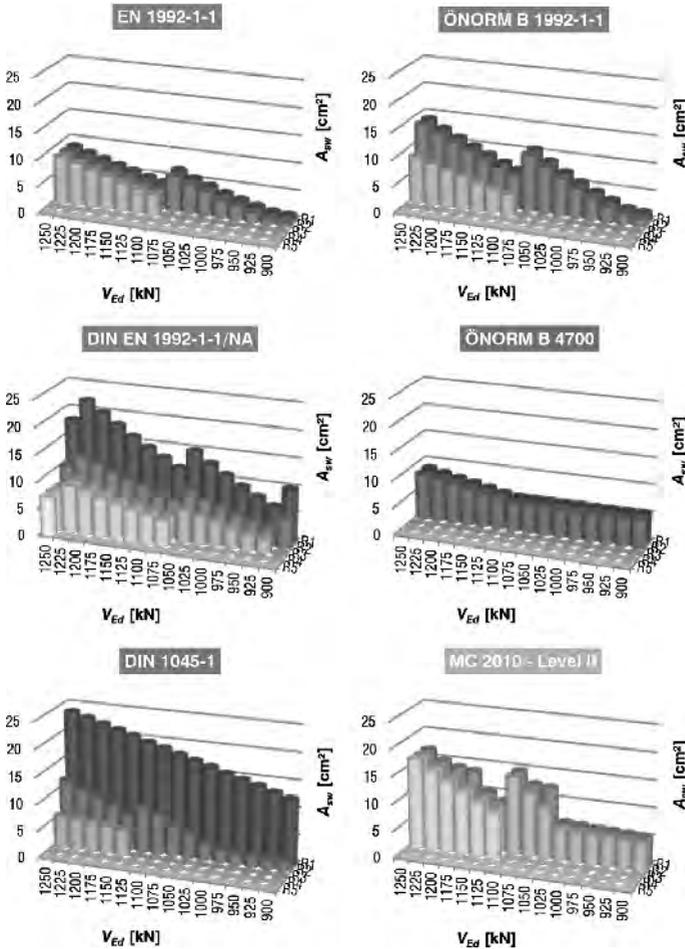


Bild 4. Vergleich der erforderlichen Durchstanzbewehrung in konzentrischen Ringen gleichen Abstands (R1 bis R5) um die konzentrierte Lasteinleitung nach verschiedenen Normenansätzen für ein typisches System (aus [29])

dingten Abnahme der Biegezugbewehrung resultierendes Tragwerksversagen durch starke Rissbildungen und daraus resultierende Zusatzverformungen ankündigt, kann es bei Spannbetontragwerken zu einem unangekündigten Versagen kommen. Verschärft wird diese Problematik bei einem Teil der in den 1960er- und 1970er-Jahren in Deutschland errichteten Spannbetonbrücken durch den Einsatz spannungsrissschadempfindlicher Spannstähle. Auch für diese Tragwerke sind Verstärkungssysteme zur Ergänzung der Biegezugbewehrung – in der Regel außerhalb des Betonquerschnitts – erforderlich. Zwischen dem Bestandsquerschnitt und der Bewehrungsergänzung ist ein Schubverbund herzustellen, der zum Beispiel über Betonschrauben realisiert werden kann.

2.2 Schadensfälle

Aufgrund der bereits diskutierten Veränderungen in den einwirkenden Lasten durch zunehmenden Verkehr und vor allem Schwerverkehr sowie bedingt durch weniger restriktive Bemessungsvorschriften und konstruktive Regelungen in den älteren Normen, zeigen viele Bestandtragwerke ein Querkraft- und Durchstanztragfähigkeitsdefizit. Bei vernachlässigter Instandhaltung und Inspektion von diesen Bauwerken können sich Situationen ergeben, die zu massiven Schadensfällen oder sogar zum Einsturz führen. Hier ist speziell das Versagen infolge Überschreitung der Querkrafttragfähigkeit und der Durchstanztragfähigkeit ohne Schubbewehrung kritisch, da dieses Versagen sehr spröde und ohne Vorankündigung eintritt.



Bild 5. Einsturz des De la Concorde Overpass in Quebec im Jahr 2006 (aus [34])

Ein Fall von Schubversagen im Brückenbau ist der Einsturz des De la Concorde Overpass in Quebec im September 2006, bei dem auch der Verlust von fünf Menschenleben zu beklagen war. Die Überführung wurde im Jahr 1969 geplant und als Platten-tragwerk mit zwei getrennten Richtungsfahrbahnen ausgeführt. Die massive Platte wurde dabei als Einhängeträger an Kragplatten, die vom Widerlager auskragten, eingehängt, wie auch das Bild 5 zeigt. Untersuchungen am Tragwerk und spätere Versuche [34, 35] zeigten, dass ein wesentlicher Grund für den Einsturz das Fehlen der Bügelbewehrung in der Kragplatte war, wobei die konstruktiven Regeln der zum Zeitpunkt der Errichtung gültigen Bemessungsvorschriften eingehalten wurden. Zum Versagen führte jedoch nicht ausschließlich die fehlende Schubbewehrung, sondern es spielten noch andere Einflüsse wie ein lokale Schädigung des Betons rund um den Fahrbahnübergang sowie falsch eingebaute Aufhängebewehrung eine Rolle, was schließlich in Kombination zum Einsturz führte (vgl. [34]).

Zahlreicher sind die dokumentierten Fälle von Durchstanzversagen, wie unter anderem in [36] und [37] erläutert und in Bild 6 gezeigt wird. Jedoch ist auch hier das Versagen in der Regel nicht auf einen einzelnen Fehler in der Planung oder in der Ausführung, sondern auf eine Kombination verschiedener Fehler, welche schlussendlich zum Kollaps führen, zurückzuführen. So können fehlende oder falsch eingebaute Durchstanzbewehrung, zu tief liegende obere Längsbewehrung auf der Ausführungsseite, falsche Durchstanzlasten oder falsch eingeschätzte Verteilungen der Durchstanzlasten auf der Planungsseite sowie fehlende Prüfung und Erhaltungsmaßnahmen am Tragwerk als Schadensursachen genannt werden.

Das in Bild 6 gezeigte Beispiel des Kollapses der Decke des 1965 errichteten Pipers Row Car Park kann auf vernachlässigte Instandhaltung und eine teilweise fehlerhafte Sanierung zum Zeitpunkt des



a)



b)

Bild 6. Beispiele für Durchstanzversagen a) beim Pipers Row Car Park in Wolverhampton (GB) 1997 und b) bei einer Tiefgarage in Gretzenbach (CH) im Jahr 2004 (aus [37] und [36])

Einsturzes zurückgeführt werden. In [37] wird erläutert, dass zwar die ursprüngliche Bemessung der Tragfähigkeit nach den damals geltenden Normen eingehalten wurde, jedoch gewisse Einflüsse, wie etwa stützennahe Öffnungen in der Decke, vernachlässigt wurden. Letztendlich führte das Versagen eines einzelnen Durchstanzbereichs zu einer Kettenreaktion, wodurch ein etwa $15\text{ m} \times 15\text{ m}$ großer Deckenbereich mit 8 Stützen versagte. Glücklicherweise kam es hier zu keinen Personenschäden.

Auch das Durchstanzversagen stellt, wie das Querkraftversagen, ein sprödes Versagen dar. Das Schadensausmaß kann, durch die Möglichkeit eines progressiven Kollapses infolge von Lastumlagerungen von versagenden Stützenköpfen hin zu benachbarten Stützen und deren anschließendem Versagen, bis zum Gesamteinsturz führen.

3 Anforderungen an ein Verstärkungssystem

Die diskutierten Defizite und Schadensfälle zeigen, dass es für eine Vielzahl an Tragwerken Bedarf an Verstärkungsmöglichkeiten für nachträgliche Querkraft-, Durchstanz- oder Biegeverstärkungen gibt. Diese Verstärkungsmöglichkeiten sollen hinsichtlich Wirtschaftlichkeit, Einbaubarkeit und Verstärkungswirkung gewisse Anforderungen erfüllen, die sich in den folgenden Punkten zusammenfassen lassen:

- *Hohe Traglaststeigerung:* Ein Verstärkungssystem sollte aus Gründen der Wirtschaftlichkeit zu möglichst hohen Traglaststeigerungen bei geringem Material- und Arbeitsaufwand führen. Die Verstärkungselemente sollten dabei möglichst bis zu ihrer Tragfähigkeit ausgenutzt werden können. Zudem sollten Verstärkungselemente in verschiedenen geometrischen Abmessungen für den planenden Ingenieur zur Verfügung stehen, um einen materialschonenden Einsatz in Abhängigkeit des zu verstärkenden Bauteils gewährleisten zu können.
- *Versagen mit Ankündigung:* Querkraft- oder Durchstanzversagen ohne Schubbewehrung sind durch sehr sprödes Versagen geprägt, was durch den Einsatz einer Verstärkung möglichst vermieden werden soll. Es muss das duktile Versagen mit Ankündigung durch Rissbildung angestrebt werden, welches Schadensfälle an Tragwerken frühzeitig anzeigt. Nur damit können Schädigungen am Tragwerk im Zuge von Inspektionen erkannt und eventuelle Maßnahmen rechtzeitig ergriffen werden.
- *Geringe Störung des Tragwerks:* Die Verstärkung selbst und deren Einbau muss für das Tragwerk eine möglichst geringe Störung der bestehenden Tragstruktur darstellen. So muss etwa bei eingebohrten Systemen eine Schädigung von vorhandener Bewehrung bei der Erstellung der Bohrlöcher soweit wie möglich vermieden werden. Dies kann über entsprechende Planung der Verstärkung auf Basis der vorhandenen Bewehrungspläne und durch zerstörungsfreie Ortung der vorhandenen Bewehrung am Tragwerk gelingen. Dazu muss das Verstärkungssystem auch über die nötige Flexibilität verfügen, um vor Ort am Tragwerk einzelne Setzpunkte der Verstärkung entsprechend der vorgenommenen Ortung der Bewehrung anpassen zu können.
- *Mechanisches Tragssystem:* Die Wirkung der Verstärkungselemente sollte möglichst auf einer mechanischen Tragwirkung beruhen, um so unempfindlich gegenüber Ausführungsungenauigkeiten beim Einbau der Verstärkung zu sein. Rein geklebte Verstärkungen können bei einer unzureichenden Reinigung des Klebegrunds

nicht die volle Tragfähigkeit aufbauen. Zudem ist bei den meisten geklebten Systemen die Tragfähigkeit des Klebers bei höheren Temperaturen deutlich abgemindert. Nach [38] liegt die Glasübergangstemperatur bei normalen Epoxid-Bauklebern bei 50 °C bis maximal 100 °C, womit bereits bei diesen relativ geringen Temperaturen die Tragfähigkeit der Klebeverbindung abnimmt. *Eligehausen* et al. [39] geben für übliche Klebesysteme eine Resttragfähigkeit von nur 70% bei Temperaturen von 80 °C an. Für solche rein verklebten Verstärkungen muss somit für den Lastfall Brand stets ein separater Brandschutz angeordnet werden, um die Temperaturen am Verstärkungselement unter diesem kritischen Bereich zu halten (vgl. z. B. [36]).

- *Kraftschlüssige Verbindung der Biegedruck- und Biegezugzone:* Für eine gute Tragwirkung speziell bei nachträglichen Querkraftverstärkungen ist es entscheidend, dass die Biegedruckzone und die Biegezugzone möglichst kraftschlüssig verbunden werden und somit das Tragverhalten einer Bügelbewehrung oder besser einer Kopfbolzenbewehrung erreicht werden kann. Dies gestaltet sich bei nachträglich installierten Verstärkungen häufig schwierig. Speziell bei Plattenbalkentragwerken kann bei extern angebrachter Verstärkung eine Verankerung in der Platte nicht oder nur mit beträchtlichem Aufwand hergestellt werden. Bei ein- oder durchgebohrten Systemen kann dies einfacher erzielt werden, wobei hier Augenmerk auf das Durchdringen der oberen Bewehrungslage bei Installation von unten gelegt werden muss. Durchgebohrte Systeme haben häufig den Nachteil, dass eine Zugänglichkeit zur Tragstruktur von der Ober- und Unterseite gegeben sein muss.
- *Schnelle und einfache Installation:* Eine schnelle und einfache Installation mit geringem Arbeitsaufwand ist unter wirtschaftlichen Gesichtspunkten entscheidend für ein effizientes Verstärkungssystem. Der Einbau der Verstärkung sollte dabei möglichst von einer Tragwerksseite unter Aufrechterhaltung des Verkehrs erfolgen. Durch den Einbau von der Unterseite kann vermieden werden, dass Fahrbahn- oder Fußbodenaufbauten auf den Tragwerken entfernt werden müssen, was weitere aufwendige Arbeiten und Kosten verursacht.
- *Sofortige Belastbarkeit:* Um einen Einbau unter laufendem Betrieb oder unter Verkehr zu ermöglichen, muss eine Verstärkung sofort nach Einbau belastbar sein. Bei verklebten Verstärkungen muss eine Aushärtezeit des Klebers beachtet werden, welche üblicherweise von den Umgebungstemperaturen abhängig ist. Ein Einbau bei niedrigen Temperaturen, etwa im Win-

ter ist somit teilweise nicht möglich. Verstärkungen, welche auf dem Tragprinzip des Formschlusses beruhen, sind hingegen üblicherweise sofort belastbar.

- *Wenige Anbauteile:* Um eine Reduzierung des Lichtraums unter dem Tragwerk zu vermeiden, sollte eine Verstärkung möglichst keine oder nur sehr kleine Anbauteile an der Außenseite des Tragwerks haben, welche den nutzbaren Bereich unter dem zu verstärkenden Bauteil reduzieren. Auch aus gestalterischer Sicht ist es häufig erforderlich, kleine Anbauteile auszuführen, um den Gesamteindruck eines Bauwerks nicht durch Anbauteile zu stark zu beeinflussen.

4 Wirkungsweise von Betonschrauben

Betonschrauben wurden zu Beginn der 1990er-Jahre entwickelt und werden seitdem vermehrt im Bauwesen als Befestigungselemente im gerissenen und ungerissenen Beton eingesetzt. Somit stellen Betonschrauben ein relativ junges Ankersystem dar, welches jedoch durch die zunehmende Bedeutung kontinuierlich weiterentwickelt wurde und mit immer größeren Durchmessern angeboten wird, um höhere Lasten verankern zu können. Betonschrauben sind derzeit mit Nenndurchmessern von $d_0 = 5$ mm bis $d_0 = 14$ mm für die Verwendung als Deckenabhängler (5 mm – 6 mm) oder als Einzelbefestigung (8 mm – 14 mm) von verschiedenen Herstellern zugelassen (vgl. Zulassungen [40–43]).

Betonschrauben bestehen aus einem Gewindeabschnitt, bei welchem die vordersten Gewindegänge mit speziellen gehärteten Zähnen versehen sind. Beim Einbau werden die Schrauben in ein zylindrisches, gereinigtes Bohrloch mit einem geringeren Nenndurchmesser d_0 als der Außendurchmesser des Gewindes eingedreht. Durch die damit entstehende mechanische Verzahnung wird ein sehr robustes Tragsystem erzeugt, welches auch gegen Ausführungsfehler wie unzureichende Reinigung des Bohrlochs relativ unempfindlich ist.

Als Weiterentwicklung werden mittlerweile auch sogenannte Verbundankerschrauben angeboten, mit Nenndurchmessern von bis zu $d_0 = 22$ mm. Bild 7

zeigt etwa zwei Betonschrauben mit Nenndurchmessern von $d_0 = 16$ mm und $d_0 = 22$ mm mit einem metrischen Anschlussgewinde. Bei diesen Schrauben wird vor dem Eindrehen der Schraube zusätzlich ein Verbundmörtel in das gereinigte Bohrloch injiziert, welcher den Ringspalt zwischen der Schraube und der Bohrlochwandung verfüllt und damit zu einer höheren Tragfähigkeit führt, das Eindringen von Feuchtigkeit in den Spalt verhindert und so die Dauerhaftigkeit steigert.

Diese Schrauben werden in leicht abgewandelter Form für die nachträgliche Verstärkung von Stahl- und Spannbetontragwerken eingesetzt, wie nachfolgend gezeigt wird.

4.1 Tragwirkung der Betonschraubanker

Beim Eindrehvorgang schneiden sich die Gewindegänge der Schraube in die Bohrlochwandung und erzeugen dabei eine formschlüssige Verbindung zwischen Schraube und Beton, wie in Bild 8 ersichtlich ist. Das Tragverhalten ist somit mit jenem eines Hinterschnittdübels zu vergleichen, wobei bei Verwendung der Betonschrauben auf den zusätzlichen Arbeitsvorgang der Erstellung des Hinterschnitts verzichtet werden kann. Das Schneidgewinde der Schraube erzeugt den Formschluss beim Eindrehvorgang selbst. Der Eindrehvorgang erfolgt bei Betonschrauben meist mittels Tangentialschlagschraubern, welche an einem Sechskant am oberen Schraubenende angreifen.

Durch die mechanische Verzahnung, welche das Betonschneidgewinde am vorderen Ende der Schraube beim Eindrehen mit der Bohrlochwandung eingeht, entsteht ein sehr robustes mechanisches Tragsystem auf Basis des Formschlusses, welches im Vergleich zu reinen Klebeankern unempfindlich gegenüber ungenügender Bohrlochreinigung oder hohen Temperaturen ist. Wesentliche Vorteile stellen auch die sofortige Belastbarkeit des Systems und die Unempfindlichkeit gegenüber niedrigen Temperaturen beim Einbau der Anker sowie die konzentrierte Lastenleitung am Schraubenende dar.

Untersuchungen zum Tragverhalten von Schraubdübeln wie etwa in [44] zeigen, dass Betonschrauben für die Einleitung von Zuglasten im gerissenen



Bild 7. Betonschrauben mit Nenndurchmesser $d_0 = 16$ mm und $d_0 = 22$ mm und metrischem Anschlussgewinde M16 bzw. M24 sowie Sechskant zum Eindrehen

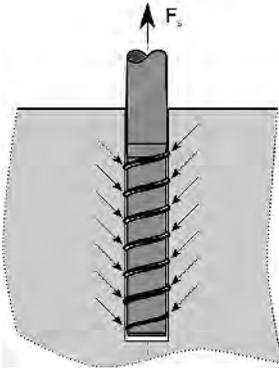


Bild 8. Tragwirkung der Betonschrauben im Bohrloch unter Zugbeanspruchung F_s (aus [18])

und ungerissenen Beton sehr gut geeignet sind und sich durch ein steifes Verankerungsverhalten auszeichnen. Der Versagensmechanismus von Betonschrauben stellt sich bei geringen Ankertiefen h_{ef} als kegelförmiger Betonausbruch ein. Hier kommt es somit zu einer Überschreitung der Betonzugfestigkeit und nicht der Verbundtragfähigkeit. Bei zunehmender Verankerungstiefe h_{ef} stellt sich ein kombiniertes Versagen aus Herausziehen des vorderen Bereichs des Schraubgewindes und einem Ausbruch eines oberflächennahen Betonkegels bei Zugbeanspruchung ein. Die Höchstlast von Betonschrauben wird in [44] mit etwa 80% der Versagenslasten von vergleichbaren Spreiz- oder Hinterschnittdübeln angegeben.

4.1.1 Verbundankerschrauben

Eine Weiterentwicklung der Betonschrauben stellen sogenannte Verbundankerschrauben dar. Bei diesen Schrauben wird vor Eindrehen der Schraube in das Bohrloch ein zusätzlicher Verbundmörtel in das Bohrloch injiziert, welcher den Ringspalt zwischen Schraube und Bohrlochwandung verfüllt, wie in Bild 9 dargestellt.

Durch die Ringspaltverfüllung kann die Verbundankerschraube im Vergleich zu einer konventionellen Betonschraube aufgrund der zusätzlich zum Hinterschnitt wirkenden Klebewirkung größere Zugkräfte in den Beton übertragen. Ein Vergleich von experimentell ermittelten Auszugslasten zwischen geklebten und unverbundenen Schrauben wird in Abschnitt 4.1.2 gezeigt.

Durch den zusätzlichen Einsatz des Verbundklebers auf Vinyllesterbasis ist beim Einbau der Verbundankerschrauben eine Bohrlochreinigung als zusätzlicher Arbeitsschritt vorzunehmen. Gegenüber rein geklebten Ankersystemen kann jedoch der große

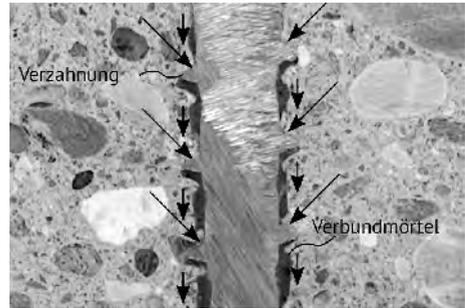


Bild 9. Tragwirkung der Verbundankerschraube im Bohrloch

Vorteil der sofortigen Belastbarkeit sowie der Resttragfähigkeit bei größeren Temperaturen (z. B. Lastfall Brand) aufgrund des mechanischen Hinterschnitts hervorgehoben werden.

Verbundankerschrauben sind als Anker Elemente durch das Deutsche Institut für Bautechnik bauaufsichtlich zugelassen (vgl. [45]) und können mit Nenndurchmessern bis zu $d_0 = 22$ mm eingesetzt werden. Ein Hauptanwendungsgebiet dieser Schrauben stellt derzeit die Befestigung von Lärmschutzwandstehern oder die Verankerung von dynamisch belasteten Brückenkappen auf Brückenbauwerken der Deutschen Bahn dar, weswegen die in Bild 7 gezeigten Verbundankerschrauben auch eine Zulassung des deutschen Eisenbahnbundesamtes besitzen [46]. Darin ist auch eine dynamische Beanspruchung der Schrauben mit bis zu 5 Mio. Lastwechseln abgedeckt, wobei der Bemessungswert der maximalen Spannungsschwingbreite mit $\Delta\sigma_s = 60$ N/mm² bei dynamischer Zugbeanspruchung festgelegt wird.

4.1.2 Verbundversuche mit Verbundankerschrauben

An der Universität Innsbruck wurde in mehreren Versuchsreihen der Einfluss der Gewindelänge von Verbundankerschrauben auf die aufnehmbare Zuglast in Verbund-Schlupf-Versuchen untersucht. Dabei wurden die Gewindelänge der in Bild 7 gezeigten Betonschrauben variiert und Auszugsversuche in verschiedenen Betonfestigkeiten in geklebter und ungeklebter Installationsweise der Schrauben durchgeführt.

Bild 10 zeigt die erzielten Traglasten der Verbundankerschrauben mit $d_0 = 22$ mm bei variabler Verbundlänge l_b des Betonschneidengewindes bei einer Setztiefe von $h_{ef} = 170$ mm. Es ist zu erkennen, dass ab einer Gewindelänge von 80 mm bei Beton geringer Festigkeit keine wesentliche Traglaststei-

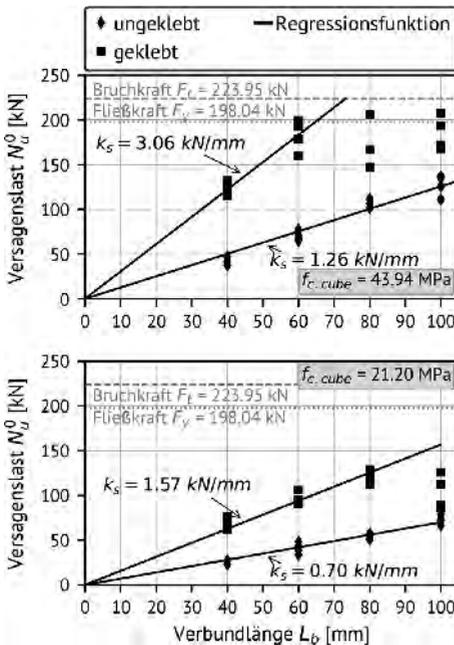


Bild 10. Erreichte Traglasten der durchgeführten Verbund-Schlupf-Versuche bei variabler Gewindelänge und in geklebter und ungeklebter Installationsweise der Verbundankerschrauben

gerung in den Versuchen erzielt werden konnte. Bei höheren Betonfestigkeiten und geklebter Installation wird hingegen die Fließgrenze des Stahls erreicht und es kommt zu einem Stahlversagen, wie auch in [47] detailliert beschrieben wird. Bei voller Verbundlänge von $l_b = 100 \text{ mm}$ wurden bei ungeklebter Installation Traglasten von etwa 65% der Traglasten bei geklebter Installation erzielt. Die hohe Resttragfähigkeit der Verbundankerschrauben, auch im Falle eines Ausfalls der Klebeverbindung, ist somit deutlich erkennbar.

Bild 10 zeigt außerdem, dass näherungsweise ein linearer Zusammenhang zwischen der Verbundlänge l_b und der Versagenslast N_u^0 besteht. Die Messungen von Dehnungen im Verbundbereich der Schrauben mit $d_0 = 22 \text{ mm}$ zeigen, dass die Verbundspannung entlang des Betonschneidegewindes in guter Näherung als konstant angesetzt werden kann (vgl. [47]). Die Verbundspannungen sind dabei für die verschiedenen untersuchten Gewindelängen bei geklebter Installation konstant bei etwa $\tau_b = 20 \text{ MPa}$ (bei $f_{c,cube} = 44 \text{ MPa}$) und $\tau_b = 10 \text{ MPa}$ (bei $f_{c,cube} = 21 \text{ MPa}$). Die Verbundspannungen liegen in den durchgeführten Versuchen somit etwa

bei 50% der mittleren Würfeldruckfestigkeit $f_{c,cube}$ des Betons. Es kann damit bestätigt werden, dass der Verbundbereich der Verbundankerschrauben ein ähnliches Tragverhalten wie konventionelle Bewehrung mit Rippen aufweist, wobei die Verbundspannungen von gerippter Bewehrung bei etwa 20% der Betondruckfestigkeit liegen (vgl. [48]). Durch den vergrößerten Hinterschnitt ist bei Verbundankerschrauben somit auf kürzere Verbundlänge eine größere Kraftübertragung im Vergleich zu konventioneller Bewehrung möglich.

4.2 Einbau der Betonschrauben

Einen wesentlichen Vorteil der Betonschrauben als nachträgliches Verstärkungselement gegenüber anderen Verstärkungssystemen stellt die sehr schnelle und einfache Installation dar. Das Bohrloch kann durch konventionelles Hammer- oder Kernbohren im Bauteil erstellt werden (vgl. [45]).

