



Experimentelle Untersuchung zum Ermüdungsverhalten von kreuzweise bewehrten Stahlbetonplatten

Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich

Christian Alexander Spathelf Prof. Thomas Vogel

cemsuisse-Projekt 201305- Juni 2017 Diese Forschungsarbeit wurde durch cemsuisse, Verband der Schweizerischen Cementindustrie mitfinanziert

Vorwort der Begleitgruppe

Die Strassenbrücken in der Schweiz sind durch eine starke Verkehrsdichte und grosse Achslasten von LKW's hohen zyklischen Belastungen ausgesetzt. Dadurch besteht die Gefahr, dass Brückenfahrbahnplatten aus Stahlbeton anfällig auf Ermüdungsschäden sein könnten. Das Ermüdungsverhalten von kreuzweise bewehrten Stahlbetonplatten wurde bereits in einer Reihe von Grossversuchen untersucht – bis hin zum Versagen von einzelnen Bewehrungsstäben.

Im vorliegenden Projekt wurde das Ermüdungsverhalten von Stahlbetonplatten mit einer Abweichung der Hauptmomentenrichtung von den Bewehrungsrichtungen experimentell untersucht und die daraus resultierende Ermüdungsfestigkeit mit der Vorhersage, wie sie sich aus der aktuellen Schweizer Norm ergibt, verglichen.

Der potentielle Versagensmechanismus schlaff bewehrter Stahlbetonplatten mit einem typischen Bewehrungsgehalt konnte in allen Versuchen beobachtet werden. Die heutigen strikten Normvorschriften für den Ermüdungsnachweis im Betonbau führen im Vergleich zur Dimensionierung nach alter Normengeneration häufig zu einer stärkeren Dimensionierung sowie höheren Bewehrungsmengen, was auf Grund der grösseren Belastung und längeren Nutzungsdauer berechtigt ist.

Die Überprüfung bestehender Betonbauten auf ihre Ermüdungsfestigkeit bleibt jedoch ein kontroverses Thema. Die vorliegenden Resultate und Folgerungen aus den Versuchen können für Ingenieure sehr hilfreich sein.

Kurt Strahm, Vigier Management AG

cemsuisse Forschungsförderung

Die cemsuisse Forschungsförderung unterstützt Forschungsprojekte im Bereich der Betonanwendung, welche von kompetenten Forschergruppen an cemsuisse herangetragen werden. Mit der proaktiven Forschungsförderung definiert cemsuisse zudem Forschungsprojekte von spezifischem Interesse und trägt diese an kompetente Forschergruppen heran oder schreibt sie öffentlich aus. Die Projektnehmer werden jeweils von einer Begleitgruppe aus cemsuisse-Vertretern fachlich unterstützt.

Dr. Heiner Widmer, Leiter Umwelt, Technik, Wissenschaft, cemsuisse

Zusammenfassung

Der vorliegende Bericht beschreibt die experimentellen Arbeiten im Rahmen des Forschungsprojekts "Ermüdungsverhalten von kreuzweise bewehrten Stahlbetonplatten" am Institut für Baustatik und Konstruktion der ETH Zürich von 2015 bis 2016. Weitere Details zu den Versuchen und zusätzliche Versuchsresultate können der Dissertation des Erstautors, welche voraussichtlich im Sommer 2017 publiziert wird, entnommen werden [14].

Das primäre Ziel dieser Arbeit war es das