Durch vorher durchgeführte Detektion der vorhandenen Bewehrung mittels zerstörungsfreier Prüfverfahren wie etwa Ultraschallecho, Wirbelstromverfahren oder Impulsradar kann eine Beschädigung dieser Bewehrung vermieden werden. Das Tragverhalten von Betonschrauben hängt wesentlich vom Bohrlochdurchmesser ab [44]. Daher ist für die Erstellung des Bohrlochs ein Hammerbohrer mit Prüfmarke vorgesehen und in den Zulassungen der maximal zulässige Bohrerschneidendurchmesser d_{cut} definiert.

Bild 11 zeigt den Ablauf des Einbaus der Verbundankerschrauben. Nach dem Erstellen des Bohrlochs mittels konventionellem Bohrverfahren wird das Bohrloch durch Aussaugen bzw. Ausblasen vom Bohrmehl befreit, anschließend viermal durch Ausbürsten über die gesamte Bohrlochlänge gereinigt und abschließend werden die gelösten Bohrmehlreste durch nochmaliges Ausblasen oder Aussaugen entfernt (vgl. Zulassungen [49–52]). In das gereinigte Bohrloch wird anschließend vom Bohrlochgrund aus der Verbundmörtel injiziert. Beim darauffolgenden Eindrehen der Schraube mittels Tangentialschlagschrauber muss darauf geachtet werden, dass der Verbundmörtel beim Erreichen der vorgesehenen Einschraubtiefe an der Oberfläche austritt, um eine vollständige Verfüllung des Ringspalts über die gesamte Bohrlochlänge zu gewährleisten.

Gemäß den Zulassungen für die nachträgliche Verstärkung mit Verbundankerschrauben [49–52] können Schrauben bis zu einer Länge von 2,1 m als nachträgliche Querkraft- und Durchstanzverstärkung eingesetzt werden. Da bei diesen Bohrlochlängen ein Eindrehen der Schraube über die gesamte Länge und ein vollständiger Hinterschnitt am Bohrlochende nicht gewährleistet werden kann, muss hierfür eine Stufenbohrung erstellt werden, welche



a)



b)



c)



d)

Bild 11. Ablauf des Einbaus der Verbundankerschrauben; a) Hammerbohren, b) Bohrlochreinigung, c) Injizieren, d) Eindrehen

ein korrektes Eindrehen und Verankern ermöglicht. Bei den beiden zugelassenen Schraubendurchmessern von $d_0 = 16 \text{ mm}$ und $d_0 = 22 \text{ mm}$ betragen die Grenzlängen, ab welchen eine Stufenbohrung auszuführen ist, $h_{1,1} = 170 \text{ mm}$ bzw. $h_{1,1} = 210 \text{ mm}$.

4.3 Verbundankerschrauben als Verstärkungselement

Aufgrund der erwähnten Vorteile und des robusten Tragverhaltens eignen sich Verbundankerschrauben sehr gut als nachträglich eingebaute Bewehrung in Stahl- und Spannbetontragwerken. Bei der nachträglichen Querkraft- und Durchstanzverstärkung muss ein Verstärkungselement möglichst gut die Biegezug- und Biegedruckzone umfassen, um eine gute Verstärkungswirkung zu erzielen. Dazu muss über möglichst geringe Längen die Zugkraft aus

dem Beton in die Bewehrung übertragen werden. Bei konventioneller Bügelbewehrung wird dies etwa über die Biegung des Bügels erzielt werden. Aufgrund der lokalen konzentrierten Lastenleitung am Schraubengewinde der Schrauben in den Beton können sehr gute Verstärkungswirkungen erzielt werden, wie nachfolgend gezeigt wird.

Beim Einsatz der Verbundankerschrauben als nachträgliches Verstärkungselement muss die von der Schraube aufgenommene Kraft am hinteren Ende der Schraube wieder in den Beton zurückübertragen werden. Diese Funktion wird durch außenliegende Anbauteile, welche am metrischen Anschlussgewinde an diesem Schraubenende angebracht werden, übernehmen. Bild 12 zeigt die Anbauteile, die gemäß den Zulassungen für die nachträgliche Querkraft- [49, 51] und Durchstanzverstärkung [50, 52]

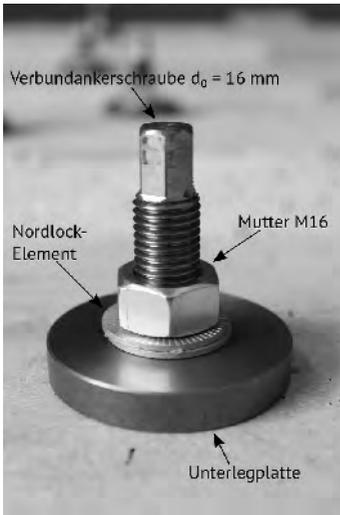


Bild 12. Rückverankerungselemente der Verbundankerschraube beim Einsatz als nachträgliche Querkraft- oder Durchstanzverstärkung

eingesetzt werden. Die Rückverankerung besteht aus einer Unterlegscheibe aus Stahl mit einer Dicke von $t = 10$ mm, welche die Belastung in den Beton überträgt, einer Keilsicherungsfederscheibe (Nordlock-Element), welche ein Lösen der Mutter bei dynamischer Belastung verhindert und über die Wölbung eine gewisse Schiefstellung der Schraube ausgleichen kann, sowie einer konventionellen Mutter, die auf das Anschlussgewinde aufgedreht wird, durch die mittels definiertem Drehmoment eine Vorspannung in der Schraube erzeugt werden kann. Zum Vorspannen ist es erforderlich, dass die Anbauteile an die Schraube unmittelbar nach dem Ein-

drehen der Schraube angebracht werden, um das Vorspanndrehmoment aufzubringen, bevor der Verbundmörtel erhärtet.

Die als nachträgliche Bewehrung eingesetzten Verbundankerschrauben werden aus konventionellem Stahl gefertigt und vom Hersteller mit einer speziellen Zink-Lamellen-Beschichtung versehen, welche versuchstechnisch geprüft wurde. Die mit dieser Beschichtung versehenen Schrauben erfüllen die Anforderungen der Korrosivitätsklasse C5-I gemäß DIN EN 12944-6 für mehr als 50 Jahre. Somit sind die Schrauben auch für den Einsatz in stark korrosiven Umgebungen wie etwa im Sprühnebelbereich auf und unter Brücken ohne Einschränkung geeignet.

5 Nachträgliche Biegeverstärkung in Verbindung mit Verbundankerschrauben

Eine nachträgliche Biegeverstärkung kann nicht direkt durch den Einbau der Verbundankerschrauben erstellt werden, jedoch können die Schrauben etwa als Anker Elemente für eine nachträgliche Bewehrung, welche als externe Bewehrung am Tragwerk angeordnet oder in eine zusätzliche Betonschicht eingebaut wird, verwendet werden. Entsprechende Beispiele werden auch bei den Pilotanwendungen in den Abschnitten 8.4 und 8.5 gezeigt. Die nachträgliche Biegeverstärkung in Verbindung mit Verbundankerschrauben wird dementsprechend auch nicht über die bauaufsichtlichen Zulassungen abgedeckt, sondern muss ingenieurmäßig geplant und bemessen werden.

5.1 Prinzip der Verstärkung mit externer Bewehrung

Im Zuge einer Pilotanwendung wurde geplant, externe Biegebewehrung in Form von Stahllaschen

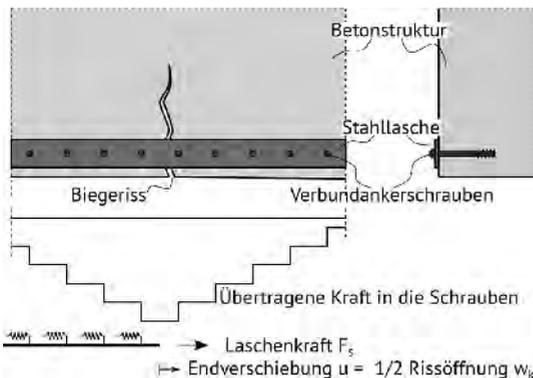


Bild 13. Prinzipskizze der Biegeverstärkung bei Verwendung von Stahllaschen als externe Bewehrung und Verbundankerschrauben als Befestigungselement

mit Verbundankerschrauben an das Tragwerk anzubringen, wie in Abschnitt 8.4 gezeigt wird. Dabei werden die Stahllaschen von außen am Tragwerk in regelmäßigen Abständen mit Verbundankerschrauben befestigt, um so eine kontinuierliche Aktivierung der Stahllaschen bei Auftreten eines Biegemoments zu gewährleisten, wie in Bild 13 dargestellt ist.

Über die Verankerung der Stahllaschen mit Verbundankerschrauben in den Beton ergibt sich eine Verbindung, die im gewissen Ausmaß Verschiebungen zulässt. Über das Prinzip des verschieblichen Verbunds lässt sich, wie in Bild 13 gezeigt wird, eine Verstärkung rechnerisch so auslegen, dass das Zusammenwirken der externen Bewehrung mit der vorhandenen Biegebewehrung die gewünschte Biegetragfähigkeit sicherstellt, ohne dass die Traglast der rissnahen Verbundankerschrauben überschritten wird. Zusätzlich kann über Schraubenstöße der Stahllaschen, welche mittels Drehmoment auf die Schrauben vorgespannt werden, eine Vorspannkraft im Verstärkungselement erreicht werden. Näheres wird für eine Pilotanwendung in Abschnitt 8.4 erläutert. Eine erforderliche Endverankerung der externen Bewehrung an Endauflagern, wo die zu verankernde Zugkraft hinter die Lagerachse zu führen ist, kann ebenfalls mit Verbundankerschrauben erzielt werden.

5.2 Untersuchungen zur nachträglichen Biegeverstärkung

Um die theoretischen Überlegungen zur nachträglichen Biegeverstärkung mit externer Bewehrung in Form von außen angebrachten Stahllaschen, welche mit Verbundankerschrauben an der vorhandenen Struktur befestigt werden, zu prüfen, wurden Biegeversuche durchgeführt.

Bild 14 zeigt einen der durchgeführten Biegeversuche an Stahlbetonbalken. Am Versuchskörper wur-



Bild 14. Biegeversuch mit externer Bewehrung in Form von Stahllaschen und Verbundankerschrauben als Verbindungselement

de unten eine Stahlplatte als externe Bewehrung angebracht, welche mittels Verbundankerschrauben am Versuchskörper befestigt wurde. Die Versuchsergebnisse zeigten, dass das theoretisch erwartete Tragverhalten mit der ausgeführten Verstärkung erreicht werden kann und die Verbundankerschrauben zur Aktivierung der externen Bewehrung und für die Übertragung der dafür erforderlichen Schubkräfte geeignet sind.

6 Querkraftverstärkung

Für die nachträgliche Querkraftverstärkung mit Verbundankerschrauben werden die in Bild 7 gezeigten Schrauben in variabler Länge eingesetzt. Dieses Verfahren ist seit September 2019 durch das Deutsche Institut für Bautechnik allgemein bauaufsichtlich zugelassen (vgl. [49, 51]). Der bauaufsichtlichen Zulassung gingen jahrelange Entwicklungen und Forschungen an der Universität Innsbruck, Arbeitsbereich Massivbau und Brückenbau, voraus (vgl. [12, 14, 16–18, 53]), die nachfolgend vorgestellt werden.

6.1 Prinzip der Verstärkung

Die grundlegende Idee des Einsatzes von Verbundankerschrauben als nachträgliche Querkraftverstärkung beruht darauf, die fehlende Schubbewehrung durch eingebohrte Schrauben zu ergänzen beziehungsweise zu ersetzen. Dazu sollen die Betonschrauben analog zu Bügelbewehrung oder Doppelkopfholzen die Biegezugzone und die Biegedruckzone miteinander verbinden und so die vorhandenen geneigten Hauptzugspannungen in der Schubzone im Falle der Schubrissebildung aufnehmen. Wie in Abschnitt 4 gezeigt, wird dabei die Kraft am vorderen Ende der Schraube über das Verbundgewinde in die Schraube eingeleitet und am hinteren Ende der Schraube über die in Abschnitt 4.3 beschriebenen Bauteile rückverankert.

Bild 15 zeigt das beschriebene System der Querkraftverstärkung mit Betonschrauben. Die Schrauben sollen dabei als nachträglich eingebrachte Bewehrung wirken und die auftretenden Querkräfte aufnehmen. Auftretende Biegeschubrisse werden somit von der Schraubenbewehrung überbrückt und die beiden Rissufer kraftschlüssig miteinander verbunden. Erst bei weiterer Belastungssteigerung und damit einhergehendem Risswachstum in Richtung der Biegedruckzone kommt es zu einer Schädigung des Verankerungsbereichs der Schraube, was anschließend zum Versagen führt, welches jedoch bei deutlich erhöhten Traglasten gegenüber dem unverstärkten Vergleichsträger eintritt. Dies wird in den nachfolgenden Abschnitten anhand der durchgeführten Querkraftversuche näher gezeigt.

Die Verbundankerschrauben können von der Tragwerksunterseite in das zu verstärkende Bauteil ein-

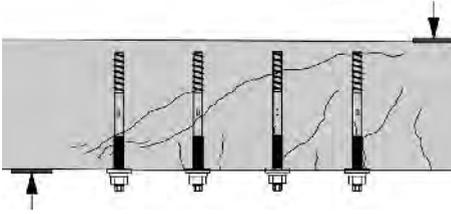


Bild 15. Prinzip der nachträglichen Querkraftverstärkung mit Betonschrauben (aus [18])

gebaut werden. Durch die sofortige Belastbarkeit aufgrund des mechanischen Verbunds der Schrauben kann die Installation unter Aufrechterhaltung der Nutzung auf der Oberseite erfolgen, was gerade bei der Verstärkung von Brückentragwerken einen wesentlichen Vorteil gegenüber Systemen darstellt, für die bei der Installation des Systems die Ober- und Unterseite des Tragwerks zugänglich sein müssen oder für die Erschütterungen des Tragwerks während der Aushärtezeit eines Klebstoffs nicht zulässig sind.

6.2 Wissenschaftliche Untersuchungen

Um die Eignung von Verbundankerschrauben als nachträgliche Querkraftverstärkung nachzuweisen und den Einfluss von einzelnen Parametern auf die Verstärkungswirkung bestimmen zu können, wurden bis zum Erreichen der bauaufsichtlichen Zulassung insgesamt 63 Querkraftversuche mit nachträglich eingebauten Betonschrauben als Querkraftbewehrung durchgeführt. Während die ersten drei Versuchsreihen mit dem Ziel die generelle Eignung nachzuweisen durchgeführt wurden, wurden in den folgenden Reihen gezielt einzelne Parameter untersucht.

6.2.1 Versuchskörper und Versuchsaufbau

Die ersten drei Versuchsreihen wurden zwischen 2013 und 2016 an der Technischen Versuchs- und

Forschungsanstalt der Universität Innsbruck durchgeführt. Es handelte sich dabei um 4-Punkt-Biegeversuche an Stahlbetonbalken mittels einer servohydraulischen Prüfmaschine.

Bild 16 zeigt die Geometrie der Versuchskörper. Die gewählte Schubschlantheit betrug $a/d = 3,45$. Alle Versuchskörper der Querkraftversuche wurden aus Transportbeton der Festigkeitsklasse C25/30 gefertigt.

Alle Versuche wurden weggesteuert bis zum Versagen belastet, wobei kontinuierlich Verschiebung und Kraft des Hydraulikzylinders aufgezeichnet wurden, ebenso wie die Verformung des Trägers über induktive Wegaufnehmer. Zusätzlich wurden an einigen Schrauben Dehnmessstreifen appliziert, um die jeweilige Belastung der Schraube zu erfassen. Außerdem wurde über photogrammetrische Messverfahren die Dehnung in den Schubbereichen der Träger erfasst und so die Schubrißbildung kontinuierlich aufgezeichnet.

6.2.2 Versuchsergebnisse

Im Folgenden werden einige Ergebnisse der insgesamt 32 Versuche umfassenden Testserien vorgestellt. Detaillierte Ergebnisse zu allen Versuchen können der Literatur [12, 53, 54] entnommen werden.

In den Querkraft-Verformungskurven in Bild 17 sind einige Versuchsergebnisse der ersten durchgeführten Versuchsreihe dargestellt. Es fand ein Referenzversuch ohne Querkraftbewehrung statt, welcher bei einer maximalen Querkraft von $V_{\max} = 66 \text{ kN}$ ein sehr sprödes Versagen zeigte. Demgegenüber wurden zwei Versuche mit relativ hoher konventioneller Bügelbewehrung im Querkraftbereich ($a_{\text{sw}} = 20,9 \text{ cm}^2/\text{m}$ und $a_{\text{sw}} = 10,5 \text{ cm}^2/\text{m}$) durchgeführt. Wie anhand der Versuchskurven in Bild 17 ersichtlich ist, wurde bei beiden Versuchen kein Querkraftversagen erzielt, sondern ein sehr duktiler Versagen infolge Fließens der Biegezugbewehrung erreicht.

Die in Bild 17 dargestellten drei Versuchskurven der Versuche mit nachträglicher Querkraftver-

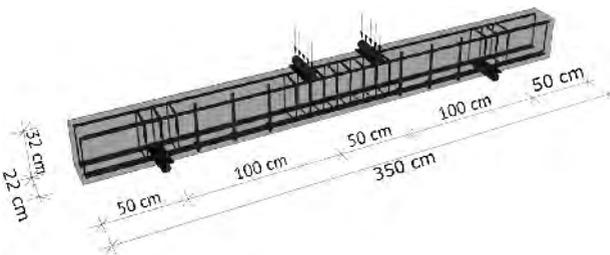


Bild 16. Schematische Darstellung der Versuchskörper der Querkraftversuche

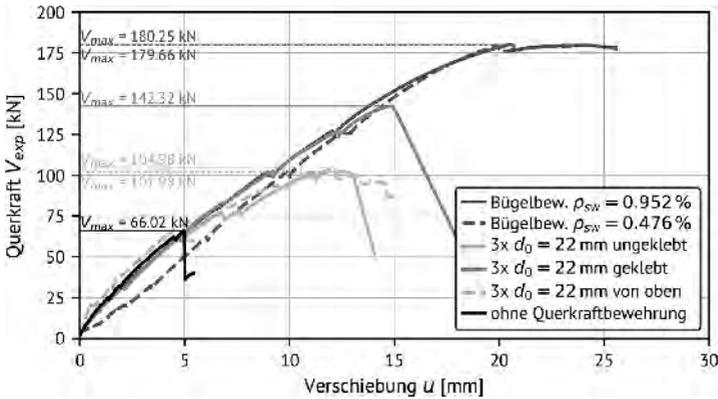


Bild 17. Last-Verformungskurven einiger Querkraftversuche der ersten Versuchsreihe bei variablen Einbauparametern und Verwendung von $3 \times d_0 = 22$ mm Schrauben je Schubbereich

stärkung wurden mit jeweils 3 Schrauben mit einem Nenndurchmesser von $d_0 = 22$ mm durchgeführt, was einer Querkraftbewehrung von $a_{sw} = 13,03 \text{ cm}^2/\text{m}$ entspricht. Es kann erkannt werden, dass in keinem der Versuche ein Biegeversagen auftrat. Jedoch zeigen alle drei dargestellten Versuche deutliche Traglaststeigerungen gegenüber dem Referenzversuch ohne Querkraftbewehrung. Der Versuch mit ungeklebten Schrauben zeigt eine Traglaststeigerung von 59 % gegenüber dem Referenzversuch. Bei Verklebung der Schrauben konnte die Traglast im Versuch noch deutlich stärker um 115 % gegenüber dem Referenzversuch gesteigert werden. Die Kurven zeigen auch das steifere Tragverhalten des Versuchsträgers mit verklebten Schrauben, was letztlich zu kleineren Schubrissöffnungen am Träger führt.

Um den Einfluss der Verankerung der Schraube in der Biegedruck- bzw. Biegezugzone untersuchen zu können, wurden auch Versuche mit von oben in den Versuchsträger eingebauten Schrauben durchgeführt. In Bild 17 ist ein Versuch mit unverklebten von oben eingebauten Schrauben im Vergleich mit dem äquivalenten Versuch mit von unten eingebauten Schrauben dargestellt. Die Abweichung der erreichten Traglasten beträgt ca. 3 % und ist somit vernachlässigbar. Dies bestätigten weitere Versuche mit Variation der Einbaurichtung. Ein Einfluss der Verankerung der Schrauben in der Biegezugzone ist somit nicht erkennbar, solange es zu einem Querkraftversagen bei beschränkten Biegerissbreiten kommt.

6.2.3 Versagensform

Das Versagen der Querkraftversuche mit nachträglich eingebauten Verbundankerschrauben als Quer-

kraftbewehrung ist von einer Störung der Verankerungszone der Betonschrauben durch den aus der Zugzone Richtung Druckzone fortschreitenden Schubriss geprägt, der schließlich die Schraube in ihrem Verankerungsbereich kreuzt (s. a. Bild 15).

Einige der Versuchskörper wurden nach Durchführung der Versuche entlang der Achsen der Verstärkungselemente durchgeschnitten, um das Versagensbild im Inneren der Versuchskörper untersuchen zu können. In Bild 18 ist ein ausgewählter Sägeschnitt dargestellt, in dem das typische Versagensbild sehr gut ersichtlich ist. So kann anhand des Längsschnitts des Probekörpers die die Schrauben kreuzende Schubrissbildung erkannt werden. Dieser typische Biegeschubriss entsteht aus einem Biegeriss in der Nähe des Auflagers und setzt sich mit zunehmender Belastung diagonal über den Schubbereich hin zur Lasteinleitung fort. Kurz vor dem Versagen verläuft der Riss mit relativ flacher Neigung im Bereich der oberen Längsbewehrung hin zur Lasteinleitung.

Es kommt beim Querkraftversagen bei den durchgeführten Versuchen nicht zu einem Plastifizieren der Schrauben, da die Schrauben vor Erreichen der Fließgrenze aufgrund eines Versagens des Ankergrunds ausfallen. Wie in Bild 18 ersichtlich ist, kommt es durch das Fortschreiten des diagonalen Schubrisses zu einer Kreuzung des Risses mit der Schraube in deren Verankerungsbereich. Dadurch wird die Verankerungslänge der Schraube im oberen Rissufer reduziert, was letztendlich zu einem Auszugsversagen des oberen Gewindebereichs der Schraube führt. Zeitgleich konnte beim Versagen in nahezu allen Versuchen ein lokales Betonversagen unter der Unterlegplatte der auflagnächsten Schraube beobachtet werden.





Bild 18. Sängschnitt längs durch einen Versuchskörper nach den durchgeführten Querkraftversuchen (aus [18])

6.2.4 Versuche mit zyklischer Belastung

Um die Eignung des Systems auch für dynamische Belastungen, wie sie etwa bei Brückentragwerken auftreten, untersuchen zu können, wurden im Zuge der ersten und zweiten Versuchsreihe jeweils dynamische Versuche mit zyklischer Belastung von bis zu 5 Mio. Lastwechseln durchgeführt. Die zyklische Belastung wurde dabei mit einer Unterlast von $1/3$ und einer Oberlast von $2/3$ der zu erwartenden Versagenslast und damit deutlich über dem zu erwartenden Gebrauchslastniveau festgelegt. Konkret wurde die Beanspruchung zwischen 70 kN und 140 kN Prüfkraft bei 2 Hz aufgebracht. Vor dem Beginn der dynamischen Belastung wurde eine statische Belastung von 160 kN Pressenkraft aufgebracht, um einen Schubriss zu erzeugen.

Es wurden drei Versuche durchgeführt, wovon zwei Versuche mit drei Schrauben $d_0 = 22$ mm ($a_{sw} = 13,03$ cm²/m) in geklebter und ungeklebter Installationsweise untersucht wurden. Ein Versuch wurde mit sechs Schrauben $d_0 = 16$ mm ($a_{sw} = 13,76$ cm²/m) in geklebter Installation durchgeführt. Zu jedem dynamischen Versuch lief auch ein äquivalenter Versuch mit statischer Belastung. Genauere Informationen und Ergebnisse zu den durchgeführten dynamischen Versuchen können in [53] nachgelesen werden.

In Bild 19 sind die experimentell ermittelten maximalen Querkräfte V_{max} der zyklisch belasteten Versuche den Versuchsergebnissen der äquivalenten statisch belasteten Versuche und den Referenzversuchen ohne Querkraftbewehrung gegenübergestellt. Dabei zeigt sich, dass alle drei dynamischen Versuche im Vergleich zu den identischen Versuchen mit statischer Belastung höhere Versagenslasten erzielen konnten. Bei allen dynamischen Versuchen wurde eine deutliche Zunahme der Balkendurchbiegung infolge der dynamischen Belastung gemessen, welche speziell zu Beginn der zyklischen Belastung (während der ersten 500000 Lastwechsel) sehr stark anwuchs und anschließend deutlich abflachte. Die Verformung des Versuchs mit unverklebten Schrauben infolge dynamischer Last lag bei

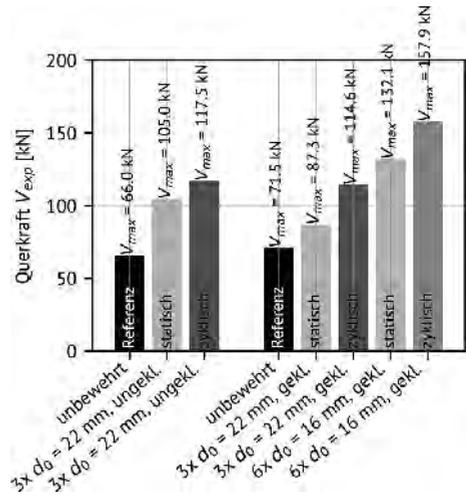


Bild 19. Ermittelte Versagenslasten V_{max} der dynamischen Versuche im Vergleich zu den statischen Versuchen sowie den Referenzversuchen ohne Querkraftbewehrung

ca. 2 mm bei 1,25 Mio. Lastwechseln. Hingegen lag die Verformung bei den Versuchen mit verklebter Verstärkung bei 5 Mio. Lastwechseln bei 2 mm.

Kein Versuch mit dynamischer Belastung versagte im Zuge der zyklischen Belastung. Die Versuche wurden nach Erreichen der vorgesehenen Lastzyklen statisch bis zum Versagen belastet, wobei ein deutlich steiferes Bauteilverhalten gegenüber den rein statisch belasteten Versuchen erkannt werden konnte. Dies wird auf eine Verfestigung im Bereich der Verankerung der Schrauben infolge der zyklischen Belastung zurückgeführt und führt letztlich zu den höheren gemessenen Versagenslasten. Abschließend kann festgehalten werden, dass in den Versuchen keinerlei Einschränkung der Verstärkung mit Betonschrauben infolge dynamischer Belastung erkannt werden konnte.

6.3 Zulassungsversuche

Zur Erlangung der bauaufsichtlichen Zulassung [49, 51] war es erforderlich, weitere Versuche zur Bestimmung des Einflusses einzelner Parameter auf die Verstärkungswirkung durchzuführen. Dazu wurden sowohl Balkenversuche mit unterschiedlichen Balkenhöhen als auch Versuche an Plattenstreifen durchgeführt. Da in der praktischen Anwendung die Verbundankerschrauben schon aus Korrosionsschutzgründen immer in geklebter Installationsweise eingebaut werden sollen, wurden alle Versuche für die Erteilung der bauaufsichtlichen Zulassung mit verklebten Schrauben durchgeführt. Die Durchmesser der Schrauben wurden mit den für die Zulassung vorgesehenen Schraubendurchmessern $d_0 = 16$ mm und $d_0 = 22$ mm gewählt.

6.3.1 Versuche an Balken

In einem ersten Schritt wurden wiederum Balkenversuche durchgeführt, wobei zwei verschiedene Balkenhöhen betrachtet wurden. Versuche mit Balkenhöhen von $h = 32$ cm entsprachen der Konfiguration der bereits durchgeführten Versuche mit einer Schubschlankheit von $a/d = 3,45$. Zusätzlich wurden Versuche mit einer Balkenhöhe von $h = 44$ cm bei identischer Stützweite durchgeführt, was eine Schubschlankheit von $a/d = 2,44$ ergibt. Bild 20 zeigt den Versuchsaufbau der Balkenversuche für die Erteilung der Zulassung.

Neben der Balkenhöhe und dem Schraubendurchmesser wurde im Versuchsprogramm als zusätzlicher Parameter die Setztiefe der Schrauben h_{ef} variiert, wobei unterschieden wurde, ob die Spitze der Schraube auf Höhe der Oberseite der oberen Längsbewehrung ($h_{ef} = 29$ cm bzw. $h_{ef} = 41$ cm in Abhängigkeit der Balkenhöhe) oder unter der oberen Bewehrungslage ($h_{ef} = 26$ cm bzw. $h_{ef} = 38$ cm) angeordnet wird. Dem liegt die Überlegung zugrunde, dass in der praktischen Anwendung bei einem Einbau in das Tragwerk von der Unterseite unter

Aufrechterhaltung der Nutzung auf dem Bauteil es häufig nicht möglich sein wird, die obere Bewehrungslage vollständig zu detektieren und somit eine Beschädigung der oberen Längsbewehrung nicht ausgeschlossen werden kann. In diesem Fall kann der Einbau der Schrauben bis unter die obere Bewehrungslage erfolgen, wobei eine Reduzierung der Traglaststeigerung berücksichtigt werden muss. Um diese Reduzierung quantitativ einordnen zu können, wurden die entsprechenden Versuche mit unterschiedlichen Setztiefen durchgeführt.

Für die einzelnen Versuchsparameter wurden jeweils mindestens drei Einzelversuche durchgeführt, um eine Aussage hinsichtlich der Streuung der Versuche zu erzielen (s. a. Bild 21). Es ist ersichtlich, dass die zusammengehörigen Versuche eine sehr geringe Abweichung in den erreichten Traglasten zeigen. Die Versuchsergebnisse an den Balken mit einer Balkenhöhe von $h = 32$ cm stimmen sehr gut mit den bereits früher durchgeführten Versuchen (s. Abschnitt 6.2) überein. Die erzielte Traglaststeigerung gegenüber den Referenzversuchen lag hier bei etwa 90%, wobei kein wesentlicher Unterschied zwischen den verwendeten Schraubendurchmessern erkannt werden kann. Da für diese Versuchsreihe die Anzahl der Schrauben mit jeweils 3 Stück pro Schubbereich konstant gehalten wurde, variiert die Querkraftbewehrungsmenge bei diesen Versuchen zwischen $a_{sw} = 13,20$ cm²/m und $a_{sw} = 6,88$ cm²/m. Es ist somit erkennbar, dass für diese Probekörpergeometrie durch eine weitere Steigerung der Querschnittsfläche an nachträglicher Verstärkung keine weitere Traglaststeigerung erreicht werden kann.

Deutlich größer fällt dieser Unterschied bei den Versuchen mit den höheren Balken ($h = 44$ cm) aus. Hier unterscheiden sich die erzielten Traglaststeigerungen je nach verwendetem Verstärkungselement um 17%. Generell konnten bei den Versuchen mit größeren Bauteilabmessungen größere Traglaststeigerungen von bis zu 140% gegenüber dem unbewehrten Vergleichsträger erzielt werden (vgl.

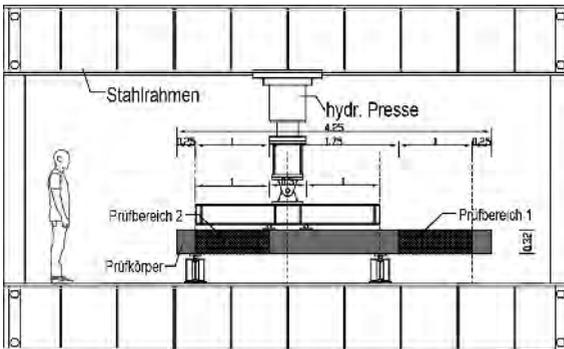


Bild 20. Versuchsaufbau der Balkenversuche mit zwei getrennten Versuchsbereichen an einem Probekörper



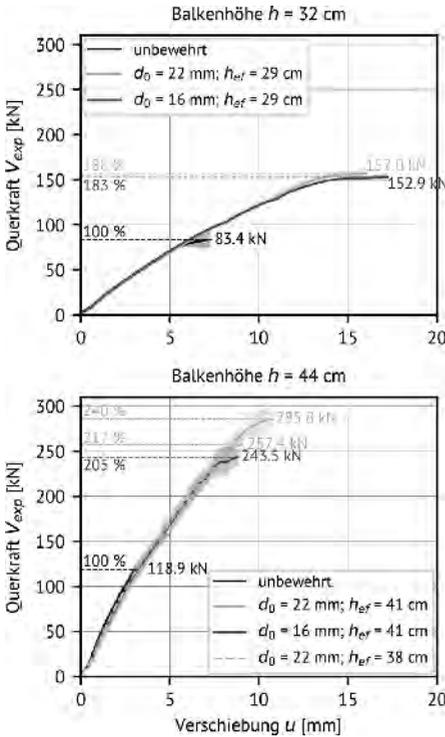


Bild 21. Versuchsergebnisse der durchgeführten Querkraftversuche an Balken zur Erlangung der bauaufsichtlichen Zulassung

Bild 21). Auch ist in diesem Fall der Einfluss der Setztiefe auf die erreichbare Traglaststeigerung bei den Schrauben mit einem Durchmesser von $d_0 = 22$ mm deutlich sichtbar. Bei der Reduzierung der Einbohrtiefe h_{ef} von 41 cm auf 38 cm reduziert sich die erzielbare Traglast um 11%. Dies wurde auch in den nachfolgend vorgestellten Plattenversuchen nochmals bestätigt.

6.3.2 Versuche an Plattenstreifen

Zusätzlich zum Nachweis des Systems an Balken wurde zur Erteilung der bauaufsichtlichen Zulassung auch der experimentelle Nachweis des Systems an Plattenstreifen gefordert. Dafür wurden in Anlehnung an die durchgeführten Balkenversuche Platten mit einer Höhe von $h = 32$ cm und einer Breite von $b = 88$ cm hergestellt.

Aufgrund der Probekörpergeometrie und der damit verbundenen hohen Prüflasten wurde die Versuchsdurchführung an der Universität der Bundeswehr in



Bild 22. Versuchsaufbau der durchgeführten Querkraftversuche an Plattenstreifen an der Universität der Bundeswehr in München

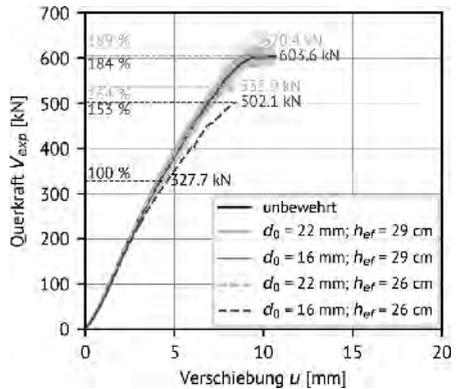


Bild 23. Querkraft-Verformungskurven der durchgeführten Querkraftversuche an Plattenstreifen mit einer Bauteilhöhe von $h = 32$ cm

München an einer servo-hydraulischen Prüfmaschine mit einer Maximallast von 10 MN vorgenommen. Der Versuchsaufbau und der Plattenstreifen sind in Bild 22 dargestellt.

Der Vergleich der Querkraft-Verformungskurven in Bild 23 zeigt, dass anhand der Plattenversuche ein

nennenswerter Unterschied in der erzielbaren Traglaststeigerung bei Verringerung der Einbohrtiefe h_{ef} der Schrauben bis unter die obere Längsbewehrung erkennbar ist. Darüber hinaus ist eine geringe Reduzierung der Traglast bei Verwendung der Verbundankerschrauben mit $d_0 = 16$ mm bei identischer Anzahl, also bei einer deutlichen Reduzierung der Querkraftbewehrungsmenge, ersichtlich. Der Einfluss der Querschnittsfläche an vorhandener Querkraftbewehrung korreliert jedoch bei Verwendung von Betonschrauben als nachträgliche Querkraftbewehrung nicht linear mit der erzielbaren Traglaststeigerung. Dieser Einfluss muss somit auch im Bemessungsmodell berücksichtigt werden, wie im nächsten Abschnitt gezeigt wird.

6.4 Nachweiskonzept

Auf Basis der durchgeführten Versuche wurde für die nachträgliche Querkraftverstärkung ein Bemessungsmodell abgeleitet, welches in die Zulassung (49, 51, 55, 56) aufgenommen wurde. Das Bemessungskonzept basiert, um die Anwendung zu vereinfachen, auf den bekannten Bemessungsmodellen des Eurocode 2 und somit auf der aktuellen Normung für die Stahlbetonbemessung.

Bei der Bemessung der erforderlichen Querkraftverstärkung wird das erweiterte Fachwerkmodell für die Bemessung von Betonstrukturen mit Querkraftbewehrung verwendet. Wie die durchgeführten Versuche gezeigt haben, ist es nicht möglich, die Schrauben bis zur vollen plastischen Tragfähigkeit auszunutzen (vgl. Abschnitt 6.2.3). Das Fachwerkmodell mit variabler Druckstrebenneigung beruht hingegen auf der Annahme der Ausnutzung der vollen Tragfähigkeit der Zug- und Druckstrebe. Die Bemessung der erforderlichen Querkraftbewehrung $a_{sw,erf}$ findet daher etwa für Bügelbewehrung mit dem Bemessungswert der Fließspannung f_{ywd} statt.

Für die Berechnung der erforderlichen Verstärkung mit Verbundankerschrauben muss daher ein Ansatz gewählt werden, welcher das vorzeitige Verankerungsveragen, das in den Versuchen erkennbar war, abbildet. Dafür wird der nach Eurocode 2 variable Druckstrebenwinkel θ bei der Bemessung der

Betonschraubenverstärkung mit $\theta = 45^\circ$ fixiert. Ebenso wird der Winkel der Betonschrauben mit $\alpha = 90^\circ$ gegenüber der Stablingsachse fest definiert, wie Bild 24 zeigt.

Dazu wird eine nutzbare Spannung $f_{ywd,ef}$ der Schraube eingeführt, welche das vorzeitige Versagen der Schraube im Verankerungsbereich vor Erreichen der Fließspannung berücksichtigt. Damit ergeben sich die beiden Bemessungsgleichungen des Fachwerkmodells zu

$$V_{Rd,max} = \frac{1}{2} \cdot b_w \cdot z \cdot \nu \cdot f_{cd} \tag{1}$$

$$V_{Rd,s} = a_{sw} \cdot z \cdot f_{ywd,ef} \tag{2}$$

Der Nachweis der Betondruckstrebe $V_{Rd,max}$ des Fachwerkmodells wird unter Berücksichtigung dieser beiden Winkel unverändert zu den Regelungen des Eurocode 2 geführt. Der Nachweis der Zugstrebe, also der erforderlichen Verstärkung, erfolgt ebenfalls mit der Gleichung des Eurocode 2 bei Beachtung der beiden genannten Winkel. Allerdings wird anstelle des vollen Bemessungswerts der Streckgrenze der Querkraftbewehrung eine effektive ausnutzbare Spannung der Schrauben $f_{ywd,ef}$ in der Bemessung verwendet.

Zur Ermittlung der anrechenbaren Spannung der Schrauben $f_{ywd,ef}$ wurden die Versuchsergebnisse der durchgeführten Querkraftversuche herangezogen und in vier Gruppen zusammengefasst. Dabei wurde eine Unterscheidung hinsichtlich des Schraubendurchmessers ($d_0 = 16$ mm und $d_0 = 22$ mm) und der Verankerungstiefe (auf Höhe der Oberkante der oberen Bewehrung oder unter der oberen Bewehrung) vorgenommen. Zusätzlich muss im Bemessungsmodell der Umstand abgebildet werden, dass mit Zunahme der Menge an eingebauten Betonschrauben die Querkrafttragfähigkeit nicht in dem gleichen Ausmaß zunimmt und die Tragfähigkeit nur bis zu einer gewissen Grenze gesteigert werden kann. Für die Versuche mit Schrauben $d_0 = 16$ mm wurden verschiedene Bewehrungsgrade untersucht. Daraus konnte durch eine lineare Ausgleichsgerade der Zusammenhang zwischen dem mechanischen Querkraftbewehrungsgrad ω_w und

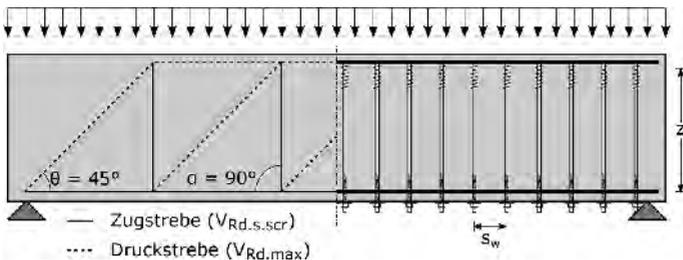


Bild 24. Angesetzte Vereinfachungen für das Bemessungsmodell der nachträglichen Querkraftverstärkung mit Betonschrauben auf Basis des Fachwerkmodells

Tabelle 1. Aus den Versuchen abgeleitete c_1 - und c_2 -Faktoren zur Berechnung der nutzbaren Spannung der Schrauben in Abhängigkeit vom Schraubendurchmesser und der Setztiefe

Schraubendurchmesser	Spannungsdurchmesser	Setztiefe	Faktor c_1	Faktor c_2
$d_0 = 16 \text{ mm}$	$d_{k,1} = 14,8 \text{ mm}$	über Bew.	0,3925	0,046
		unter Bew.	0,3130	
$d_0 = 22 \text{ mm}$	$d_{k,1} = 20,5 \text{ mm}$	über Bew.	0,4097	
		unter Bew.	0,2384	

der bezogenen experimentellen Querkrafttragfähigkeit V_{EXP} hergestellt werden. Durch Umformen dieses Zusammenhangs und unter Berücksichtigung der Gl. (2) kann eine Beziehung für die Ermittlung der nutzbaren Spannung $f_{\text{ywd,ef}}$ mit

$$f_{\text{ywd,ef}} = c_1 \cdot \frac{f_{\text{ywk}}}{\gamma_s} + c_2 \cdot \frac{1}{\rho_{\text{sw}}} \cdot \nu \cdot f_{\text{cd}} \leq \frac{f_{\text{ywk}}}{\gamma_s} \quad (3)$$

formuliert werden.

Der darin enthaltene Faktor c_1 berücksichtigt dabei den gewählten Schraubentyp und die Setztiefe der Schraube. Der Faktor c_2 berücksichtigt den Traganteil des Betons in Abhängigkeit des gewählten Querkraftbewehrungsgrads ρ_{sw} . Die beiden Faktoren wurden aus den Versuchsergebnissen abgeleitet, wobei für jede Versuchsgruppe der 5%-Quantilwert der Tragfähigkeit ermittelt wurde und daraus die in Tabelle 1 aufgeführten c_1 - und c_2 -Werte abgeleitet wurden.

Die Bemessung erfolgt somit durch Wahl eines Schraubentyps und des damit verbundenen Durchmessers d_0 und der gewünschten Setztiefe in Relation zur oberen Bewehrungslage des zu verstärkenden Bauteils. Anschließend muss für einen ersten Berechnungsschritt ein Achsabstand der Schrauben gewählt werden, aus welchem sich zusammen mit dem Spannungsdurchmesser der Schrauben $d_{k,1}$ der Querkraftbewehrungsgrad ρ_{sw} ergibt. Mithilfe dieses Querkraftbewehrungsgrads kann anschließend mit Gl. (3) die nutzbare Spannung $f_{\text{ywd,ef}}$ und daraus aus Gl. (2) die Querkrafttragfähigkeit des zu verstärkenden Bauteils ermittelt werden. Aufgrund des vorab gewählten Querkraftbewehrungsgrads kann eine Iteration des Verfahrens für eine wirtschaftliche Bemessung erforderlich werden, wie das Bemessungsbeispiel in Abschnitt 6.5 zeigt.

Die Einhaltung des im Eurocode 0 geforderten Sicherheitsniveaus des abgeleiteten Bemessungsmodells kann anhand der Nachrechnung der durchgeführten Versuche verifiziert werden. Der Teilsicherheitsbeiwert für den Stahl wird unverändert gemäß Eurocode 2 mit $\gamma_s = 1,15$ angesetzt, womit sich unter Berücksichtigung der charakteristischen Fließspannung der Schraube $f_{\text{ywk}} = 500 \text{ N/mm}^2$ der

Bemessungswert ableiten und der Zusammenhang zwischen dem charakteristischen und dem Bemessungsniveau herstellen lässt. Bild 25 zeigt die Verteilung der Nachrechnung der Versuche bezogen auf die experimentell ermittelten Traglasten auf charakteristischem Niveau und Bemessungsniveau. Es ist ersichtlich, dass der geforderte Grenzwert des Eurocode 0 hinsichtlich eines 5%-Fraktilwerts größer als 1 auf charakteristischem Niveau ebenso eingehalten wird wie der 0,1%-Fraktilwert für das Bemessungsniveau. Das Bemessungsmodell genügt damit dem semi-probabilistischen Sicherheitskonzept des Eurocodes.

Um die erzielbare Traglaststeigerung auf einen Maximalwert zu beschränken, wurde ein indirekter Grenzwert über minimale Längsabstände $s_{l,\text{max}}$ und minimale Querschabstände $s_{t,\text{max}}$ der Schrauben definiert. Diese Grenzwerte betragen 20 cm (für $d_0 = 22 \text{ mm}$) und 14 cm (für $d_0 = 16 \text{ mm}$). Damit wird der maximale Querkraftbewehrungsgrad, welcher mit Schrauben abgedeckt werden kann, mit $\rho_{\text{sw,max}} = 0,83\%$ bzw. $\rho_{\text{sw,max}} = 0,88\%$ begrenzt.

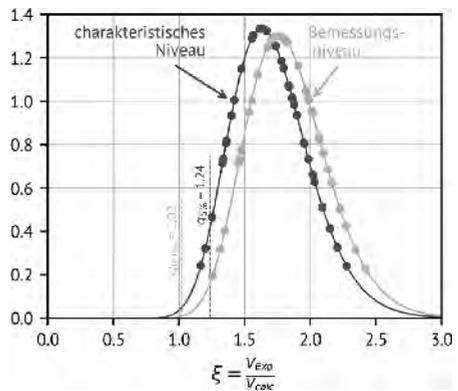


Bild 25. Verteilung der Relation des Ergebnisses der Nachrechnung der durchgeführten Versuche mit dem abgeleiteten Bemessungsmodell zum Versuchsergebnis und Überprüfung der Einhaltung des Sicherheitsniveaus auf charakteristischem Niveau und Bemessungsniveau

Durch Einsetzen dieser Grenzwerte in Gl. (3) ergeben sich die Mindestwerte der ausnutzbaren Spannung der Schrauben. Eine erforderliche Traglaststeigerung, welche diesen Querkraftbewehrungsgrad überschreitet, kann von einer Verstärkung mit Schrauben nicht abgedeckt werden. Ebenfalls ist eine gemeinsame Berücksichtigung von vorhandener Querkraftbewehrung und nachträglich eingebauten Betonschrauben aufgrund der fehlenden Versuchsdaten nicht bauaufsichtlich zugelassen (vgl. [49, 51]). Die einwirkende Querkraft im Bauteil muss entsprechend vollständig über eine Verstärkung mit Betonschrauben abgedeckt werden, wie das nachfolgende Bemessungsbeispiel zeigt.

6.5 Beispielberechnung

Am folgenden Beispiel soll die Bemessung einer nachträglichen Querkraftverstärkung mittels Betonschrauben gemäß bauaufsichtlicher Zulassung [49, 51] demonstriert werden. Es wird eine einfeldrige Plattenbrücke betrachtet und die erforderliche Verstärkung rechnerisch ermittelt. Dazu wurde im Vorfeld das System mittels eines Finite-Elemente-Modells abgebildet und die Schnittgrößen werden aus den anzusetzenden Lasten gemäß der aktuellen Normung ermittelt. Diese Schnittgrößen bilden nun die Grundlage für die nachfolgende Berechnung der Querkraftverstärkung.

6.5.1 Vorhandenes System und Materialkennwerte

Beim vorliegenden System handelt es sich um eine Platte einer Plattenbrücke, die mit einer Dicke von 45 cm hergestellt wurde. Die Spannweite der Platte beträgt ca. 8,8 m bei einer Breite von 12,7 m, wobei an beiden Seiten Kragplatten mit einer mittleren Dicke von 25 cm und einer Länge von 80 cm angeordnet wurden. Die vorhandene Bewehrung setzt sich aus einer unteren Bewehrungslage von Ø 24 mit Abständen von 12 cm bzw. 15 cm und einer Querbewehrung von Ø 14 mit einem Abstand von 30 cm zusammen. Es wurde keine Schubbewehrung in der Platte verbaut, sondern lediglich Abstandhalter angeordnet, welche nicht für die Querkrafttragfähigkeit herangezogen werden können.

Im Zuge einer Prüfung der Festigkeiten am Tragwerk wurde eine Festigkeitsklasse des Betons mit C50/60 ermittelt, womit die charakteristische Druckfestigkeit für die Berechnung mit $f_{ck} = 50 \text{ N/mm}^2$ angesetzt werden kann. Dieser Wert stellt auch die obere Grenze des Anwendungsgebiets der Zulassung hinsichtlich der Betondruckfestigkeit dar. Die verbaute Bewehrung im Bestands-tragwerk ist gemäß den vorliegenden Bewehrungs-plänen ein Bewehrungsstahl der Güte BSt 500 und kann dementsprechend mit einer charakteristischen Fließgrenze von $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$ berücksichtigt werden.

6.5.2 Identifikation der zu verstärkenden Bereiche

Um die Verstärkung der Platte planen zu können, muss im Vorfeld bestimmt werden, in welchen Bereichen der Platte eine Verstärkung erforderlich ist. Dies kann anhand der ermittelten Querkräfte in der Platte und über die rechnerische Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit ohne Querkraftbewehrung (Abschnitt 6.2.2 nach DIN EN 1992-1-1) durchgeführt werden. Ein wesentlicher Einflussparameter auf die Tragfähigkeit ohne Querkraftbewehrung stellt neben der Betondruckfestigkeit f_{ck} der Längsbewehrungsgrad ρ_l dar.

Der vorhandene Längsbewehrungsgrad in der Biegezugzone ergibt sich für den Randbereich (Ø 24 mm/12 cm) aus der vorhandenen Längsbewehrung $a_{sl} = 37,7 \text{ cm}^2/\text{m}$ zu $\rho_{sl} = 0,92\%$ und für den mittleren Bereich der Platte (Ø 24 mm/15 cm) aus der vorhandenen Bewehrung $a_{sl} = 30,2 \text{ cm}^2/\text{m}$ zu $\rho_{sl} = 0,74\%$. Die statische Nutzhöhe der Platte beträgt dabei $d = 41 \text{ cm}$. Unter Berücksichtigung des Maßstabsfaktors der DIN EN 1992-1-1, welcher sich mit $k = 1 + \sqrt{(200/410)} = 1,7$ berechnet, und der charakteristischen Betondruckfestigkeit $f_{ck} = 50 \text{ N/mm}^2$ ergeben sich die folgenden Querkrafttragfähigkeiten ohne Querkraftbewehrung für die beiden Bereiche:

Bereich 1:

$$\begin{aligned} V_{Rd,c,1} &= C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \\ &= 0,1 \cdot 1,7 \cdot (0,92 \cdot 50)^{1/3} \\ &= 0,609 \text{ N/mm}^2 \end{aligned} \tag{4}$$

Bereich 2:

$$\begin{aligned} V_{Rd,c,2} &= C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \\ &= 0,1 \cdot 1,7 \cdot (0,74 \cdot 50)^{1/3} \\ &= 0,565 \text{ N/mm}^2 \end{aligned} \tag{5}$$

Die Tragfähigkeiten liegen dementsprechend über der Mindesttragfähigkeit v_{min} , welche sich für das vorhandene System mit $v_{min} = 0,548 \text{ N/mm}^2$ berechnet. In absoluten Einheiten betragen die Tragfähigkeiten somit $V_{Rd,c,1} = 249,5 \text{ kN/m}$ bzw. $V_{Rd,c,2} = 231,6 \text{ kN/m}$.

Mithilfe der berechneten Tragfähigkeiten lassen sich nun jene Bereiche der Platte definieren, in denen die Querkrafttragfähigkeit zur Aufnahme der ermittelten Schnittgrößen nicht ausreicht und somit eine Verstärkung erforderlich ist.

Bild 26 zeigt die maximalen und minimalen Querkräfte in der Platte, die sich aus der Design-Kombination der einwirkenden Lasten als Umhüllende ergeben. Es zeigt sich, dass speziell in den Randbereichen der Platten große Querkräfte auftreten, die die



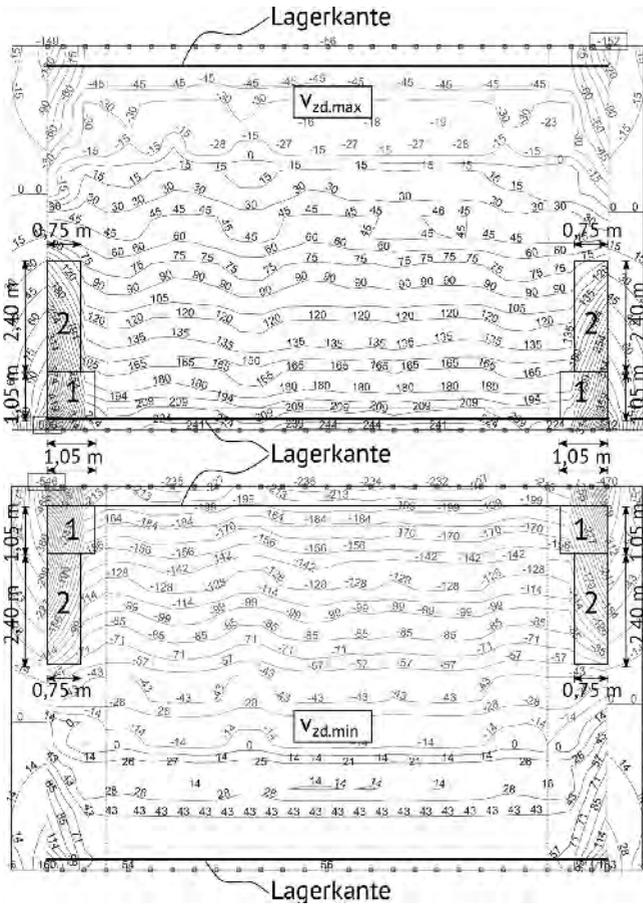


Bild 26. Minimale und maximale Querkräfte [kN/m] in der Platte auf Designniveau und daraus abgeleitete Bereiche mit Defiziten an Querkrafttragfähigkeit

aufnehmbare Querkraft ohne Querkraftbewehrung $V_{Rd,c,1}$ überschreiten. Es werden daraus zwei Bereiche identifiziert, für welche eine im jeweiligen Bereich konstante Querkraftverstärkung angeordnet werden soll. Der Bereich 1 ist in den vier Ecken der Platten quadratisch mit einer Breite und Länge von 1,05 m angeordnet, während der Bereich 2 davor mit einer Länge von 2,40 m und einer Breite von 0,75 m definiert wird. Für diese beiden Bereiche wird nachfolgend die erforderliche Schraubenzahl für die Verstärkung berechnet.

Die lokalen rechnerischen Überschreitungen der Querkrafttragfähigkeit ohne Querkraftbewehrung im Bereich der Auflagerachsen sind nicht relevant, weil sie näher am Auflager als der kritische Nachweisschnitt liegen. In diesen Bereichen ist somit

keine Verstärkung erforderlich. Die zu verstärkenden Bereiche beschränken sich somit auf die beiden Randstreifen der Platte, wie in Bild 26 gezeigt.

6.5.3 Wahl der Verstärkungselemente und konstruktive Regelungen

Im ersten Schritt der Planung der Verstärkung muss das Verstärkungselement gemäß der Zulassung [49, 51] gewählt werden, um die Bemessungsparameter festlegen zu können.

6.5.3.1 Wahl des Verstärkungselements und der Einbaueometrie

Für das vorliegende Beispiel sollen die Verbundankerschrauben mit einem Nenndurchmesser von

$d_0 = 22$ mm und einem M20-Anschlussgewinde eingesetzt werden. Aus den Anlagen der Zulassung können die Bemessungsparameter des Verstärkungselements wie etwa der Spannungsdurchmesser $d_{k,1}$, welcher für die Berechnung der Tragfähigkeit der Schraube gemeinsam mit der charakteristischen Streckgrenze f_{yk} anzusetzen ist, entnommen werden. Die Werte sind $d_{k,1} = 20,5$ mm (vgl. Tabelle 1) und $f_{yk} = 500$ N/mm² gemäß Anlage 2 der Zulassung.

Für das vorliegende Beispiel wird die Bohrlochtiefe mit $h_1 = 40$ cm gewählt. Die Verankerung der Schraube liegt somit unterhalb der oberen Längsbewehrung, wie Bild 27 zeigt. Die Setztiefe wurde so gewählt, um die Verstärkung von unten in das Tragwerk einbauen zu können, ohne die Lage der oberen Bewehrung mittels Detektion erfassen zu müssen. Für die gewählte Bohrlochtiefe muss gemäß Anlage 6 der Zulassung eine Stufenbohrung durchgeführt werden, um den korrekten Einbau der Schraube gewährleisten zu können. Dafür wird eine Einführungsbohrung mit dem erforderlichen Durchmesser $d_{02} = 25$ mm und einer Länge von $h_{1,2} = 19$ cm hergestellt. Die Verankerungsbohrung wird mit dem Nenndurchmesser mit $d_{01} = 22$ mm auf eine Länge von $h_{1,1} = 21$ cm erstellt (s. Bild 27).

Ebenfalls können in einem ersten Schritt die konstruktiven Regelungen hinsichtlich des Maximalachsabstands der Betonschrauben in Längsrichtung

$s_{l,max}$ und in Querrichtung $s_{t,max}$ der Zulassung [49, 51] entnommen werden. Diese maximalen Abstände sind entsprechend den Regelungen für Bügelschenkel nach DIN EN 1992-1-1/NA definiert und somit von der Ausnutzung der Druckstreben tragfähigkeit $V_{Rd,max}$ abhängig, welche im nächsten Schritt berechnet wird.

6.5.3.2 Tragfähigkeit der Druckstrebe

Die Tragfähigkeit der Druckstrebe berechnet sich für das Fachwerkmodell mit $\theta = 45^\circ$ gemäß Gl. (1). Der innere Hebelarm wird dabei mit $z = 0,9 \cdot d$ abgeschätzt, was einen Wert von $z = 39,6$ cm ergibt. Der Beiwert ν_1 zur Berücksichtigung des Querzugs auf die Betondruckfestigkeit beträgt für normalfeste Betone gemäß DIN EN 1992-1-1/NA und somit auch gemäß der Zulassung $\nu_1 = 0,75$. Somit berechnet sich die Druckstreben tragfähigkeit gemäß Gl. (1) zu

$$V_{Rd,max} = \frac{1}{2} \cdot 36,9 \cdot 0,75 \cdot 2,833 = 39,20 \text{ kN/cm} = 3920,2 \text{ kN/m} \quad (6)$$

wobei der Bemessungswert der Betondruckfestigkeit mit $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0,85 \cdot 50 / 1,5 = 28,33$ N/mm² berechnet wird.

Gemäß Bild 26 beträgt die maximale Querkraft in der Platte etwa 600 kN/m, womit sich die Ausnutzung der Betondruckstrebe mit $600 / 3920 = 0,15$ ergibt. Die Druckstreben tragfähigkeit $V_{Rd,max}$ liegt somit deutlich über der maximalen rechnerischen Querkraft.

6.5.3.3 Maximale Achsabstände der Verstärkungselemente

Die maximalen Achsabstände in Längsrichtung $s_{l,max}$ und in Querrichtung $s_{t,max}$ sind in Anlage 4 der Zulassung in Abhängigkeit des Ausnutzungsgrads der Druckstrebe definiert. Dabei wird unterschieden, ob es sich um ein plattenförmiges oder balkenförmiges Bauteil handelt. Für die vorliegende Platte und unter Berücksichtigung der vorher ermittelten Druckstrebenausnutzung berechnen sich die maximalen Achsabstände zu

Längsrichtung:

$$s_{l,max} = 0,7 \cdot h = 0,7 \cdot 45 = 31,5 \text{ cm} \quad (7)$$

Querrichtung:

$$s_{t,max} = h = 45 \text{ cm} \quad (8)$$

6.5.3.4 Minimaler Achsabstand der Verstärkungselemente

Wie in Abschnitt 6.4 erläutert, ist der minimale Abstand der Verstärkungselemente ebenfalls beschränkt, um zum einen eine gegenseitige Beeinflussung der Elemente auszuschließen und zum an-

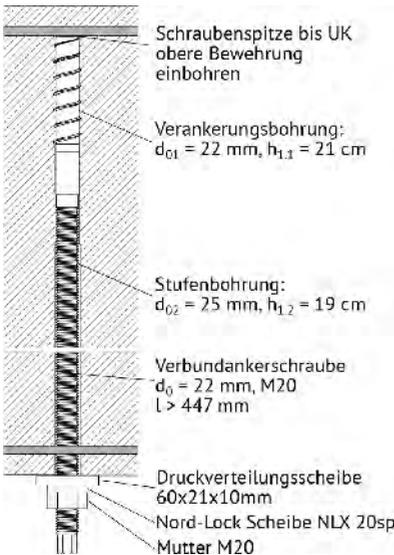


Bild 27. Gewählter Schraubentyp und definierte Einbaugesamtheit der Schraube in einer Stufenbohrung gemäß Zulassung [49, 51]

deren die Steigerung der Querkrafttragfähigkeit nach oben zu beschränken. Der minimal zulässige Achsabstand für die Schrauben mit $d_0 = 22$ mm beträgt gemäß Zulassung Anlage 3 $s_{l,\min} = s_{t,\min} = 200$ mm. Dies bedeutet, dass der maximale Querkraftbewehrungsgrad auf $\rho_{sw,\max} = 0,83\%$ beschränkt ist.

6.5.3.5 Minimaler Randabstand der Verstärkungselemente

Um eine korrekte Verankerung der Schrauben auch am Bauteilrand sicherzustellen, werden auch die Achsabstände der Schrauben zum Rand beschränkt. Dieser Wert wird in Abhängigkeit des gewählten Schraubendurchmessers und der Bohrlochtiefe in Anlage 4 der Zulassung definiert. Die Bohrlochlänge fließt für den Fall einer gewissen Schiefstellung der Bohrung in den Randabstand ein. Für den vorliegenden Fall berechnet sich der minimale Randabstand zu

$$\begin{aligned} s_{\min} &= 80 + 0,06 \cdot h_1 [\text{mm}] \\ &= 80 + 0,06 \cdot 400 = 10 \text{ cm} \end{aligned} \quad (9)$$

6.5.4 Berechnung der erforderlichen Verstärkung

Nachdem die Einbaugeometrie festgelegt und die minimalen sowie maximalen Achsabstände der Schrauben errechnet wurden, welche die Grenzen der möglichen Verstärkung darstellen, kann nun die erforderliche Anzahl an Schrauben für die beiden identifizierten Bereiche (vgl. Bild 26) ermittelt werden. Dazu wird ein maßgebender Bemessungswert der einwirkenden Querkraft aus den Schnittgrößenverläufen für die beiden Bereiche identifiziert. Diese Querkraft beträgt $V_{\text{Ed},1} = 440$ kN/m für den Bereich 1 und $V_{\text{Ed},2} = 380$ kN/m für den Bereich 2. Die Querkraftverstärkung soll auf diese einwirkenden Querkräfte ausgelegt werden.

Wie in Abschnitt 6.4 erläutert wurde, muss zuerst eine Menge an Verstärkung definiert werden, um die nutzbare Spannung in den Schrauben gemäß Gl. (3) errechnen zu können. Dafür wird in einem ersten Schritt der Längs- und Querabstand der Verstärkungselemente mit $s_l = 25$ cm und $s_t = 25$ cm festgelegt und daraus die Querkraftbewehrungsfläche mit

$$a_{sw} = \frac{d_{k,1}^2}{4} \cdot \pi \cdot \frac{2,05^2}{25 \cdot 25} = 52,8 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}^2} \quad (10)$$

berechnet. Der Querkraftbewehrungsgrad beträgt somit $0,528\%$. Daraus kann nun gemäß Gl. (3) die nutzbare Spannung in den Schrauben $f_{y_{\text{wd},\text{ef}}}$ berechnet werden. Die Parameter für die gewählten Schrauben und die gewählte Einbohrtiefe h_1 können der Zulassung [49, 51] entnommen werden und be-

tragen für $d_0 = 22$ mm und die Verankerung unter der oberen Bewehrung $c_1 = 0,2384$ und $c_2 = 0,046$. Die nutzbare Spannung $f_{y_{\text{wd},\text{ef}}}$ berechnet sich somit zu

$$\begin{aligned} f_{y_{\text{wd},\text{ef}}} &= 0,2384 \cdot \frac{500}{1,15} + 0,046 \cdot \frac{1}{0,00528} \\ &\cdot 0,75 \cdot 28,33 = 289 \text{ N/mm}^2 \end{aligned} \quad (11)$$

Mithilfe der nutzbaren Spannung der Schrauben lässt sich nun gemäß Gl. (2) die Querkrafttragfähigkeit der Verstärkung berechnen. Dies ergibt gemäß Gl. (2) somit

$$\begin{aligned} V_{\text{Rd},s} &= 52,8 \cdot 36,9 \cdot 28,9 \\ &= 56 \,306 \text{ kNcm/m}^2 \\ &= 563,06 \text{ kN/m} \end{aligned} \quad (12)$$

und liegt damit deutlich über dem erforderlichen Wert für den Bereich 1 von $V_{\text{Ed},1} = 440$ kN/m. Dies bedeutet, dass der gewählte Achsabstand der Schrauben innerhalb der zulässigen Werte der konstruktiven Regelung (Gln. (7) und (8)) vergrößert werden kann.

Im nächsten Iterationsschritt wird der Achsabstand mit $s_l = 30$ cm und $s_t = 30$ cm festgelegt und damit die Querkraftbewehrungsfläche mit

$$a_{sw} = \frac{d_{k,1}^2}{4} \cdot \pi \cdot \frac{2,05^2}{30 \cdot 30} = 36,7 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}^2} \quad (13)$$

berechnet. Damit kann wiederum die nutzbare Spannung der Schraube mit

$$\begin{aligned} f_{y_{\text{wd},\text{ef}}} &= 0,2384 \cdot \frac{500}{1,15} + 0,046 \cdot \frac{1}{0,00367} \\ &\cdot 0,75 \cdot 28,33 = 370 \text{ N/mm}^2 \end{aligned} \quad (14)$$

berechnet werden. Es wird ersichtlich, dass bei abnehmender Schraubenzahl die Ausnutzbarkeit der einzelnen Schrauben steigt. Die Querkrafttragfähigkeit mit der neu ermittelten nutzbaren Spannung beträgt somit

$$\begin{aligned} V_{\text{Rd},s} &= 36,7 \cdot 36,9 \cdot 37 \\ &= 50 \,100 \text{ kNcm/m}^2 = 501 \text{ kN/m} \end{aligned} \quad (15)$$

Damit wird weiterhin der einzuhaltende Wert der einwirkenden Querkraft überschritten. Eine neue Iteration mit Achsabständen von 35 cm in beide Richtungen würde die Tragfähigkeit auf 463 kN/m reduzieren und somit dem Zielwert von $V_{\text{Ed},1} = 440$ kN/m besser annähern. Allerdings wäre mit 35 cm der maximal zulässige Achsabstand in Querrichtung überschritten (vgl. Gl. (7)).

Die Verstärkung soll für den vereinfachten Einbau in beiden Bereichen in einem quadratischen Raster mit $s_l = 30$ cm und $s_t = 30$ cm eingebaut werden.

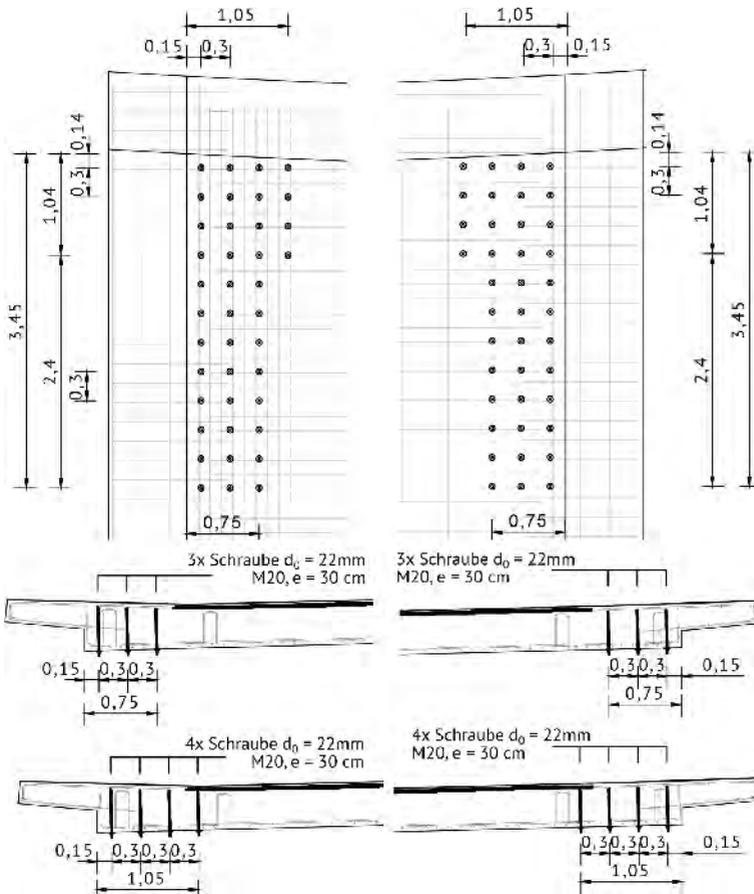


Bild 28. Gewählte Anordnung der Querkraftverstärkung für das berechnete Beispiel einer Plattenbrücke

Damit ergeben sich für beide Bereiche im Bild 27 die Querkrafttragfähigkeit gemäß Gl. (15), womit die beiden Werte $V_{Ed,1} = 440 \text{ kN/m}$ und $V_{Ed,2} = 380 \text{ kN/m}$ eingehalten werden.

Eine mögliche Einbaugeometrie der Schrauben für die nachträgliche Querkraftverstärkung der Plattenbrücke des Beispiels ist in Bild 28 dargestellt.

[50, 52]. In den folgenden Abschnitten werden die wissenschaftlichen Untersuchungen [55, 56], welche im Vorfeld und im Zuge der Zulassung am Arbeitsbereich Massivbau und Brückenbau der Universität Innsbruck durchgeführt wurden, und das darauf basierende Bemessungskonzept sowie eine Beispielrechnung vorgestellt.

7 Durchstanzverstärkung

Analog zur nachträglichen Querkraftverstärkung mit Betonschrauben wurde ein System zur nachträglichen Durchstanzverstärkung mit Betonschraubankern entwickelt. Dieses ist ebenfalls seit September 2019 durch das Deutsche Institut für Bautechnik allgemein bauaufsichtlich zugelassen

7.1 Prinzip der Verstärkung

Die nachträglich installierten Verstärkungsschrauben sollen, ähnlich wie die herkömmlich eingebauten Durchstanzbewehrungselemente, den Durchstanzwiderstand von Betonbauteilen erhöhen. Dazu werden sie in vorgebohrte Löcher, konzentrisch um die Stütze herum eingebaut. Die Schraube verbindet dabei die Druck- und Zugzone der Platte und nimmt

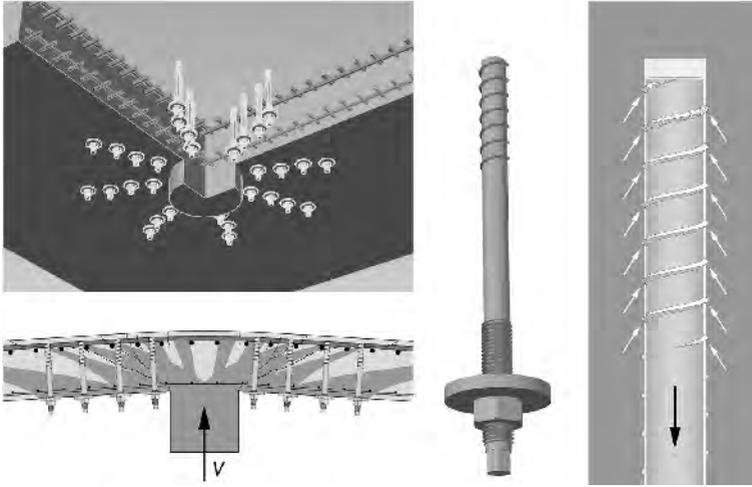


Bild 29. System der Durchstanzverstärkung mit nachträglich installierten Betonschrauben

bei der Schubrissbildung freiwerdende Kräfte auf. Die Einleitung der Kraft erfolgt im Bereich des Verbundgewindes. Über das ISO-Gewinde am anderen Schraubende erfolgt die Rückverankerung an der Betonoberfläche durch eine Sechskantmutter, eine Keilsicherungsfederscheibe und eine Unterlegscheibe. Siehe dazu auch die Beschreibung in Abschnitt 4.3.

Bild 29 zeigt eine Prinzipskizze der Wirkungsweise der Schrauben und des Verstärkungskonzepts. Wie bei der Querkraftverstärkung erfolgt die Installation auch hier in vorgebohrte Löcher. Die Schrauben erzeugen beim Eindrehen eine mechanische Verbindung, welche durch den Verbundklebstoff stoffschlüssig ergänzt wird. Der Einbau stellt einen minimalen Eingriff in die Bauwerksstruktur dar und kann ausschließlich von der Unterseite beziehungsweise bei Bedarf auch von der Oberseite des Tragwerks erfolgen. Dadurch ist eine Installation unter laufendem Betrieb möglich, wodurch sich nur minimale Nutzungseinschränkungen während der Arbeiten ergeben. Ein Durchbohren und Verankern auf der Gegenseite ist nicht nötig, da die Verankerung über das Schraubgewinde und damit im Inneren des zu verstärkenden Bauteils erfolgt. Kostenintensive Detaillösungen zur Wiederherstellung der Tragwerksabdichtung können dadurch vermieden werden.

7.2 Wissenschaftliche Untersuchungen

Um die Effektivität, Wirksamkeit und Praktikabilität des vorgestellten Verstärkungskonzepts zu untersuchen, wurden vier Versuchsserien mit insgesamt

21 Durchstanzversuchen an Plattenausschnitten durchgeführt. In den einzelnen Versuchsserien wurden verschiedene Parameter variiert. Detaillierte Beschreibungen der durchgeführten Versuche und ihrer Ergebnisse können den Arbeiten [11, 19, 57, 58] entnommen werden. Im Folgenden werden die wichtigsten Ergebnisse vorgestellt.

7.2.1 Probekörper

Die Versuchsplatten wurden als kreisrunde Plattenausschnitte mit 2,7 m Durchmesser und mit einer Dicke von 20 cm hergestellt. An der Unterseite wurde ein zentrisch angeordneter und 10 cm hoher Stützenstummel mit betoniert. Dieser hat einen Durchmesser von 30 cm in der Serie 2011 und einen Durchmesser von 25 cm in den Serien 2016, 2017 und 2018. In einem Abstand von 1,2 m von der Plattenmitte wurden konzentrisch 12 Ankerdurchführungen mit einem Durchmesser von je 70 mm angeordnet. Die Biegezugbewehrung bestand aus orthogonal verlegten Stäben mit Endhaken. Für die Serie 2011 betrug der Biegebewehrungsgrad $\rho_{m,nom} = 2,23\%$. Der hohe Bewehrungsgrad wurde gewählt, um ein Biegeversagen der Platte mit Sicherheit zu vermeiden. Für die Serien 2016 und 2017 betrug der Bewehrungsgrad $\rho_{m,nom} = 1,37\%$. In Serie 2018 wurden Platten mit drei verschiedenen Bewehrungsgraden untersucht. Die mittleren planmäßigen Biegebewehrungsgrade ergaben sich zu 1,37%, 1,04% und 0,77%. Bild 30 oben zeigt die Biegebewehrung der Serien 2016, 2017 und 2018.

Der verwendete Versuchsstand setzt sich aus den fünf Hauptkomponenten Versuchsplatte, Gegen-

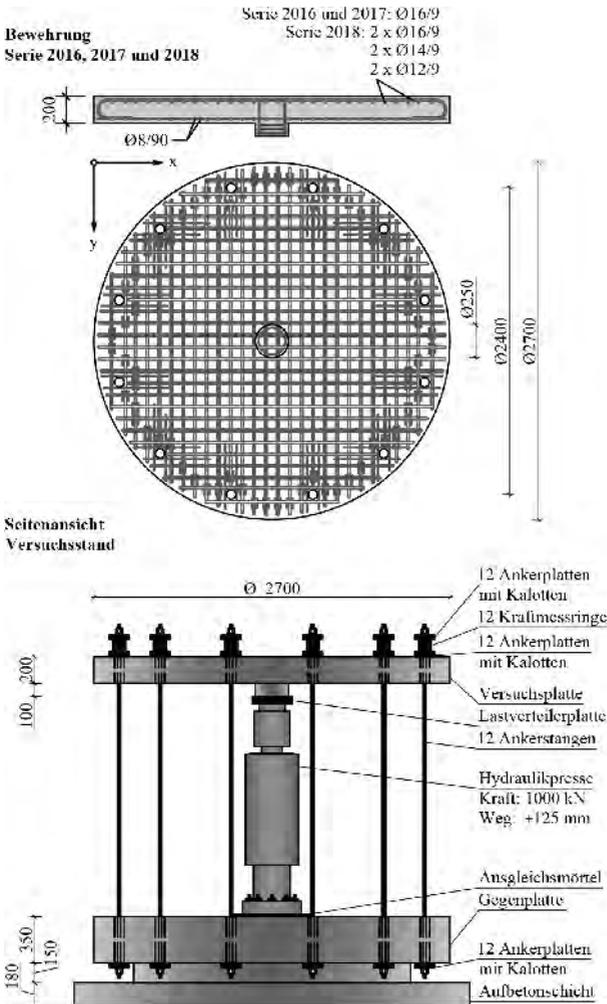


Bild 30. Biegezugbewehrung der Serien 2016, 2017 und 2018 und Versuchsstand

platte, Presse, Ankersystem und Messsystem zusammen und ist in Bild 30 unten dargestellt. Die statische bzw. dynamische Prüflast wird über eine Presse auf den Stützenstummel der Platte aufgebracht. Der Kraftfluss wird über 12 Ankerstangen nach unten in die Gegenplatte geführt. Die Pressenkraft und der Pressenweg wurden direkt am Zylinder gemessen. Die Plattenverformung wurde mithilfe von auf der Plattenoberseite angeordneten, induktiven Wegaufnehmern verfolgt. Zusätzlich wurden Stahldehnungen an der Biegezugbewehrung und an Betonschrauben sowie Betondehnungen an der Plattenunterseite in tangentialer und radialer Richtung neben dem Stützenstummel gemessen. Die

Versuchsplatten wurden aus Beton der Festigkeit C30/37 bzw. C25/30 hergestellt.

7.2.2 Versuchsprogramm

Die untersuchten Verstärkungsconfigurations sind exemplarisch für die Serien der Jahre 2016 und 2018 in den Bildern 31 und 32 dargestellt. Die Platte P01 in Serie 2011 und die Platten S01-P00 und S01-P04 in Serie 2016 wurden als unverstärkte Referenzkörper geprüft.

In Serie 2011 wurden mit Ausnahme von Probekörper P03 alle Schrauben mit Verbundmörtel eingeklebt. Die Probekörper P02 und P03 wurden mit

Serie 2016

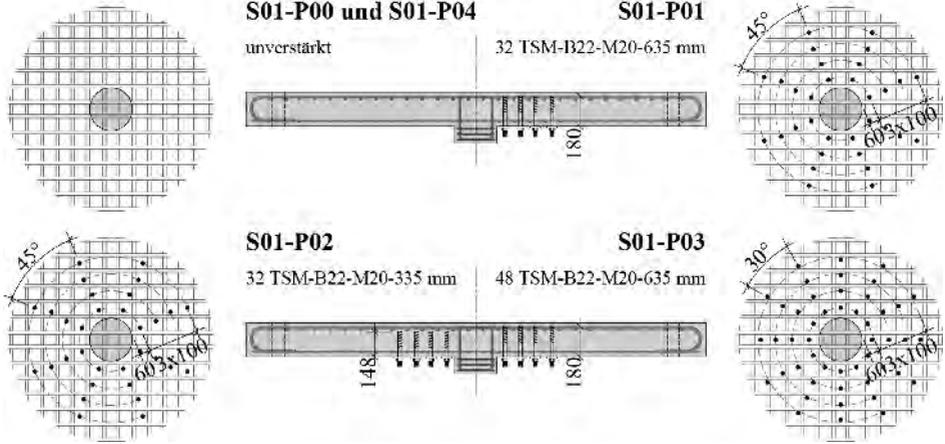


Bild 31. Konfiguration der Verstärkungsschrauben der Serie 2016

Serie 2018

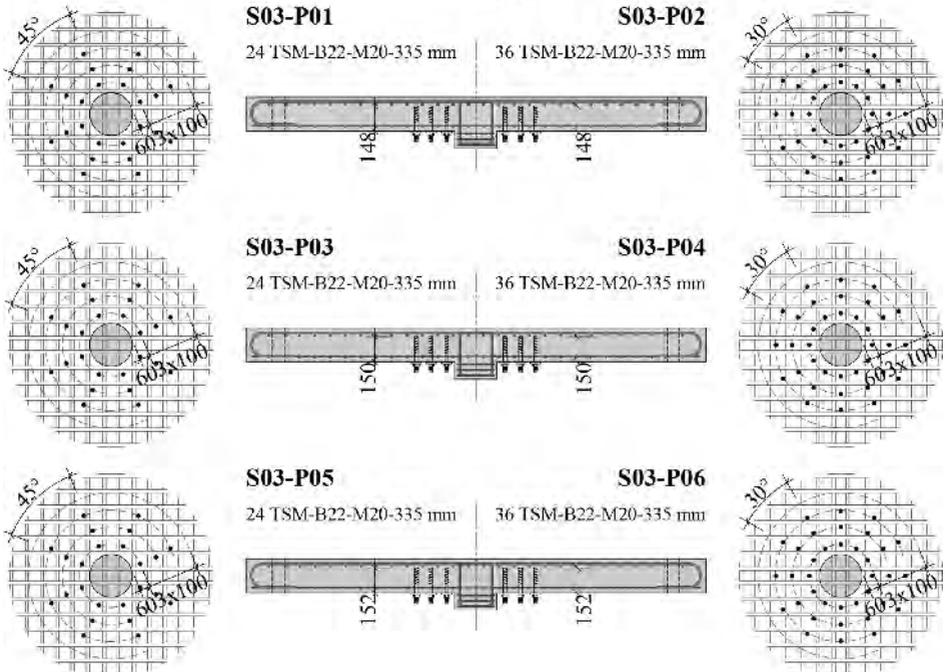


Bild 32. Konfiguration der Verstärkungsschrauben der Serie 2018

Schrauben $d_0 = 16$ mm und der Probekörper P04 mit Schrauben $d_0 = 22$ mm verstärkt. Die Installation der Schrauben erfolgte bei allen drei Platten bis zur Oberkante der oberen Biegezugbewehrungslage. Alle drei Platten wurden mit 32 Schrauben verstärkt (4 Schraubenreihen mit 8 Schrauben pro Reihe).

Die Serie 2016 bestand aus fünf Platten, von denen wiederum drei verstärkt wurden. Die Platten S01-P00 und S01-P04 wurden unverstärkt belassen. Die Platte S01-P01 wurde mit 32 Schrauben $d_0 = 22$ mm (4 Reihen mit 8 Schrauben pro Reihe) verstärkt, wobei die Schrauben mit einer Einschraubtiefe von 18 cm bis zur Oberkante der Biegezugbewehrung installiert wurden. Abweichend davon erfolgte bei Versuch S01-P02 die Installation der Schrauben nur bis zur Unterkante der Biegezugbewehrung und bei Versuch S01-P03 wurde die Schraubenanzahl je Reihe von 8 auf 12 angehoben.

Für Serie 2017 wurden sechs Platten geprüft, die alle verstärkt wurden. Dabei diente die Platte S02-P01 als Referenzversuch für die weiteren Tests dieser Serie. Ihre Verstärkung erfolgte mit 48 Schrauben $d_0 = 22$ mm (4 Reihen mit 12 Schrauben pro Reihe), die bis zur Unterkante der Biegezugbewehrung installiert wurden. Für die weiteren Versuche S02-P02 bis S02-P05 wurde jeweils ein Parameter verändert. Bei Versuch S02-P02 wurden die Schrauben bis zur Oberkante der Biegezugbewehrung eingedreht. Bei S02-P03 wurde der Schraubendurchmesser auf $d_0 = 16$ mm reduziert und die Versuche S02-P04 bis S02-P06 wurden einer zyklischen Vorbelastung von angestrebten 2 Mio. Lastwechseln ausgesetzt. Der Versuch S02-P06 unter-

schied sich vom Referenzversuch nicht nur durch die zyklische Vorbelastung, sondern auch durch den Verzicht auf die vierte äußerste Schraubenreihe.

Die sechs Versuchsplatten der Serie 2018 wurden alle mit drei Reihen Schrauben $d_0 = 22$ mm verstärkt, die bis zur Unterkante der Biegezugbewehrung installiert wurden. Je unterschiedlichem Biegebewehrungsgrad der Platten wurden zum einen 8 Schrauben pro Reihe ($3 \cdot 8 = 24$ Schrauben) und zum anderen 12 Schrauben pro Reihe ($3 \cdot 12 = 36$ Schrauben) verwendet.

7.2.2.1 Zyklische Versuche

In Bild 33 ist schematisch der Belastungsverlauf der Durchstanzversuche mit zyklischer Belastung dargestellt. Dabei wurden bei mehreren Laststufen Rissdokumentationen durchgeführt.

Nach dem Erreichen der Oberlast F_0 erfolgte die zyklische Vorbelastung mit angestrebten 2 Mio. Lastwechseln zwischen F_0 und F_u . Im Anschluss wurde die Kraft bis zum Versagen gesteigert. Für die statisch geprüften Versuche erfolgte die Belastung analog, ohne den zyklischen Zwischenbereich.

7.2.3 Versuchsergebnisse

Der Vergleich der im Labor gemessenen Bruchlasten mit den errechneten Biegekapazitäten zeigt, dass alle Platten auf Durchstanzversagen versagten. Anhand maßgebender Ergebnisse werden im Folgenden die wichtigsten Erkenntnisse aus den vier Versuchsserien beschrieben.

Die Ergebnisse der Serie 2011 verdeutlichen den Einfluss des Schraubendurchmessers und der Ver-

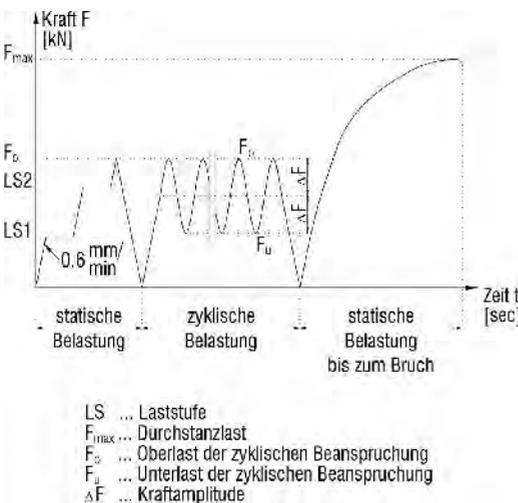


Bild 33. Belastungsverlauf der zyklischen Durchstanzversuche

klebung. Wie Bild 34 illustriert, versagte die Referenzplatte P01 spröde mit schlagartigem Lastabfall. Die mit Betonschrauben verstärkten Platten wiesen weniger sprödes Versagen auf. Mit 53 % stellte sich die größte Verstärkungswirkung beim Einsatz von 32 Stück der größeren Schrauben $d_0 = 22$ mm ein. Mit derselben Anzahl an dünneren Schrauben $d_0 = 16$ mm konnte der Durchstanzwiderstand gegenüber

der unverstärkten Referenzplatte um 48 % gesteigert werden. Die Verstärkungswirkung war damit nur geringfügig niedriger. Auch ohne die Verwendung von Verbundkleber in Versuch P03 lag die Durchstanzlast noch immerhin 30 % über jener der unverstärkten Platte P01.

Aus Serie 2016 können der Einfluss der Einschraubtiefe und der Schraubenanzahl auf die Effektivität des Systems abgeleitet werden. Bild 35 zeigt die Kraft-Weg-Verläufe für die fünf untersuchten Platten. Für die gewählte Verstärkungskonfiguration konnte bei Installation der Schrauben bis zur Oberkante der Biegezugbewehrung (S01-P01) eine Laststeigerung von 23 % erreicht werden. Die Reduktion der Einschraubtiefe bis zur Unterkante der Biegezugbewehrung (S01-P02) bewirkte eine geringfügige Reduktion der Verstärkungswirkung auf 21 %. Während bei Installation zur Oberkante der Biegezugbewehrung ein weniger spröder Versagensmodus erreicht wurde, stellt sich für die geringere Installationstiefe ein ähnlich spröder Versagensmodus wie bei den unverstärkten Platten ein. Durch eine Erhöhung der Schraubenanzahl von 8 Schrauben je Reihe auf 12 Schrauben je Reihe (Erhöhungsfaktor 1,5) konnte eine Verstärkungswirkung von 41 % erreicht werden (S01-P03).

In Serie 2017 wurde primär die Auswirkung einer zyklischen Belastung untersucht. Es wurden aber auch drei Versuche ohne Ermüdungsbeanspruchung getestet. Bild 36 zeigt die Kraft-Weg-Verläufe dieser Versuche. Als Referenzplatte dient in dieser Serie die Platte S02-P01, welche mit 48 Schrauben $d_0 = 22$ mm mit einer Installation bis zur Unterkante der Biegezugbewehrung verstärkt wurde. Bei diesem Referenzversuch wurde eine Durchstanzlast von 899 kN erreicht (38 % über dem berechneten Durchstanzwiderstand einer unverstärkten Platte). Durch Vergrößerung der Installationstiefe zur Oberkante der Bewehrung (S02-P02) konnte die Last gegenüber dem Referenzversuch um 9 % gesteigert werden. Durch eine Reduktion des Schraubendurchmessers (S02-P03) verringerte sich die Verstärkungswirkung um nur 4 %. Die Versuche S02-P04 bis S02-P06 wurden einer zyklischen Vorbelastung unterworfen. Diese wurde für S02-P04 mit 1/3 bzw. 2/3 der Versagenslast der Referenzplatte S02-P01 bewusst sehr hoch gewählt und führte nach 824.967 Lastwechseln zu einem vorzeitigen Durchstanzversagen. Für S02-P05 und S02-P06 wurde die Vorbelastung auf ein Niveau zwischen 30 % und 50 % der Versagenslast des Referenzversuchs (S02-P01) festgelegt. Dies entspricht, wie eine an unterschiedlichen Brückeometrien durchgeführte Parameterstudie zeigt, einem realitätsnahen Ermüdungslastniveau. Nach 2 Mio. Lastwechseln und einer anschließenden Belastung bis zum Bruch konnte bei beiden Versuchen der Durchstanzwiderstand des direkt zu Bruch gefahrenen statischen Referenzversuchs S02-P01 erreicht werden. Damit zeigt sich, dass we-

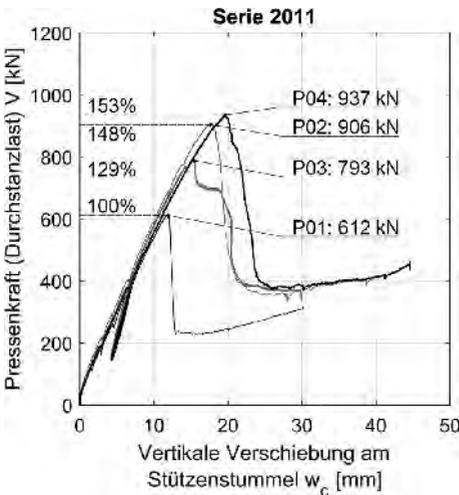


Bild 34. Kraft-Weg-Verlauf für Versuchsserie 2011

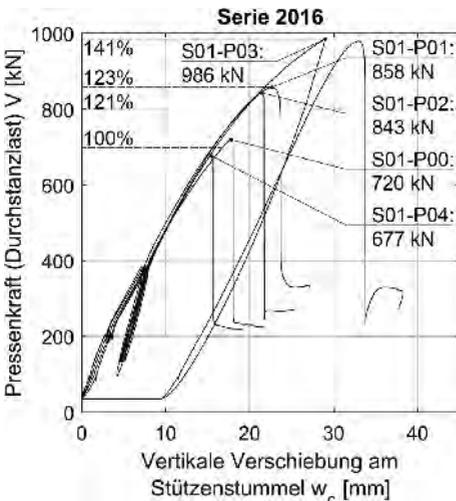


Bild 35. Kraft-Weg-Verlauf für Versuchsserie 2016

der die zyklische Vorbelastung auf realitätsnahem Gebrauchslastniveau noch der Verzicht auf den Einbau der äußersten vierten Schraubenreihe einen negativen Einfluss auf die Verstärkungswirkung hat.

In Bild 37 sind die Versuchskurven der Serie 2018 gegenübergestellt. Diese Versuche sollten vor allem den Einfluss des Biege- und des Schubbewehrungs-

grads auf die Verstärkungswirkung zeigen. Erwartungsgemäß führte ein höherer Biegebewehrungsgrad auch zu höheren Versagenslasten. Der laststeigernde Einfluss des Schubbewehrungsgrads nimmt mit sinkendem Biegezugbewehrungsgrad ab. So konnte bei den Platten mit dem höchsten Biegebewehrungsgrad (S03-P01 und S03-P02) durch die Vergrößerung der Schraubenanzahl die Versagenslast um 10 % gesteigert werden.

Bei den Platten mit mittlerem Biegebewehrungsgrad (S03-P03 und S03-P04) betrug die Steigerung nur mehr 6%. Bei einem niedrigen Biegebewehrungsgrad von nur mehr 0,78% (Platten S03-P05 und S03-P06) konnte keine nennenswerte Erhöhung der Versagenslast durch eine Erhöhung der Schraubenanzahl festgestellt werden. Dies deutet darauf hin, dass sich diese beiden Platten nahe am Biegeversagen befunden haben.

7.2.4 Versagensform

In Bild 38 sind exemplarisch vier Sägeschnitte von verschiedenen Typen der geprüften Platten dargestellt: oben zunächst die unverstärkte Platte S01-P04, darunter die Platte S02-P01 mit vier bis zur Unterkante der Biegebewehrung installierten Schraubenreihen, darunter die Platte S02-P02 mit vier bis zur Oberkante der Biegebewehrung installierten Schraubenreihen und in der untersten Zeile der Versuch S02-P06 mit drei bis zur Unterkante der Biegebewehrung installierten Schraubenreihen. Aus den Schnitten können mehrere Schlüsse gezogen werden. So sind die Durchstanzkegel bei unverstärkten Platten mit etwa 30° Neigung deutlich flacher als bei jenen mit nachträglich angeordneter Durchstanzbewehrung. Bei den verstärkten Platten verlaufen die Schubrisse ausgehend vom Stützenanschnitt steil nach oben, kreuzen die Schrauben der ersten Reihe im Bereich des Betonschneidengewindes und verlaufen anschließend in der Ebene der Biegezugbewehrung flach nach außen. In den Versuchen konnte kein Einfluss der zyklischen Belastung auf den Verlauf der Risse festgestellt werden. Die Delamination der Betondeckung ist bei den Platten mit niedrigem Biegebewehrungsgrad der Serie 2018 geringer ausgeprägt.

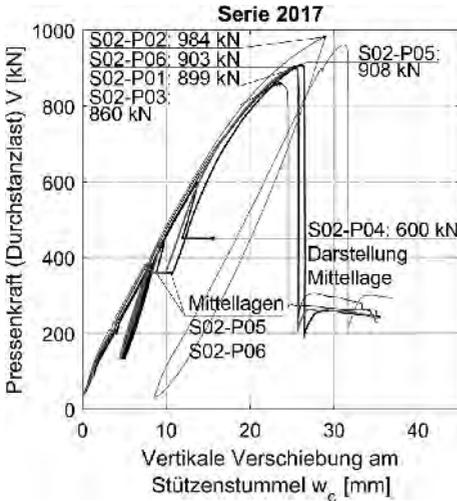


Bild 36. Kraft-Weg-Verlauf der Versuchsserie 2017

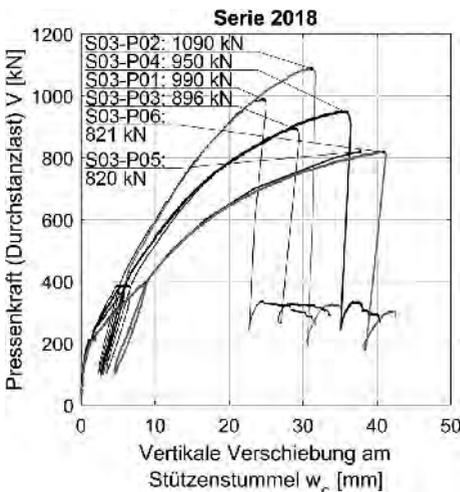


Bild 37. Kraft-Weg-Verlauf für Versuchsserie 2018

7.2.5 Schraubendehnungen

Die Schraubendehnungen wurden für jede Platte an Schrauben in zwei orthogonal aufeinander stehenden Schraubenstrahlen erfasst. Dazu wurden am glatten Schaft einer Messschraube zwei gegenüberliegende Dehnungsmessstreifen appliziert. Die gemessenen Dehnungen bzw. Spannungen waren dabei stets wesentlich niedriger als die Fließgrenze der Schrauben. Bild 39 zeigt exemplarisch die Dehnungen der Schrauben von Versuch S02-P01. Hervorzuheben ist, dass sich die Schrauben der ersten Schraubenreihe (schwarze Linien) wesentlich stär-

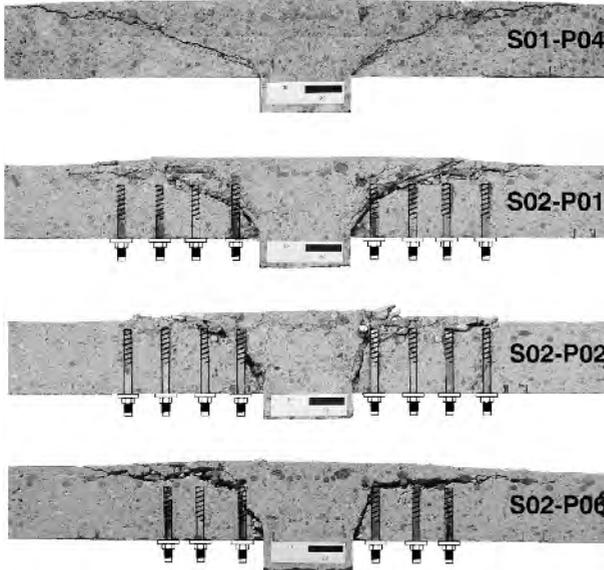


Bild 38. Sägesschnitte durch vier Platten mit repräsentativen Rissverläufen

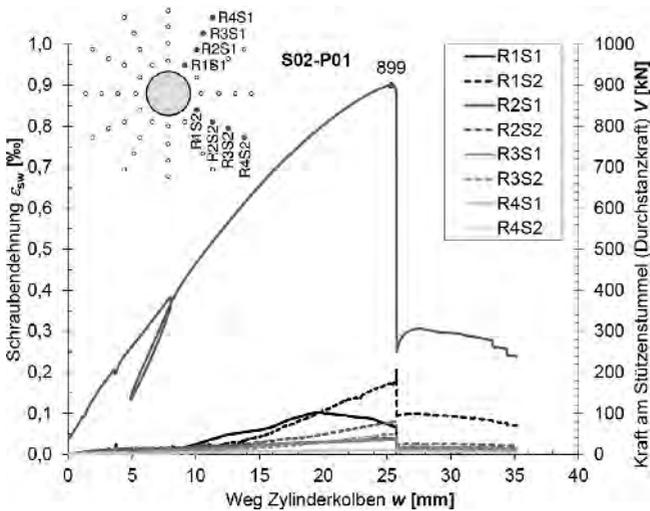


Bild 39. Dehnungen in den Mess-Schrauben für einen Versuch

ker dehnen als die Schrauben der zweiten Reihe. In Reihe drei und vier wurden die geringsten Dehnungen gemessen. Die Schraubendehnungen werden im geringen Maße auch durch die Anzahl der verwendeten Schrauben, die Einschraubtiefe und durch den Schraubendurchmesser beeinflusst. Mehr Schrauben, eine geringere Einschraubtiefe und ein großer Schraubendurchmesser führen zu tendenziell klei-

neren Schraubendehnungen. Die größten gemessenen 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.

7.3 Nachweiskonzept

7.3.1 Durchstanzwiderstand mit Betonschrauben

Zum rechnerischen Nachweis eines ausreichenden Durchstanzwiderstands von mit Betonschrauben verstärkten Platten wurde ein Bemessungsansatz entwickelt, der sich auf den derzeit gültigen Ansatz für die Durchstanzbemessung nach EN 1992-1-1 stützt. Unverändert übernommen werden dabei die Bestimmungen zur Berechnung des maximalen Durchstanzwiderstands, $v_{Rd,max}$, am Rand der Lasteinleitungsfläche, des Durchstanzwiderstands ohne Durchstanzbewehrung, $v_{Rd,c}$, sowie des Durchstanzwiderstands außerhalb des durchstanzbewehrten Bereichs, $v_{Rd,c,out}$. Während diese Werte unter Berücksichtigung der jeweiligen nationalen Festlegungen bestimmt werden können, wird lediglich der Durchstanzwiderstand mit Durchstanzbewehrung, $v_{Rd,cs}$, modifiziert.

Der Nachweis der ausreichenden Menge an Betonschrauben in einer Reihe um die Stütze wird am kritischen Rundschnitt u_1 , im Abstand der doppelten Nutzhöhe vom Rand der Lasteinleitungsfläche, geführt. Dazu ist folgende Ungleichung zu erfüllen:

$$\frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u_1 \cdot d} \leq \begin{cases} v_{Rd,cs} \\ k_{max} \cdot v_{Rd,c} \end{cases} \quad (16)$$

Darin beschreibt β den Lastexzentrizitätsbeiwert nach EN 1992-1-1, V_{Ed} den Bemessungswert der einwirkenden Stützenkraft, u_1 die Länge des kritischen Rundschnitts im Abstand $2d$ vom Stützenrand, d die mittlere Nutzhöhe der Platte bestimmt aus den Nutzhöhen der Biegezugbewehrung in den beiden Hauptbewehrungsrichtungen, $v_{Rd,cs}$ den Durchstanzwiderstand mit Betonschrauben in der Dimension einer Schubspannung analog zu $v_{Rd,cs}$ nach EN 1992-1-1, $v_{Rd,c}$ den Durchstanzwiderstand ohne Durchstanzbewehrung nach EN 1992-1-1 und k_{max} den Effektivitätsfaktor der verwendeten Durchstanzbewehrung zur Beschreibung des maximal möglichen Durchstanzwiderstands.

Der Effektivitätsfaktor ist dabei abhängig von der Installationstiefe der Verstärkungsschrauben. Werden diese bis zur Unterkante der Biegezugbewehrung installiert, so wird der Wert für k_{max} mit 1,4 gewählt. Bei einer Installation bis zur Oberkante der Biegezugbewehrung darf k_{max} mit 1,5 angesetzt werden.

Die zur Ermittlung von $v_{Rd,cs}$ nötige anrechenbare Querschnittsfläche der Betonschrauben in einer Reihe um die Stütze A_{sw} kann mit der folgenden Gleichung ermittelt werden:

$$A_{sw} = \min \begin{cases} A_{sw,i} \\ A_{sw,1,5d} \\ 1,5 \cdot d \cdot s_f \end{cases} \quad (17)$$

In Gl. (17) ist $A_{sw,i}$ die vorhandene Querschnittsfläche der Betonschrauben in einer Reihe um die Stütze und $A_{sw,1,5d}$ die gesamte Querschnittsfläche der Betonschrauben im Bereich von $0,3d$ bis $1,5d$ um die Lasteinleitungsfläche. Die Querschnittsfläche einer Betonschraube ist mit ihrem Kerndurchmesser $d_{k,1}$ zu berechnen. Dieser beträgt für die Schraube $d_0 = 16$ mm: $d_{k,1} = 14,8$ mm und für die Schraube $d_0 = 22$ mm: $d_{k,2} = 20,5$ mm. In der Gleichung zur Berechnung von $v_{Rd,cs}$ wird die aktivierbare Spannung in den Schubbewehrungselementen, $f_{ywd,ef}$, benötigt. Diese Spannung darf für Betonschrauben wie folgt angesetzt werden:

$$f_{ywd,ef} = 5,5 \cdot \frac{k_{max}}{\gamma_s} \cdot \frac{d}{d_{k,1}} \leq 0,5 \cdot f_{ywd} \quad \text{in [N/mm}^2\text{]} \quad (18)$$

In Gl. (18) gibt γ_s den Teilsicherheitsbeiwert für Betonstahl nach EN 1992-1-1 an (1,15 für die Grundkombination und 1,0 für die außergewöhnliche Bemessungssituation) und f_{ywd} beschreibt den Bemessungswert der Streckgrenze der Betonschrauben. Dieser darf mit 500 MPa/ γ_s angenommen werden.

Der Nachweis der ausreichenden Größe des durchstanzbewehrten Bereichs und damit der ausreichenden Anzahl an Schraubenreihen, wird analog zu EN 1992-1-1 im Abstand von maximal $1,5d$ von der äußersten Bewehrungsreihe entfernt am Rundschnitt u_{out} geführt.

Die konstruktiven Regelungen zur Anordnung der Durchstanzbewehrungselemente werden im Wesentlichen von EN 1992-1-1 übernommen und um die Forderung der Einhaltung von Mindestschraubabständen erweitert. Folgende Mindestabstände dürfen die Schrauben untereinander nicht unterschreiten:

Schraube $d_0 = 16$ mm:

$$s_{min} \geq \min \begin{cases} d/2 \\ 10 \text{ cm} \end{cases}$$

Schraube $d_0 = 22$ mm:

$$s_{min} \geq \min \begin{cases} d/2 \\ 15 \text{ cm} \end{cases} \quad (19)$$

7.3.2 Bewertung der Zuverlässigkeit des Bemessungsansatzes

Die Bewertung der Zuverlässigkeit der Gleichung zur Ermittlung des Durchstanzwiderstands mit Betonschrauben in der Dimension einer Schubspannung $v_{Rd,cs}$, unter Berücksichtigung der Gln. (17) und (18), wird anhand der vier Versuchsserien vorgenommen. Nicht in die Auswahl mit einbezogen werden die unverstärkten Platten und jene Platte

S02-P04, welche unter hoher zyklischer Belastung versagte.

Für die Beurteilung der Zuverlässigkeit des Bemessungsansatzes wird der Prognosefaktor $\xi_i = V_{\text{test},i}/V_{Rk,calc,i}$ 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%-Fraktilwert des Prognosefaktors $\xi_{k,i} = V_{\text{test},i}/V_{Rk,calc,i}$ 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%-Fraktilwert des Prognosefaktors $\xi_{d,i} = V_{\text{test},i}/V_{Rd,calc,i}$ den Zielwert von 1,0 erreicht bzw. überschreitet.

Sowohl bei einer Auswertung auf charakteristischem Niveau als auch bei einer Auswertung auf Bemessungsniveau überschreiten die Fraktilwerte den geforderten Zielwert von 1,0. Die wesentlichen Einflussfaktoren werden beinahe trendfrei erfasst. Daher wird der Bemessungsansatz zur Bestimmung des Durchstanzwiderstands mit Betonschrauben innerhalb der in den Versuchen geprüften Parameter als ausreichend sicher eingestuft. Bild 40 zeigt die Dichte- und Verteilungsfunktion der Prognosefaktoren bei einer Auswertung auf charakteristischem Niveau und auf Designniveau. Die schlanke Dichtefunktion auf charakteristischem Niveau verdeutlicht eine gute Prognosegenauigkeit. Bei einer Auswertung auf Bemessungsniveau nimmt die Streuung zu, jedoch steigt durch die Teilsicherheitsbeiwerte auch das Sicherheitsniveau, sodass der 0,1%-Fraktilwert des Prognosefaktors deutlich über dem Zielwert von 1,0 liegt.

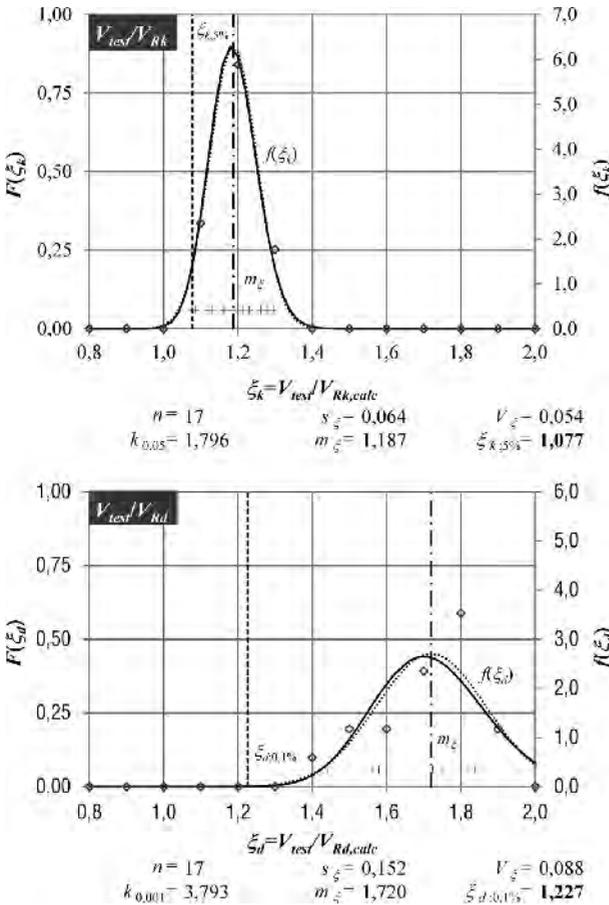


Bild 40. Statistische Verteilung des Verhältnisses Versuchsergebnis zu Versuchsnachrechnung mit dem Bemessungsansatz (oben charakteristischem Niveau, unten Bemessungsniveau)

7.3.3 Beispielrechnung

Angaben

Für den Platten-Stützen-Anschluss einer bestehenden Plattenbrücke soll der Durchstanznachweis geführt werden. Die für den Durchstanznachweis nötigen Angaben können Bild 41 entnommen werden. Es wird angenommen, dass sich das Bauwerk in Deutschland befindet. Somit kommen einige national spezifische Regelungen gemäß DIN EN 1992-1-1/NA:2013 zur Anwendung.

Materialkennwerte

Beton C30/37:

$$f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2; f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_C} = 0,85 \cdot \frac{30}{1,5} = 17 \text{ N/mm}^2$$

Betonstahl B500B:

$$f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2 \quad E_s = 200\,000 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_S} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ N/mm}^2 \quad \epsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{435}{200\,000} = 2,17\%$$

Nutzhöhe und kritischer Rundschnitt

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

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

Der Umfang der Lasteinleitungsfläche beträgt:

$$u_0 = c \cdot \pi = 80 \text{ cm} \cdot \pi = 251,3 \text{ cm} \leq 12 \cdot d = 653,4 \text{ cm}$$

Gemäß DIN EN 1992-1-1/NA liegt damit eine Durchstanzbeanspruchung vor. Der kritische Rundschnitt hat die Länge:

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

Nachweis des Durchstanzwiderstands ohne Durchstanzbewehrung

Der Durchstanzwiderstand ohne Durchstanzbewehrung am kritischen Rundschnitt und in der Dimension einer Schubspannung $v_{Rd,c}$ berechnet sich mit folgenden Eingangsgrößen:

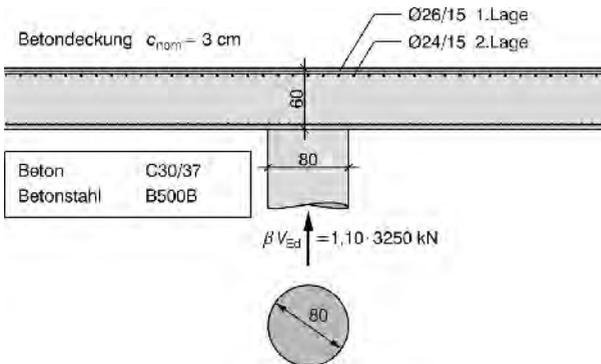


Bild 41. Ausgangssituation für die Führung eines Durchstanznachweises bei einer bestehenden Plattenbrücke

- Vorfaktor $C_{Rd,c}$

Dieser wird laut den Regelungen von DIN EN 1992-1-1/NA wie folgt definiert:

$$C_{Rd,c} = \left\{ \begin{array}{l} (12d/u_0) \cdot 0,18/\gamma_C \geq 0,15/\gamma_C : u_0/d > 12 \\ 0,18/\gamma_C : 12 \geq u_0/d \geq 4 \\ 0,18/\gamma_C \cdot (0,1 \cdot u_0/d + 0,6) : u_0/d < 4 \end{array} \right\}; \quad \text{mit } \frac{u_0}{d} = 4,62 \Rightarrow C_{Rd,c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12$$

- Maßstabsfaktor k

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

- Biegezugbewehrungsgrad ρ_1

$$a_{s,y} = \varnothing 26/15 = \frac{2,6^2 \cdot \pi}{4 \cdot 0,15} = 35,40 \text{ cm}^2/\text{m} \Rightarrow \rho_{ly} = \frac{a_{s,x}}{d_y} = \frac{35,40 \text{ cm}^2/100 \text{ cm}}{55,7 \text{ cm}} = 0,0064$$

$$a_{s,z} = \varnothing 24/15 = \frac{2,4^2 \cdot \pi}{4 \cdot 0,15} = 30,16 \text{ cm}^2/\text{m} \Rightarrow \rho_{lz} = \frac{a_{s,y}}{d_z} = \frac{30,16 \text{ cm}^2/100 \text{ cm}}{53,2 \text{ cm}} = 0,0057$$

$$\rho_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} \sqrt{\rho_{ly} \cdot \rho_{lz}} = 0,0060 \\ 0,5 \cdot f_{cd}/f_{yd} = 0,0196 \\ 0,02 \end{array} \right\} = 0,006$$

- Betondruckspannung $\sigma_{cp} = 0$

- Mindestwert des Schubwiderstands v_{\min}

$$v_{\min} = \left\{ \begin{array}{l} (0,0525/\gamma_C) \cdot k^{3/2} \cdot \sqrt{f_{ck}} : d \leq 600 \text{ mm} \\ ((0,0525 - (0,015/200)d)/\gamma_C) \cdot k^{3/2} \cdot \sqrt{f_{ck}} : 600 < d < 800 \text{ mm} \\ (0,0375/\gamma_C) \cdot k^{3/2} \cdot \sqrt{f_{ck}} : d > 800 \text{ mm} \end{array} \right\} = 0,39 \text{ N/mm}^2$$

Damit lässt sich der Durchstanzwiderstand ohne Durchstanzbewehrung berechnen:

$$v_{Rd,c} = \max \left\{ \begin{array}{l} C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \\ v_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \end{array} \right\} \\ = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,12 \cdot 1,606 \cdot (100 \cdot 0,006 \cdot 30)^{1/3} + 0 \\ 0,39 + 0 \end{array} \right\} = 0,505 \text{ N/mm}^2$$

Die Kontrolle der zu erfüllenden Ungleichung ergibt:

$$v_{Ed} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u_1 \cdot d} = 0,702 \text{ N/mm}^2 \not\leq v_{Rd,c} = 0,505 \text{ N/mm}^2 \Rightarrow \text{Nachweis ist nicht erfüllt!}$$

Der Durchstanzwiderstand ohne Durchstanzbewehrung reicht somit nicht aus, um die einwirkende Durchstanzkraft aufzunehmen. Eine nachträgliche Durchstanzverstärkung ist daher erforderlich. Gewählt werden Betonschrauben $d_0 = 22 \text{ mm}$ ($d_{k,1} = 20,5 \text{ mm}$).

Nachweis des Durchstanzwiderstands mit Durchstanzbewehrung

Zunächst ist zu prüfen, ob mit Betonschrauben der erforderliche Durchstanzwiderstand aufgebaut werden kann. Die Betonschrauben sollten, wenn möglich, bis zur Oberkante der Biegezugbewehrung installiert werden. Da jedoch Bewehrungstreffer in der oberen Lage nicht immer ausgeschlossen werden können, wird angenommen, dass die Betonschrauben nur bis zur Unterkante der Biegezugbewehrung eingebohrt werden sollen. Der Wirkungsfaktor k_{\max} ist mit 1,4 anzusetzen.

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

$$0,702 \text{ N/mm}^2 \leq 1,4 \cdot 0,505 = 0,707 \text{ N/mm}^2 \Rightarrow \text{Nachweis erfüllt!}$$

Der notwendige Durchstanzwiderstand kann daher mit nachträglich installierten Betonschrauben erreicht werden.

Für die weitere Berechnung ist es sinnvoll, zunächst die Anzahl der erforderlichen Bewehrungsreihen und deren Abstand festzulegen, bevor die erforderliche Querschnittsfläche je Durchstanzbewehrungsreihe berechnet wird. Dies geschieht mithilfe des äußeren Rundschnitts u_{out} , also jenem Rundschnitt, an dem der Durchstanzwiderstand ohne Durchstanzbewehrung ausreicht, die einwirkende Schubspannung aufzunehmen. Gemäß DIN EN 1992-1-1/NA wird für diesen Nachweis der Querkraftwiderstand liniengelagerter Bauteile ohne Querkraftbewehrung herangezogen. Dieser berechnet sich analog zu $v_{Rd,c}$ jedoch mit $C_{Rd,c} = 0,15/\gamma_C$.

$$v_{Rd,c,out} = \max \left\{ C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right\}$$

$$= \max \left\{ 0,10 \cdot 1,606 \cdot (100 \cdot 0,006 \cdot 30)^{1/3} + 0 \right\} = 0,421 \text{ N/mm}^2$$

Die erforderliche Länge von u_{out} berechnet sich zu:

$$u_{out,erf} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{v_{Rd,c,out} \cdot d} = \frac{1,10 \cdot 3250 \text{ kN}}{0,421 \text{ kN/cm}^2 \cdot 54,45 \text{ cm}} = 1559,7 \text{ cm}$$

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

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

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 Lasteinleitungsfläche zu:

$$a_{out} = \frac{u_{out}}{2 \cdot \pi} - \frac{c}{2} = \frac{1559,7 \text{ cm}}{2 \cdot \pi} - \frac{80 \text{ cm}}{2} = 208,2 \text{ cm}$$

Die äußerste Reihe ist mindestens bis $1,5 d$ an u_{out} heranzuführen (Bild 42).

$$a_{last} = a_{out} - 1,5 \cdot d = 208,2 - 1,5 \cdot 54,45 = 126,6 \text{ cm}$$

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

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

Damit lässt sich die erforderliche Anzahl der Durchstanzbewehrungsreihen berechnen:

$$n_r = \text{Aufrunden} \left(\frac{a_{last} - s_0}{s_{r,max}} \right) + 1 = 4 \text{ Reihen}$$

Der minimale Abstand zwischen den Reihen beträgt bei der Wahl von 4 Reihen:

$$s_{r,min} = \frac{a_{last} - s_0}{n_r - 1} = \frac{126,6 - 25}{4 - 1} = 33,9 \text{ cm}$$

Gewählt wird ein Reihenabstand von

$$s_r = 35 \text{ cm} = 0,64 \cdot d$$

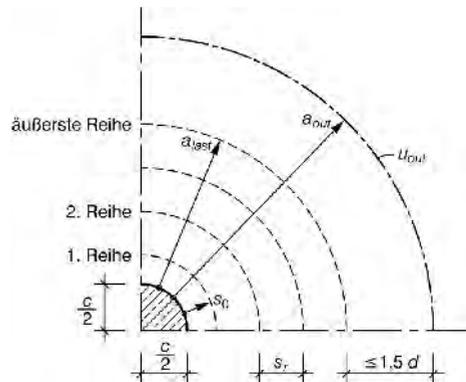


Bild 42. Zur Wahl der Anzahl der Bewehrungsreihen und des Reihenabstands

Die ansetzbare Spannung in den Betonschrauben berechnet sich zu:

$$f_{ywd,ef} = \min \left\{ \begin{array}{l} 5,5 \cdot \frac{k_{sys}}{\gamma_s} \cdot \frac{d}{d_{k,1}} = 5,5 \cdot \frac{1,4}{1,15} \cdot \frac{544,5 \text{ mm}}{20,5 \text{ mm}} = 177,8 \text{ N/mm}^2 \\ 0,5 \cdot f_{ywd} = 0,5 \cdot \frac{500}{1,15} = 217 \text{ N/mm}^2 \end{array} \right.$$

Damit kann die erforderliche anrechenbare Querschnittsfläche der Durchstanzbewehrung in einer Reihe um die Stütze berechnet werden:

$$A_{sw,erf} = \frac{\beta \cdot V_{Ed} - 0,75 \cdot v_{Rd,c} \cdot u_1 \cdot d}{1,5 \cdot \frac{d}{s_r} \cdot f_{ywd,ef}} = \frac{1,1 \cdot 3250 - 0,75 \cdot 0,0505 \cdot 935,6 \cdot 54,45}{1,5 \cdot \frac{54,45}{35} \cdot 177,8} = 39,6 \text{ cm}^2$$

Im Bereich $1,5 d$ um die Stütze wird folgende Querschnittsfläche benötigt:

$$A_{sw,1.5d,erf} = \frac{A_{sw,erf}}{s_r} \cdot 1,5 \cdot d = \frac{39,6}{35} \cdot 1,5 \cdot 54,45 = 92,5 \text{ cm}^2$$

Da sich zwei der vier Reihen innerhalb des Bereichs $1,5 d$ um die Stütze befinden, teilt sich diese Fläche auf die ersten beiden Reihen auf:

$$A_{sw1,erf} = A_{sw2,erf} = \frac{A_{sw,1.5d,erf}}{2} = 46,2 \text{ cm}^2$$

In der dritten und vierten Reihe ist die Querschnittsfläche $A_{sw,erf}$ ausreichend:

$$A_{sw3,erf} = A_{sw4,erf} = A_{sw,erf} = 39,6 \text{ cm}^2$$

In den ersten beiden Reihen werden somit 15 Schrauben je Reihe und in der dritten und vierten Reihe werden je Reihe 13 Schrauben gewählt.

$$A_{sw1} = A_{sw2} = 15 \cdot \frac{d_{k,1}^2 \cdot \pi}{4} = 15 \cdot \frac{2,05^2 \cdot \pi}{4} = 49,5 \text{ cm}^2 \geq 46,2 \text{ cm}^2$$

$$A_{sw3} = A_{sw4} = 13 \cdot \frac{d_{k,1}^2 \cdot \pi}{4} = 13 \cdot \frac{2,05^2 \cdot \pi}{4} = 42,9 \text{ cm}^2 \geq 39,6 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{sw1,5d,vorh} = 30 \cdot \frac{d_{k,1}^2 \cdot \pi}{4} = 99,0 \text{ cm}^2$$

Die vorhandene anrechenbare Durchstanzbewehrungsfläche beträgt:

$$A_{sw} = \min \left\{ \begin{array}{l} A_{sw,i} \\ \frac{A_{sw,1.5d}}{1,5 \cdot d} \cdot s_r \end{array} \right. = \min \left\{ \begin{array}{l} 42,9 \text{ cm}^2 \\ \frac{99,0}{1,5 \cdot 54,45} \cdot 35 = 42,4 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

Damit kann der Widerstand $v_{Rd,cs}$ berechnet und der Nachweis geführt werden:

$$v_{Rd,cs} = 0,75 \cdot v_{Rd,c} + 1,5 \cdot \frac{d}{s_r} \cdot A_{sw} \cdot \frac{f_{ywd,ef}}{u_1 \cdot d} = 0,75 \cdot 0,505 + 1,5 \cdot \frac{54,45}{35} \cdot 42,4 \cdot \frac{177,8}{935,6 \cdot 54,45} = 0,725 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u_1 \cdot d} \leq \min \left\{ \begin{array}{l} v_{Rd,cs} \\ k_{max} \cdot v_{Rd,c} \end{array} \right.$$

$$0,702 \text{ N/mm}^2 \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 0,725 \text{ N/mm}^2 \\ 1,4 \cdot 0,505 = 0,707 \text{ N/mm}^2 \end{array} \right. \Rightarrow \text{Nachweis erfüllt!}$$

Nachweis der ausreichenden Größe des durchstanzbewehrten Bereichs

Mit der gewählten Anordnung der Betonschrauben (s. Bild 43) berechnet sich die Länge des äußeren Rundschnitts zu:

$$u_{\text{out}} = \left(\frac{c}{2} + s_0 + 2 \cdot s_r + 1,5 \cdot d \right) \cdot 2 \cdot \pi = \left(\frac{80}{2} + 25 + 3 \cdot 35 + 1,5 \cdot 54,45 \right) \cdot 2 \cdot \pi = 1581 \text{ cm}$$

Der Durchstanznachweis außerhalb des durchstanzbewehrten Bereichs ergibt:

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

$$0,415 \text{ N/mm}^2 \leq 0,421 \text{ N/mm}^2 \Rightarrow \text{Nachweis erfüllt!}$$

Maximal aufnehmbare Stützkraft mit der gewählten Durchstanzverstärkung

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

$$V_{\text{Ed,zul}} = \frac{1}{\beta} \cdot \min \left\{ \begin{array}{l} v_{\text{Rd,cs}} \cdot u_1 \cdot d \\ k_{\text{max}} \cdot v_{\text{Rd,c}} \cdot u_1 \cdot d \\ v_{\text{Rd,c,out}} \cdot u_{\text{out}} \cdot d \end{array} \right\} = \frac{1}{1,10} \cdot \min \left\{ \begin{array}{l} 3691 \text{ kN} \\ 3603 \text{ kN} \\ 3625 \text{ kN} \end{array} \right\} = 3275 \text{ kN} \geq V_{\text{Ed}} = 3250 \text{ kN}$$

Die einwirkende Stützkraft kann damit aufgenommen werden.

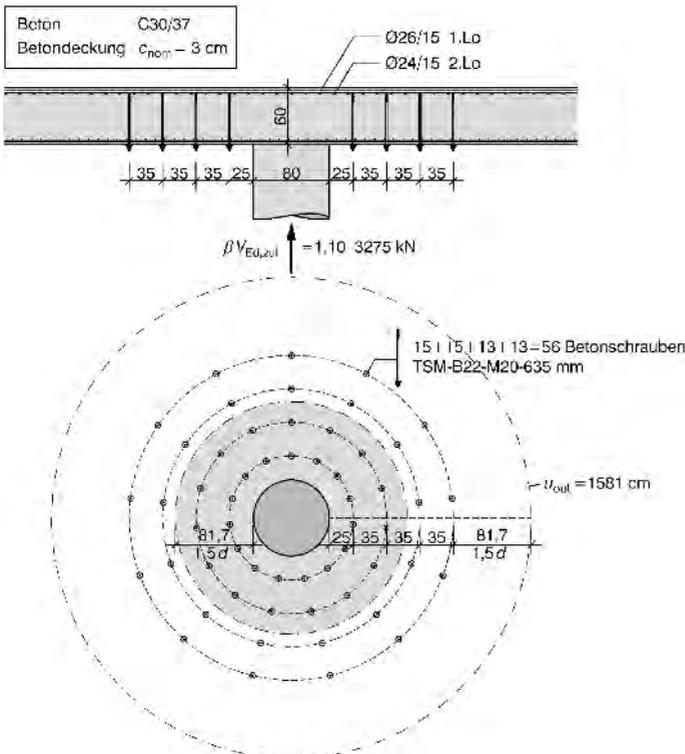


Bild 43. Gewählte Anordnung der Betonschrauben sowie maximal aufnehmbare Stützkraft

8 Pilotprojekte

Aufgrund der Erkenntnisse der wissenschaftlichen Untersuchungen und den daraus abgeleiteten Bemessungskonzepten war es möglich, in den letzten Jahren einige Pilotanwendungen des neuen Verstärkungssystems sowohl im Ingenieurbau als auch im Hochbau erfolgreich umzusetzen. Im Folgenden wird eine exemplarische Auswahl durchgeführter Projekte vorgestellt.

8.1 Querkraftverstärkung einer Eisenbahnbrücke

Eine Pilotanwendung des neuen Systems erfolgte bei einer Eisenbahnunterführung aus den 1980er-Jahren, welche als Plattenbrücke mit einer Spannweite von etwa 12 m ausgeführt wurde. Wie zahlreiche ähnliche Bauwerke mit geringen Spannweiten wurde das Tragwerk ausschließlich mit Schubaufbiegungen und massiver unterer Längsbewehrung ausgeführt. Die vorhandenen Schubaufbiegungen

entsprachen jedoch aufgrund ihrer Lage und des Abstands der einzelnen Reihen zueinander nicht den konstruktiven Regelungen der heute gültigen Normung. Darüber hinaus waren am Tragwerk an den Seitenansichten der Platte bereits Schubrisse ersichtlich, welche mittels Monitoring überwacht wurden.

Auf dem Tragwerk sind vier Gleise einer Hauptverkehrsstrecke der Bahn angeordnet, weshalb Baumaßnahmen von der Oberseite nicht möglich waren. Durch den Einbau von Betonschrauben von der Unterseite in mehreren zu den Lagern parallelen Reihen an beiden Seiten der Platte (s. Bild 44) war es möglich, die Platte auf das Designniveau des Eurocodes zu verstärken und die Querkrafttragfähigkeit des Bauwerks wiederherzustellen. Aufgrund der beidseitig angeordneten Gehwege in der Unterführung war auch eine Verkehrssperre unter dem Tragwerk nicht erforderlich, womit es zu keinerlei Beeinträchtigung des Verkehrs auf oder unter dem Tragwerk kam.

8.2 Querkraftverstärkung einer 4-feldrigen Plattenbrücke

Als eine der ersten Pilotanwendung der Querkraftverstärkung mit Verbundankerschrauben konnte eine 4-feldrige Plattenbrücke einer Schnellstraße auf das Last- und Nachweisniveau der aktuellen Normung gebracht werden. Das Bauwerk mit einer Gesamtlänge von 59 m und einer maximalen Spannweite von 17 m in den beiden Mittelfeldern wurde als Vollplatte mit einer Dicke von 72 cm und einer Plattenbreite von 9,5 m errichtet und in jeder Lagerachse auf jeweils drei Stützen gelagert.

Im Zuge einer Nachrechnung auf Basis der Eurocode-Normung wurden am bestehenden Tragwerk unter anderem Defizite in Bezug auf die Querkrafttragfähigkeit der Platte festgestellt. Diese Defizite konnten in drei verschiedene Bereiche eingeteilt werden, wie Bild 45 zeigt. So wurden jeweils neben den Lagerachsen Querstreifen mit Querkraftdefizi-



Bild 44. Von unten in die Platte eingebaute Querkraftverstärkung der Eisenbahnunterführung (mit freundlicher Genehmigung der österreichischen Bundesbahnen)

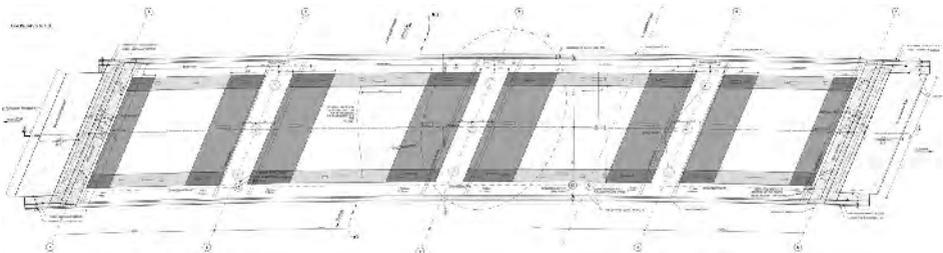


Bild 45. Auszug aus dem Übersichtsplan der Querkraftverstärkung im Grundriss der Brücke mit den identifizierten Bereichen der Defizite an Querkraftbewehrung (mit freundlicher Genehmigung der Baudirektion des Landes Burgenland)

ten und entlang den Rändern der Vollplatte im Anschlussbereich an die Kragplatten Längsstreifen mit Defiziten festgestellt. Für diese Bereiche wurde anschließend eine Querkraftverstärkung mit Verbundankerschrauben geplant. Insgesamt wurden etwa 1200 Verbundankerschrauben als nachträgliche Querkraftbewehrung eingebaut.

Da am Tragwerk eine zusätzliche Aufbetonschicht mit zusätzlicher Längs- und Querbewehrung zur Verstärkung der Biegetragfähigkeit eingebaut wurde, wurde bei diesem Projekt die Querkraftverstärkung aufgrund der besseren Zugänglichkeit ebenfalls von oben eingebaut. Die Rückverankerungselemente der Betonschrauben wurden daher über Unterlegelemente so positioniert, dass sie auf Höhe der neuen Bewehrungslage angeordnet wurden und in der Aufbetonschicht liegen. In Bild 46 ist der Einbau der Verbundankerschrauben von der Tragwerksobenseite dargestellt. Hier wurde die obere Bewehrungslage mittels zerstörungsfreier Ortung ermittelt und am Bauwerk markiert. Anschließend wurden mittels Hammerbohrverfahren über eine Bohrlafette die Bohrungen mit einer Länge von 65 cm als Stufenbohrung hergestellt und in einem weiteren Arbeitsgang der Verbundmörtel in die gereinigten Bohrlöcher eingebracht und die Schrauben eingedreht.



Bild 46. Injizieren des Verbundmörtels in die gebohrten Löcher und Eindrehen der Verstärkungselemente mittels Tangentialschlagschrauber (mit freundlicher Genehmigung der Baudirektion des Landes Burgenland)

8.3 Durchstanzverstärkung einer Plattenbrücke

Bei einer punktgestützten Plattenbrücke an einer Schnellstraße konnte eine Durchstanzverstärkung mit Betonschrauben umgesetzt werden. Das Tragwerk besteht aus einer Vollplatte mit einer Plattendicke von 60 cm, welche als 3-Feld-System auf Stützen mit einem Durchmesser von 80 cm an den Zwischenauflagern gelagert ist. Die vorhandenen Schubaufliegungen in der Platte im Bereich der Punktlager (s. Bild 47) reichten aufgrund der Anordnung weit außerhalb des Lagers nicht aus, um die Durchstanzlasten rechnerisch aufnehmen zu können, wie eine Nachrechnung auf Basis der aktuellen Normung ergab.

Die Verstärkung des Tragwerks wurde mithilfe von Verbundankerschrauben $d_0 = 22$ mm und einer Länge von 63,5 cm in 4 Ringen mit je 12 Schrauben um die Stützen ausgeführt. Die Einbohrtiefe h_1 betrug dabei 56 cm, sodass die Verankerung der Schraube unterhalb der oberen Bewehrungsebene angeordnet wurde.

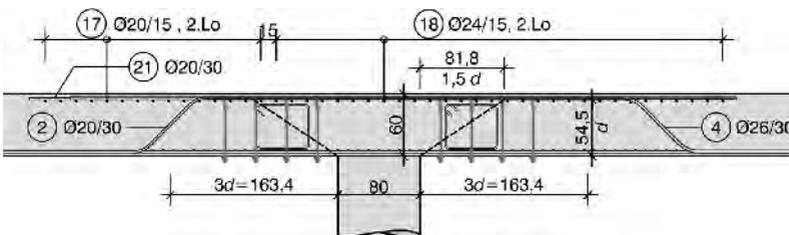


Bild 47. Plattenausschnitt der punktgestützten Plattenbrücke mit vorhandener Bewehrung und geplanter Durchstanzertüchtigung mit Verbundankerschrauben

IX



Bild 48. Einbau der Durchstanzverstärkung von unten um die Rundstützen unter laufendem Betrieb auf und unter dem Tragwerk (mit freundlicher Genehmigung der Asfinag)

Durch den Einsatz von Verbundankerschrauben als nachträgliche Durchstanzverstärkung konnte die geforderte Durchstanztragfähigkeit des Tragwerks ohne Störung des Verkehrs der Schnellstraße auf der Brücke wiederhergestellt werden. Der Einbau der Durchstanzverstärkung erfolgte von unten lokal um die Stützen auch ohne wesentliche Störung des Verkehrs auf der Straße unter dem Tragwerk (s. Bild 48).

8.4 Biege- und Querkraftverstärkung einer Eisenbahnbrücke

Die betreffende zweigleisige Eisenbahnüberführung der Deutschen Bahn über eine Bundesautobahn wurde als zweifeldrige Spannbetonbrücke im Jahr 1967 errichtet. Es handelt sich dabei um eine Balkenbrücke mit zwei gedrungenen Hohlkastenquerschnitten mit massiven Stegen. Die Feldweite der beiden Felder beträgt 17,5 m. Ein Hohlkastenquerschnitt ist in Bild 49 dargestellt. Der Überbau des Tragwerks wurde in Spannbetonbauweise mit dem damals gebräuchlichen Sigma Oval Spannstahl errichtet. Dieser Spannstahl ist nach heutigem Wissenstand stark spannungsrissskorrosionsgefährdet, wie etwa in [59, 60] beschrieben wird. Aufgrund

dessen wurde eine Nachrechnung auf Basis der Handlungsanweisung Spannungsrisskorrosion [61] durchgeführt, welche zum Ergebnis kam, dass keine Versagensankündigung im Falle von Spanngliedbrüchen und damit keine Restlebenszeit für das Bauwerk gegeben ist.

Da es sich beim Bauwerk um ein Schlüsselbauwerk aufgrund der Bedeutung der Eisenbahnstrecke handelt, wurde seitens der Verantwortlichen entschieden eine Verstärkungsmaßnahme auszuführen, mit der es möglich ist, die Restlebenszeit der Brücke um 20 Jahre zu erhöhen. In diesem verbleibenden Zeitraum soll anschließend ein Ersatzneubau der Brücke geplant und ausgeführt werden, ohne Unterbrechungen des Eisenbahnverkehrs zu verursachen.

Eine wesentliche Vorgabe bei der Ausführung der Verstärkung war dabei, dass der Eisenbahnverkehr auf der Brücke nicht unterbrochen werden darf. Es konnten dementsprechend keine Maßnahmen von der Oberseite der Brücke durchgeführt werden. Gleichzeitig durfte unter der Brücke jedoch auch lediglich jeweils ein Fahrstreifen der Autobahn gesperrt werden. Dazu wurde ein spezielles Verstärkungskonzept erarbeitet, mit dem die gesamte Maßnahme innerhalb von 4 Wochen umgesetzt werden konnte.

Bild 49 zeigt die linke Seite des Querschnitts der Brücke. Der Querschnitt besteht aus zwei Hohlkästen, welche mit einer Platte verbunden sind. Aufgrund der Gefährdung des verwendeten Spannstaht musste eine Biegeverstärkung vorgenommen werden. Diese wurde in Form von außen an beiden Seiten des Hohlkörpers angebrachten Stahllaschen als externe Bewehrung geplant und ausgeführt (Bild 49). Der wesentliche Vorteil dieser außen angebrachten Stahllaschen liegt in der Installierbarkeit in einzelnen Schüssen, die in Längen von 3,5 m bis 5,5 m am Tragwerk mit Verbundschrauben befestigt wurden. Diese Laschen wurden anschließend in den Endquerträgern mit jeweils 5 bzw. 6 Verbundschrauben mit einer Länge von ca. 2 m verankert. Abschließend konnten die Laschen an den Stößen über konventionelle Schraubenstöße vorgespannt und somit als neue Längsbewehrung aktiviert werden. Wesentlich war dabei die Anzahl der eingebauten Verbundankerschrauben zur Kraftübertragung zwischen der externen Bewehrung und dem Beton. Durch die Befestigung der Stahllaschen mittels Betonschrauben mit geringen Abständen im Beton ist es möglich, die aktivierte Kraft in der externen Bewehrung auch im Falle von Rissbildung kontinuierlich in den Beton zu übertragen.

Zusätzlich zur Biegeverstärkung war eine Querkraftverstärkung an den Endauflagern erforderlich, welche mittels durch den Kastenquerschnitt gebohrten Betonschrauben $d_0 = 16$ mm mit einer Länge von 125 cm ausgeführt wurde.

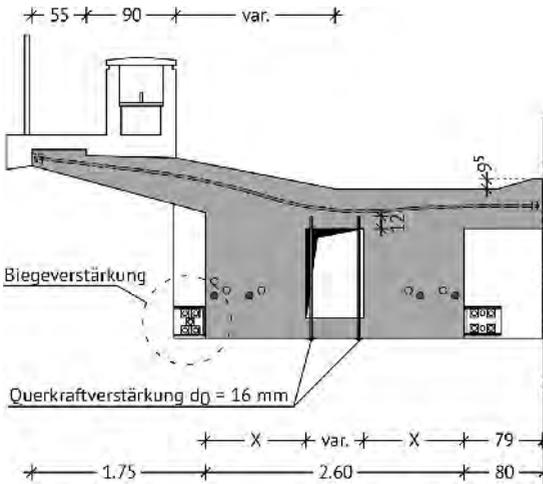


Bild 49. Halber Brückenquerschnitt und die Verstärkung in Form von Betonschrauben durch den Kastenquerschnitt als Querkraftverstärkung und mittels Betonschrauben verankerten Stahllaschen als externe Bewehrung (Prof. Feix Ingenieure GmbH)

Bild 50 zeigt den Einbau der Biegeverstärkung bzw. der einzelnen Stahllaschen unter Aufrechterhaltung des Eisenbahnverkehrs auf dem Tragwerk. Durch den Einbau der externen Biegezugbewehrung in Form von einzelnen Stahllaschen war es möglich, die Verkehrsbeeinflussung unter dem Tragwerk durch Sperren von einzelnen Verkehrspuren so gering wie möglich zu halten.

8.5 Ertüchtigung des Blocks 34 des Altstadttringtunnels in München

Der Münchner Altstadttring stellt den innersten Verkehrsring der Landeshauptstadt München dar. Der sogenannte Altstadttringtunnel im Norden des Rings ist zugleich zentrale West-Ost-Verbindung im Herzen von München. Der Tunnel wurde in den späten 1960er-Jahren errichtet und anlässlich der Olympischen Spiele 1972 für den Verkehr freigegeben. Heute stellt der Altstadttring Nord mit einer durchschnittlichen, täglichen Verkehrsbelastung von 60000 Fahrzeugen im Tunnel eine wesentliche Hauptverkehrsader von München dar. Eine Teil- oder Totalspernung bedeutet für München eine schwerwiegende verkehrstechnische Beeinträchtigung für das gesamte Innenstadtgebiet.

Eine Besonderheit des Altstadttringtunnels ist mit dem Tunnelblock 34, direkt unter dem Prinz-Carl-Palais, gegeben. Das historische Palais, welches lange als Amtssitz des bayerischen Ministerpräsidenten genutzt wurde, wurde 1806 fertiggestellt. Da der Tunnel das Gebäude vollständig unterquert, musste der Tunnel nachträglich mittels aufwendiger Abfangkonstruktionen unter dem Gebäude errichtet werden, wie Bild 51 zeigt.



Bild 50. Aufrechterhaltung des Verkehrs auf und unter der Brücke während des Einbaus der Verstärkungselemente (mit freundlicher Genehmigung der Toge Dübel GmbH & Co. KG)

Zur Errichtung der Tunneldecke im Bereich des ursprünglich vorhandenen Kellergeschosses wurden im Pilgerschrittverfahren insgesamt 15 Spannbetontträger (auch als Lamellen bezeichnet) abschnitts-

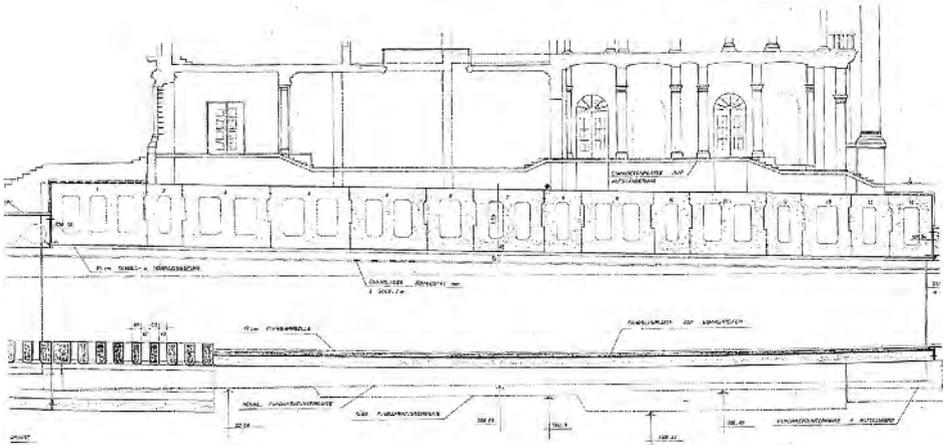


Bild 51. Längsschnitt eines Bestandsplans des Altstadttringtunnels unter dem Prinz-Carl-Palais mit Tunneldecke in Form von einzelnen Spannbetonlamellen (mit freundlicher Genehmigung des Baureferates der Landeshauptstadt München)

weise errichtet (vgl. Darstellung im Bild 51). Diese Lamellen besitzen eine Höhe von 3,5 m und eine variable Querschnittsbreite. Zur Reduzierung des Eigengewichts wurden in den Lamellen in Längsrichtung mehrere Hohlkörper mit einer Höhe von 2 m angeordnet. Die Lamellen wurden in Längsrichtung vorgespannt. Nach Fertigstellung aller 15 Lamellen wurden diese mittels über und unter den Hohlkörpern liegender Spannlieder auch in Querrichtung vorgespannt (vgl. Bild 53), um eine Plattenwirkung zu erzielen. Nach Errichtung der Tunneldecke wurden die Bereiche für die beiden Tunnelwände ausgegraben und diese errichtet, abschließend wurde der Restquerschnitt des Tunnels ausgebrochen, wie in der unteren Darstellung im Bild 51 gezeigt wird. Somit stellen die einzelnen Lamellen vorgespannte Einfeldträger dar, welche auf den Tunnelaußenwänden aufliegen. Die maximale Spannweite der Lamellen beträgt etwa 32 m, wobei der gesamte Lastabtrag aus dem Prinz-Carl-Palais über die Tunneldecke dieses Blocks erfolgt.

Für die Vorspannung der Tunneldecke wurde ein Spannsystem mit vergüteten Spannstählen Sigma Oval St 145/160 verwendet. Nach heutigem Kenntnisstand (vgl. [59–61]) gilt der verwendete Sigma-Oval-Stahl als spannungsrissskorrosionsgefährdet. Eine Nachrechnung im Jahr 2013 nach der Handlungsanweisung Spannungsrissskorrosion ergab, dass bei 13 der 15 Lamellen keine Vorankündigung des Versagens bei Ausfall der Spannbewehrung nachgewiesen werden kann.

In den restlichen Tunnelblöcken, welche ebenfalls mit Sigma-Oval-Spannstahl vorgespannte Decken

aufweisen, wird ein Monitoring-System eingesetzt, welches Spannstahlbrüche akustisch erkennt (vgl. [62]). Der Einsatz dieses Systems im Block 34 wurde aufgrund der hohen ständigen Lasten aus dem Prinz-Carl-Palais verworfen. Aufgrund der Randbedingungen wurde eine Verstärkung der Tunneldecke des Tunnelblocks 34 beschlossen, wobei wegen des Prinz-Carl-Palais über diesem Block Baumaßnahmen von oben nicht möglich sind. Zudem ist eine Totalsperre des Tunnels aufgrund der Verkehrsbedeutung des Tunnels nicht möglich. Nach der Prüfung von verschiedenen Verstärkungsmöglichkeiten wurde daher unter den gegebenen Randbedingungen eine Verstärkung mit Verbundankerschrauben als der beste Weg zur Verstärkung der Tunneldecke erachtet und die Planung der Verstärkung beauftragt.

Die Verstärkung des Tunnelblocks 34 setzt sich aus einer nachträglichen Querkraft- sowie einer Biegeverstärkung zusammen, die im Falle eines Ausfalls eines Teils des Spannstahls die Tragfähigkeit gewährleisten sollen. Die zusätzliche Biegezugbewehrung wird in einer Spritzbetonschicht an der Tragwerksunterseite in Form von hochfesten Gewindestäben ($f_{yk} = 670 \text{ N/mm}^2$ und $f_{uk} = 800 \text{ N/mm}^2$) mit einem Durchmesser von $\varnothing 43 \text{ mm}$ bzw. $\varnothing 63,5 \text{ mm}$ angebracht, wie in Bild 52 ersichtlich ist. Diese Gewindestäbe werden mithilfe von mehreren Betonschrauben $d_0 = 22 \text{ mm}$ an beiden Seiten in die Tunnelwände verankert, wobei die Verankerungsbohrung hierfür 140 cm lang ist und somit als Stufenbohrung ausgeführt wird, wie ebenfalls in Bild 52 dargestellt wird. Die Kopplung der Gewindestäbe an die Schrauben erfolgt über Stahlplatten.

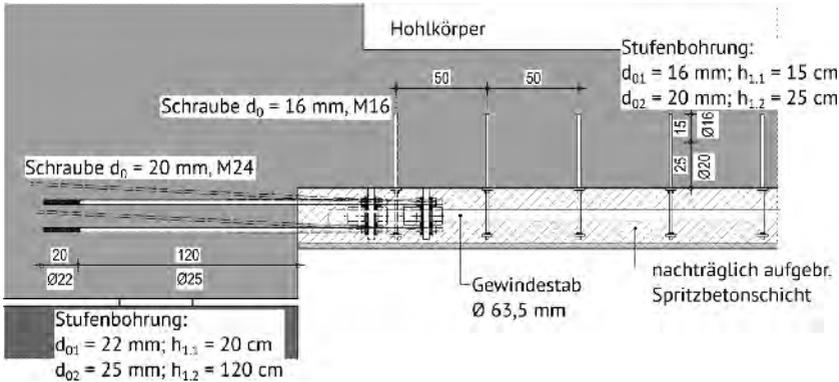


Bild 52. Geplante zusätzliche Biegezugverstärkung an der Tunnelunterseite mit Gewindestäben $\varnothing 63$ mm und Verankerung mit $d_0 = 22$ mm Betonschrauben in die Lagerbänke (Prof. Feix Ingenieure GmbH)

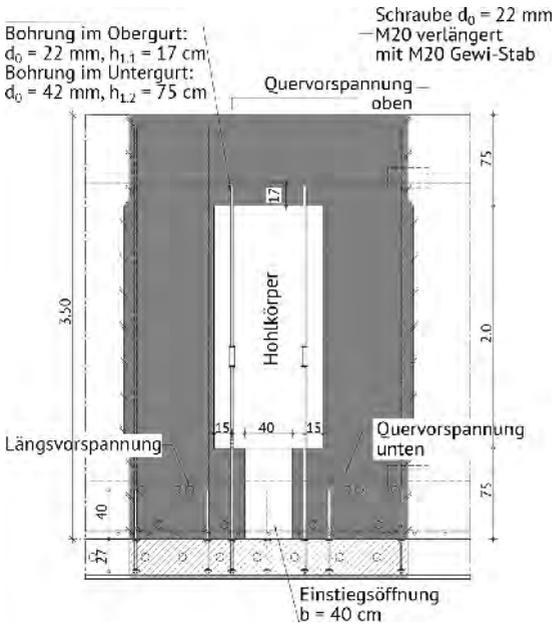


Bild 53. Querschnitt einer Lamelle mit der nachträglich eingebauten Biege- und Querkraftverstärkung (Prof. Feix Ingenieure GmbH)

Die Querkraftverstärkung wird zum einen über kurze Schrauben mit $d_0 = 16$ mm bei einer Einbohrtiefe von $h_1 = 40$ cm hergestellt. Diese Schrauben verbinden die neue Biegezugbewehrung kraftschlüssig mit der vorhandenen Bügelbewehrung in den Stegen neben den Hohlkörpern, wie in den Bildern 52 und 53 zu erkennen ist. Zusätzlich werden Schrauben mit einem Durchmesser von $d_0 = 22$ mm in zwei Reihen durch die Hohlkörper angeordnet,

um eine zusätzliche Querkraftbewehrung zu erhalten. Diese Schrauben werden im Obergurt unterhalb der oberen Quervorspannung mit $h_{1,1} = 17$ cm verankert und durch den Untergurt mit einer Einführungsbohrung von $d = 42$ mm eingebaut. Für den korrekten Einbau der Schrauben in den Obergurt ist eine Zugänglichkeit der Hohlkörper erforderlich, weshalb hierfür Einstiegsöffnungen in die Hohlkörper von unten erstellt werden müssen. Details zur



Bild 54. Einbau der Querkraftverstärkung von unten und Einbau der nachträglichen Biegezugbewehrung an der Nordseite des Tunnels unter Aufrechterhaltung des Verkehrs (Prof. Feix Ingenieure GmbH)

nachträglichen Verstärkung des Blocks 34 des Altstadtringtunnels können auch in [54, 63, 64] nachgelesen werden.

Im Frühjahr 2019 wurde mit den Ausführungsmaßnahmen der Tunnelverstärkung begonnen, wobei stets mindestens zwei Fahrstreifen geöffnet bleiben mussten (s. a. Bild 54). Nach einer ausführlichen zerstörungsfreien Detektion der vorhandenen Spannglieder konnten die Einstiegsöffnungen in die Hohlkörper hergestellt werden, welche für den Einbau der Schrauben in die Hohlkörper erforderlich sind (vgl. Bilder 53 und 54). Die im Zuge der Erstellung zurückgebliebene Schalung der Hohlkörper musste im Hohlkörper zerkleinert und entfernt werden. Anschließend konnte mit dem Einbau der Verstärkungsschrauben begonnen werden. Im nächsten Schritt wurden die hochfesten Gewindestäbe an der Deckenunterseite abschnittsweise eingebaut (Bild 54) und mittels Muffen gestoßen.

Diese Arbeiten wurden im Sommer 2020 fertiggestellt und anschließend die zusätzliche Spritzbetonschicht aufgebracht und damit die ebene Tunneldeckenunterseite wiederhergestellt. Die gesamte Maßnahme zur Verstärkung der Tunneldecke des Blocks 34 des Altstadtringtunnels konnte somit in ca. 1,5 Jahren unter Aufrechterhaltung des Verkehrs durchgeführt werden.

9 Zur ökologischen und ökonomischen Bewertung von Verstärkungsmaßnahmen

Alle Bauwerke und Bauteile sind einer natürlichen Alterung unterworfen, die zum Beispiel durch hö-

here Belastungen, Ausführungs-, Planungs- und Materialfehler noch beschleunigt werden kann. Dadurch kann es gerade bei Tragwerken, die für eine längere Nutzungsdauer vorgesehen sind, schon vor Erreichen des Endes dieser Nutzungsdauer zu Einschränkungen der Tragsicherheit kommen, sofern nicht geeignete Instandsetzungs- und Verstärkungsmaßnahmen getroffen werden.

Wie in Bild 55 gezeigt, können verschiedene Strategien zur Erhaltung der Bauwerke gewählt werden. So wird bei der Präventivstrategie meist vorbeugend der Bauwerkszustand möglichst nahe am Neubauzustand erhalten und somit ein sehr guter bis guter Zustand durch etliche kleinere Erhaltungsmaßnahmen sichergestellt. Dies geht jedoch mit hohen Kosten einher. Hingegen wird bei einer zustandsbestimmten Strategie der Zustand des Bauwerks laufend kontrolliert und gegebenenfalls werden gezielte Verstärkungs- und Instandhaltungsmaßnahmen durchgeführt, was wirtschaftliche Vorteile bringt. Bei der gezielten Alterung werden über einen langen Zeitraum keinerlei Maßnahmen getroffen, wodurch sich der Erhaltungszustand des Bauwerks massiv verschlechtert. Erst wenn der Zustand in einen kritischen Bereich kommt, wird durch umfangreiche Sanierungsmaßnahmen ein möglichst guter Zustand wiederhergestellt. Gemäß [65] zeichnet sich die zustandsbestimmte Strategie durch die höchste Wirtschaftlichkeit aus.

Wie in [21] beschrieben wird, stellen allein die Brücken an den Bundesfernstraßen in Deutschland heute ein Anlagevermögen von etwa 50 Mrd. Euro dar. Daher kommt der Wahl der geeigneten Erhaltungsstrategie für dieses Vermögen eine entscheidende



Bild 55. Drei Arten der Erhaltungsstrategien für Brückentragwerke (aus [65])

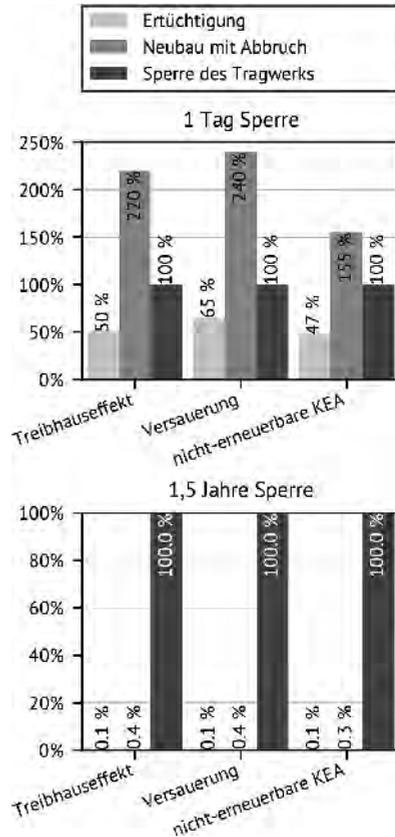


Bild 56. Vergleich der Auswirkungen von Ersatzneubauten bzw. Verstärkungsmaßnahmen auf ökologische Kenngrößen (aus [68])

Rolle zu. Für die wirtschaftlich sinnvolle Strategie der zustandsbestimmten Erhaltung müssen allerdings auch geeignete Verfahren, wie etwa Verstärkungsverfahren, entwickelt werden, um durch gezielte Maßnahmen den Zustand des Bauwerks immer wieder auf das gewünschte Niveau anheben zu können.

Die Wirtschaftlichkeit eines Verstärkungssystems zeichnet sich jedoch nicht nur durch das Verhältnis von Materialaufwand oder Arbeitsstundenaufwand bezogen auf den Verstärkungsgrad aus, sondern wird gerade im Infrastrukturbereich massiv von externen Kosten geprägt, wie zum Beispiel [66] zeigt. Externe Kosten im Bereich von Baumaßnahmen an Infrastrukturbauwerken sind etwa volkswirtschaftliche Auswirkungen durch Stau, längere Verkehrswege, erhöhten Schadstoffausstoß und daraus resultierende Umweltauswirkungen und Gesundheitsfolgen. So werden zum Beispiel in [67] die Staukosten in Deutschland im Jahr 2000 auf 70 Mrd. Euro infolge des aufgetretenen Zeitverlustes geschätzt. Entsprechend sind die Infrastrukturbetreiber bemüht, jede Einschränkung des Verkehrs auf oder unter den

Brückentragwerken weitestgehend zu vermeiden. Die planenden Ingenieure von Neubau- oder Instandsetzungsmaßnahmen sind entsprechend gefordert Lösungen anzubieten, die möglichst unter laufendem Betrieb ohne Einschränkungen erfolgen können.

Darüber hinaus nehmen in den letzten Jahren auch Betrachtungen hinsichtlich der Nachhaltigkeit von Baumaßnahmen im Bereich der Infrastruktur zu. Dabei helfen etwa Betrachtungen der Lebenszykluskosten bei der Entscheidung, ob ein Ersatzneubau oder die weitere Nutzung eines in die Jahre gekommenen Tragwerks durch Einsatz von Verstärkungs- und Instandsetzungsmaßnahmen sinnvoll ist. Im Zuge der Verstärkung der Eisenbahnüberführung, welche in Abschnitt 8.4 beschrieben wird, wurde ein Life Cycle Assessment (LCA) der Verstär-

kungsmaßnahme durchgeführt [68, 69]. Dazu wurde die Verstärkungsmaßnahme einem etwaigen Ersatzneubau gegenübergestellt. Die dazugehörigen Ergebnisse sind in Bild 56 dargestellt und zeigen, dass bereits die Sperrung des Tragwerks für nur einen Tag einen deutlich größeren Einfluss etwa auf den Treibhauseffekt, das Versauerungspotenzial und den nicht erneuerbaren kumulierten Energieaufwand (KEA) hat als die komplette Verstärkungsmaßnahme. Der Ersatzneubau allein erzeugt bereits ohne Berücksichtigung von Sperrzeiten die drei- bis vierfachen Auswirkungen auf die Nachhaltigkeitskenngrößen.

Betrachtet man hingegen die Auswirkungen von Sperrungen im Zeitraum, den ein vollständiger Ersatzneubau brauchen würde, also etwa 1,5 Jahre, mit, so zeigt sich, dass die Auswirkung der 14-tägigen Verstärkungsmaßnahme im Vergleich zum Ersatzneubau, was die genannten Effekte betrifft, deutlich unter 1 % liegt (vgl. Bild 56). Diese Studie zeigt also exemplarisch sehr deutlich, dass bei Sperrungen der Transportinfrastruktur massive Auswirkungen in ökologischer und ökonomischer Hinsicht zu erwarten sind. Durch den gezielten Einsatz von Verstärkungsmaßnahmen unter Berücksichtigung von geeigneten Verfahren, die die Sperrzeiten so kurz wie möglich gestalten oder sogar gänzlich vermeiden, lassen sich somit große Mengen an Treibhausgasemissionen sowie an Energieaufwand von nicht erneuerbaren Energien vermeiden oder zumindest dramatisch reduzieren.

10 Zusammenfassung

Der Beitrag zeigt zunächst die Notwendigkeit von neuen, innovativen Verstärkungsmethoden speziell für die nachträgliche Biege-, Querkraft- und Durchstanzerstärkung auf. Aufgrund der Altersstruktur der bestehenden Bauwerke, speziell der Brückeninfrastruktur, welche zum Großteil 40 bis 60 Jahre alt ist, ergibt sich die Notwendigkeit von Instandsetzungsmaßnahmen. Durch die starke Zunahme des Verkehrs, insbesondere des Schwerverkehrs, in Zentraleuropa bei gleichzeitig teilweise restriktiveren Berechnungsansätzen in der Normung kommt es bei der Nachrechnung von Tragwerken häufig zu einem Defizit zwischen erforderlicher und vorhandener Bewehrung.

Wie Studien zeigen, ist der Ersatzneubau von Bauwerken auf Hauptverkehrsrouten in der Regel wirtschaftlich und ökologisch nicht oder nur in Ausnahmefällen vertretbar. Eine Sperrung von wichtigen Verkehrsverbindungen, welche für die Errichtung von neuen Tragwerken erforderlich wäre, ist meist nicht möglich oder mit einem enormen volkswirtschaftlichen Schaden verbunden. Dementsprechend kommt in den nächsten Jahren der Instandhaltung und Verstärkung der bestehenden Infrastruktur eine immer

größere Bedeutung zu. Gegenüber dem Neubau sind hier meist engere Randbedingungen gegeben, welche an das Verstärkungssystem gestellt werden.

Aus diesem Grund wurde in den letzten Jahren an der Universität Innsbruck intensiv hinsichtlich des Einsatzes von modifizierten Betonschrauben, die prinzipiell aus der Verankerungstechnik bekannt sind, als nachträgliche Bewehrung geforscht. Anhand von Laborversuchen an Biegeträgern konnte die Eignung des Systems als nachträgliche Biege- und Querkraftbewehrung nachgewiesen werden. Durch zyklisch belastete Versuche wurde wiederum nachgewiesen, dass sich Betonschrauben auch uneingeschränkt für die Verstärkung von dynamisch belasteten Tragwerken eignen. Neben Balkenversuchen wurden Durchstanzerstärkungen an Stahlbetonplatten durchgeführt, die ebenfalls mit nachträglich eingebauten Betonschrauben verstärkt waren. Auch hier konnte eine positive Wirkung der nachträglichen Verstärkung bestätigt werden und bei allen durchgeführten Versuchen eine deutliche Steigerung der Durchstanzerstärkung erzielt werden.

Die Querkrafttragfähigkeit von Balken bzw. liniengelagerten Platten kann durch den Einsatz der Verbundankerschrauben um bis zu 140 % gegenüber nicht querkraftbewehrten Referenztragwerken gesteigert werden. Die Durchstanzerstärkung von durch konzentrierte Lasten beanspruchten Plattentragwerken kann durch den Einsatz der Betonschrauben um ca. 40 % bis 50 % gegenüber nicht mit Durchstanzerstärkung hergestellten Tragwerken gesteigert werden.

Auf Grundlage der durchgeführten Versuche und weiterer Untersuchungen war es möglich, Bemessungskonzepte auf Basis der bekannten Bemessungsregeln des Eurocode 2 abzuleiten und entsprechend anzupassen. Diese Bemessungskonzepte fanden auch Eingang in die bauaufsichtlichen Zulassungen des Systems der nachträglichen Querkraft- [49, 51] und Durchstanzerstärkung [50, 52] mit Betonschrauben, die seit Herbst 2019 verfügbar sind.

In ersten Anwendungsfällen von Biege-, Querkraft- oder Durchstanzerstärkungen mit Betonschrauben konnte die hervorragende Eignung des Systems für die praktische Anwendung nachgewiesen werden. So konnte etwa an einer Brücke der Deutschen Bahn neben einer Steigerung der Querkrafttragfähigkeit durch eingebaute Schrauben auch eine Biegeverstärkung erfolgreich realisiert werden. Diese erfolgte über extern angebrachte Stahllaschen, welche mittels überlanger Betonschrauben endverankert und entlang des Tragwerks mittels kurzer Betonschrauben kontinuierlich mit diesem verbunden wurden. Darüber hinaus wurden mehrere Plattenbrücken innerhalb weniger Tage und unter laufendem Betrieb ausschließlich von unten verstärkt und so die volle normativ geforderte Tragsicherheit ge-

gen Querkraft- oder Durchstanzenversagen wiederhergestellt. Aber auch bei großen Projekten und unter sehr schwierigen Randbedingungen, wie bei der Verstärkung der Tunneldecke des Münchner Altstadttringunnels, konnten die Betonschrauben mit Längen bis zu 3,2 m erfolgreich eingesetzt werden.

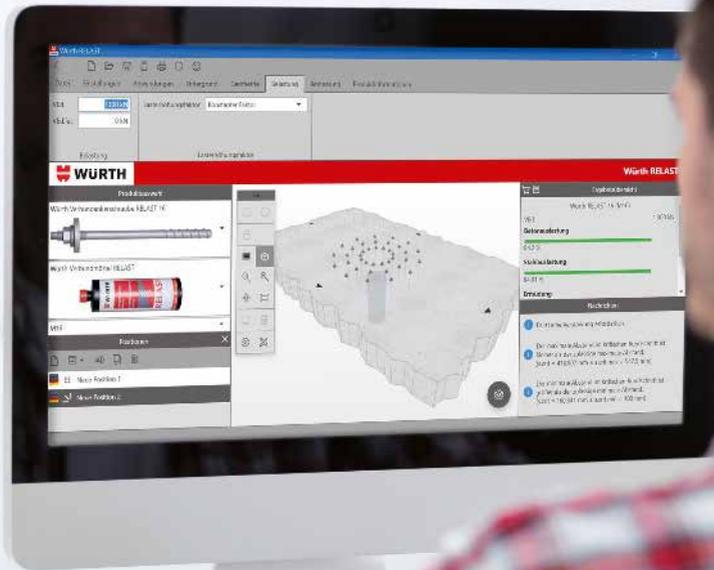
Besonders hervorzuheben am neuen System ist die Robustheit der Verankerung der Betonschrauben. Diese sind unabhängig von der Außentemperatur einbaubar und wegen des echten mechanischen Verankerungsprinzips auf Basis des Hinterschnitts sofort nach dem Einbau belastbar. Sie besitzen auch im Lastfall Brand und sogar bei Ausfall der Verbundwirkung des Klebers eine hohe Resttragfähigkeit. Zudem kann das System unter laufendem Betrieb auf dem Tragwerk eingebaut werden, wie die ausgeführten Pilotprojekte zeigen. Aufgrund dieser positiven Eigenschaften, der Wirtschaftlichkeit und Robustheit des Systems, der einfachen Bemessung, aber vor allem wegen der inzwischen vorhandenen bauaufsichtlichen Zulassung steht einer weiteren Verbreitung dieses Systems nichts mehr im Wege.

11 Literatur

- [1] Fitschen, A.; Nordmann, H. (2018) *Verkehrsentwicklung auf Bundesfernstraßen 2015*, Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen, Verkehrstechnik Heft **V 304**, Bergisch Gladbach.
- [2] Amt der Tiroler Landesregierung (2018) *Verkehr in Tirol – Bericht 2018*, Innsbruck.
- [3] Bundesanstalt für Straßenwesen (2019) *Brücken an Bundesfernstraßen – Brückenstatistik 09/2019*. https://www.bast.de/BAST_2017/DE/Statistik/Bruecken/Brueckenstatistik.pdf;jsessionid=B8402C5D-C792B15352D4823E5F45FEF4.live!1291?__blob=publicationFile&v=13. [Zugegriffen: 08-Jan-2020].
- [4] Plösch, R. (2015) *Verdeutlichung des Potentials für die Integralisierung von Bestandsbrücken in Österreich*, Masterarbeit, Technische Universität Graz.
- [5] Fischer, O.; Lechner, T.; Wild, M.; Müller, A.; Kessner, K. (2016) *Nachrechnung von Betonbrücken-Systematische Datenauswertung nachgerechneter Bauwerke*, Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen, Brücken- und Ingenieurbau Heft **B 124**, Bergisch Gladbach.
- [6] Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur (2015) *Brückenmodernisierung im Bereich der Bundesfernstraßen*, Berlin.
- [7] Haardt, P. (2010) Vom schadensbasierten zum zuverlässigkeitsorientierten Erhaltungsmanagement für Brückenbauwerke der Bundesfernstraßen, in *Sicherstellung der Nutzungsfähigkeit von Bauwerken mithilfe innovativer Bauwerksüberwachung*, S. 11–16.
- [8] Feix, J. (2017) Forschung für den Bestand, in *Innsbrucker Bautage 2017*, Innsbruck, S. 11–14.
- [9] Feix, J.; Lechner, J. (2017) Prophylaxe statt Forensik – Zum Sinn der Forschung für den Bestand, in *Vielfalt im Massivbau – Festschrift zum 65. Geburtstag von Prof. Dr.-Ing. Jürgen Schnell*, TU Kaiserslautern, S. 54–68.
- [10] Feix, J. (2014) Neue Verfahren zur Verstärkung bestehender Tragwerke unter dynamischen Lasten wie z. B. Brückentragwerke, in *12. Fachtagung Baustatik Baupraxis*, München, S. 483–490.
- [11] Feix, J.; Wörle, P.; Gerhard, A. (2012) Ein neuer Ansatz zur Steigerung der Durchstanzttragfähigkeit bestehender Stahlbetonbauteile, *Bauingenieur* **87**.
- [12] Feix, J.; Lechner, J. (2014) Development of a new shear strengthening method for existing concrete bridges, in *10th Japanese-German Bridge Symposium*, München, S. 1–10.
- [13] Feix, J.; Lechner, J.; Wörle, P. (2014) Ein einfaches Verfahren zur Steigerung der Durchstanzttraglast von Bestandsdecken, in *Massivbau im Wandel Festschrift zum 60. Geburtstag von Josef Hegger*, Lehrstuhl, Aachen; Ernst & Sohn, S. 243–256.
- [14] Feix, J.; Lechner, J. (2015) Zur Entwicklung von innovativen Verstärkungsmethoden für dynamisch belastete Bauwerke, in *Innovation und Ästhetik im Ingenieurbau*, Graz, S. 19–29.
- [15] Feix, J.; Lechner, J.; Schneider, R. (2016) Nachträgliche Verstärkung von Betonbauwerken mit Betonschrauben, *El – Eisenbahningenieur* **67** (2), 28–33.
- [16] Feix, J.; Lechner, J.; Walkner, R.; Spiegl, M. (2016) Betonschrauben als Querkraftverstärkung für dynamisch belastete Stahlbetonbauteile, in *3. Grazer Betonkolloquium*, Graz, S. 65–73.
- [17] Feix, J.; Lechner, J. (2017) Concrete screws as post installed reinforcement, in *3rd International Symposium on Connections between Steel and Concrete (ConSC 2017)*, Stuttgart, S. 549–559.
- [18] Lechner, J. (2017) *Ein neues Verfahren zur nachträglichen Querkraftverstärkung von Stahlbetonbauteilen*, Dissertation, Leopold-Franzens Universität Innsbruck.
- [19] Spiegl, M. (2020) *Erweiterte Untersuchungen zur Durchstanztzüchtigung mittels Betonschrauben unter Berücksichtigung zyklischer Belastung*, Dissertation, Leopold-Franzens Universität Innsbruck.
- [20] Wörle, P. (2013) *Entwicklung eines neuen Systems zur Steigerung der Tragfähigkeit durchstanzgefährdeter Stahlbetonbauteile*, Dissertation, Leopold-Franzens Universität Innsbruck.
- [21] Naumann, J. (2010) Brücken und Schwerverkehr – eine Bestandsaufnahme, *Bauingenieur* **85** (1), 1–9.
- [22] Maurer, R.; Arnold, A.; Müller, M. (2011) Auswirkungen aus dem neuen Verkehrslastmodell nach DIN EN 1991-2/NA bei Betonbrücken, *Beton- und Stahlbetonbau* **106**, 747–759.
- [23] Naumann, J. (2010) Brücken und Schwerverkehr – Strategie zur Ertüchtigung des Brückenbestands in Bundesfernstraßen, *Bauingenieur* **85**, (5), 210–217.
- [24] Fischer, O.; Müller, A.; Lechner, T.; Wild, M.; Kessner, K. (2014) Ergebnisse und Erkenntnisse zu durchgeführten Nachrechnungen von Betonbrücken in

- Deutschland, *Beton- und Stahlbetonbau* **109**, (2), 107–127.
- [25] Hegger, J.; Karakas, A.; Pelke, E.; Schölch, U. (2009) Zur Querkraftgefährdung bestehender Spannbetonbrücken Teil I: Grundlagen, *Beton- und Stahlbetonbau* **104** (11), 737–746.
- [26] Huber, P.; Schweighofer, A.; Kollegger, J.; Brunner, H.; Karigl, W. (2012) Vergleich der rechnerischen Querkrafttragfähigkeit von Bestandsbrücken nach Eurocode 2 und fib Model Code 2010, *Beton- und Stahlbetonbau* **107** (7), 451–462.
- [27] Kupfer, H. (1962) Erweiterung der Mörsch'schen Fachwerkanalogie mit Hilfe des Prinzips vom Minimum der Formänderungsarbeit, *CEB Bull. d'Information* **40**, 44–57.
- [28] Rombach, G.; Latte, S. (2009) Querkrafttragfähigkeit von Fahrbahnplatten ohne Querkraftbewehrung, *Beton- und Stahlbetonbau* **104** (10), 642–656.
- [29] Walkner, R.; Feix, J. (2014) Kritische Bewertung des Durchstanznachweises nach EC 2 und Vorschlag zur Verbesserung des Bemessungsansatzes, *Bauingenieur* **89** (April), 172–181.
- [30] Walkner, R. (2014) *Kritische Analyse des Durchstanznachweises nach EC2 und Verbesserung des Bemessungsansatzes*, Dissertation, Leopold-Franzens Universität Innsbruck.
- [31] Feix, J.; Walkner, R. (2012) *Betonbau – Grundlagen der Bemessung nach EC2*, Studia Universitätsverlag, Innsbruck.
- [32] Feix, J.; Häusler, F.; Walkner, R. (2011) Necessary amendments to the rules for punching design according to EN 1992-1-1, in *Design of Concrete Structures and Bridges using Eurocodes*, pp. 21–28.
- [33] Walker, R.; Feix, J. (2013) Kritische Bewertung von internationalen Bemessungsregelungen hinsichtlich Durchstanzen, in *Innsbrucker Bautage 2013*, Innsbruck, S. 143–174.
- [34] Mitchell, D.; Marchand, J.; Croteau, P.; Cook, W. D. (2011) Concorde Overpass Collapse: Structural Aspects, *J. Perform. Constr. Facil.* **25** (6), 545–553.
- [35] Mitchell, D.; Cook, W. D. (2007) *Rapport sur les causes techniques de l'effondrement du viaduc de la Concorde – Annexe A8*, Essais de chargement en laboratoire réalisés à l' Université McGill.
- [36] Muttoni, A.; Ruiz, M. F.; Kunz, J. (2004) Nachträgliche Durchstanzbewehrung zur Verstärkung von Stahlbetonflachdecken, *Bauingenieur* **83**.
- [37] Wood, J. G. M. (1997) *Pipers Row Car Park, Wolverhampton – Quantitative Study of the Causes of the Partial Collapse on 20th March 1997*, Surrey.
- [38] Bergmeister, K. (2008) Verstärkung mit Kohlenstofffasern, *Beton- und Stahlbetonbau* **103** (S2), 26–32.
- [39] Eligehausen, R.; Mallée, R.; Silva, J. F. (2006) *Anchorage in concrete construction*, Ernst & Sohn, Berlin.
- [40] Deutsches Institut für Bautechnik (2016) *ETA-11/0095, fischer Betonschraube FBS, FBS A4 und FBS C*, DIBt, Berlin.
- [41] Deutsches Institut für Bautechnik (2015) *ETA-08/0307, Hilti Betonschraube HUS*, DIBt, Berlin.
- [42] Deutsches Institut für Bautechnik (2016) *ETA-15/0784, MULTI-MONTI-plus*, DIBt, Berlin.
- [43] Deutsches Institut für Bautechnik (2010) *ETA-05/0012, Würth Schraubanker W-SA*, DIBt, Berlin.
- [44] Eligehausen, R.; Küenzlen, J. H. R. (2002) Tragverhalten von Befestigungen mit Schraubdübeln, *Beton- und Stahlbetonbau* **97** (2), 61–69.
- [45] Deutsches Institut für Bautechnik (2015) *Z.21.1-1799, TOGE Verbundankerschraube TSM-B, TSM-BC, TSM-BS und TSM-BSH*, DIBt, Berlin.
- [46] Eisenbahn-Bundesamt (2015) *Zulassung für Betonschrauben der Firma TOGE Dübel GmbH & Co. KG für durch zuginduzierte Einwirkungen dynamisch beanspruchte Verankerungen im Konstruktionsbeton von Ingenieurbauwerken*, 21.51-21izbia/018-2101# 022-(031/13-ZUL).
- [47] Lechner, J.; Fleischhacker, N.; Waltl, C.; Feix, J. (2017) Zum Verbundverhalten von Betonschraubdübeln mit großem Durchmesser, *Beton- und Stahlbetonbau* **112** (9), 589–600.
- [48] Horst, M.; Noakowski, P. (1981) *Verbundverhalten von Betonstählen – Untersuchung auf der Grundlage von Ausziehversuchen*, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft **319**, Ernst & Sohn, Berlin, S. 99–176.
- [49] Deutsches Institut für Bautechnik (2019) *Z-15.1-339, TOGE TSM BC SB reLAST für die Querkraftverstärkung*, DIBt, Berlin.
- [50] Deutsches Institut für Bautechnik (2019) *Z-15.1-340, TOGE TSM BC SB reLAST für die Durchstanzverstärkung*, DIBt, Berlin.
- [51] Deutsches Institut für Bautechnik (2019) *Z-15.1-344, Würth Verbundankerschraube RELAST in Durchmesser 16 mm und 22 mm zur Anwendung als nachträglich verankerte Querkraftbewehrung*, DIBt, Berlin.
- [52] Deutsches Institut für Bautechnik (2019) *Z-15.1-345, Würth Verbundankerschraube RELAST in Durchmesser 16 mm und 22 mm zur Anwendung als nachträglich verankerte Durchstanzbewehrung*, DIBt, Berlin.
- [53] Lechner, J.; Feix, J. (2016) Development of an efficient shear strengthening method for dynamically loaded structures, in *The 11th fib International PhD Symposium in Civil Engineering*, Tokyo, pp. 753–761.
- [54] Lechner, J.; Feix, J. (2019) First experiences with concrete screw-anchors as post-installed shear reinforcement in concrete bridges, *Civil Engineering Design* **1** (1), 17–27.
- [55] Feix, J.; Lechner, J. (2020) RELAST – Ein zugelassenes Verfahren zur nachträglichen Bauwerksverstärkung mit Betonschrauben, *Beton- und Stahlbetonbau* **115** (2), A4–A8.
- [56] Feix, J.; Lechner, J. (2020) Entwicklung und Anwendung eines bauaufsichtlich zugelassenen Verfahrens – Verstärkung von Ingenieurbauwerken unter laufendem Betrieb, in *20. Symposium Brückenbau*, Leipzig, S. 94–101.

- [57] Spiegl, M.; Walkner, R.; Axmann, H.; Pilch, E.; Schön, A.; Feix, J. (2018) Betonschrauben als Durchstanzertüchtigung für statisch und zyklisch belastete Platten, *Bauingenieur* **93** (7), 274–285.
- [58] Walkner, R.; Spiegl, M.; Feix, J. (2020) Experimentelle Untersuchungen und Vorstellung eines Bemessungsansatzes zur Durchstanzerstärkung von Betonbauteilen mit Betonschrauben, *Bauingenieur* **95** (1), 26–36.
- [59] Lingemann, J. (2010) *Zum Ankündigungsverhalten von älteren Brückenbauwerken bei Spannstahlausfällen infolge von Spannungsrissskorrosion*, Technische Universität München.
- [60] Hampel, T.; Bösche, T.; Anker, S.; Scheerer, S.; Curbach, M. (2010) Gefahr Spannungsrissskorrosion – Systematische Untersuchung des Brückenbestands in Mecklenburg-Vorpommern, *Bautechnik* **87** (1), 12–18.
- [61] Bundesministerium für Verkehr; Bau und Stadtentwicklung (2011), *Handlungsanweisung Spannungsrissskorrosion*.
- [62] Sodeikat, C.; Groschup, R.; Knab, F.; Obermeier, P. (2019) Acoustic Emission in der Bauwerksüberwachung zur Feststellung von Spannstahlbrüchen, *Beton- und Stahlbetonbau* **114** (10), 707–723.
- [63] Lechner, J.; Feix, J.; Hertle, R. (2019) Strengthening of a City Center Tunnel with Concrete Screw Anchors under Special Boundary Conditions, in *20th Congress of IABSE*, New York, pp. 1493–1502.
- [64] Feix, J.; Lechner, J. (2018) Altstadtringtunnel München Verstärkung der bestehenden spannungsrissskorrosionsgefährdeten Tunneldecke unter dem Prinz-Carl-Palais, in *22. Münchner Massivbau Seminar*, München, S. 109–117.
- [65] Zinke, T. (2016) *Nachhaltigkeit von Infrastrukturbauprojekten*, Karlsruher Institut für Technologie.
- [66] Zinke, T.; Schmidt-Thrö, G.; Ummenhofer, T. (2012) Entwicklung und Verwendung von externen Kosten für die Nachhaltigkeitsbewertung von Verkehrsinfrastruktur, *Beton- und Stahlbetonbau* **107** (8), 524–532.
- [67] Schreyer, C.; Schneider, C.; Maibach, M.; Rothengatter, W.; Doll, C. Schmedding, D. (2004) *Externe Kosten des Verkehrs – Aktualisierungsstudie* (Zusammenfassung), Zürich, Karlsruhe.
- [68] Gschösser, F.; Schneider, R. (2015) LCA für Sanierungsmethoden bzw. Ersatzneubauten von Brücken, in *4. Internationaler BBB-Kongress*, S. 369–381.
- [69] Gschösser, F.; Schneider, R.; Tautschnig, A.; Feix, J. (2016) Retrofitting Measure vs. Replacement – LCA Study for a Railway Bridge, in *Sustainable Built Environment (SBE) Regional Conference Zurich 2016*, Zürich, pp. 472–477.



www.wuerth.de/relast
relast@wuerth.com

DAS ZUGELASSENE SYSTEM FÜR DIE NACHTRÄGLICHE BAUWERKSVERSTÄRKUNG

Das Highspeed Reinforcement System RELAST von Würth ist das effizienteste Verfahren zur nachträglichen Erhöhung des Querkraft- und Durchstanzwiderstandes. Entwickelt zur Verstärkung von Brücken, Tunneln, Unterführungen, Parkhäusern und Gebäuden.

- Verstärkungssystem mit bauaufsichtlicher Zulassung
- Bemessungsmodell angelehnt an den Eurocode 2
- Softwaremodul zur Bemessung der nachträglichen Querkraft- oder Durchstanzverstärkung
- Deutliche Traglaststeigerungen der Querkraft- (bis zu 100 %) und der Durchstanztragfähigkeit (bis zu 40 %) bei geringer Anzahl von Verstärkungselementen
- Für dynamisch (nicht-ruhend) belastete Tragwerke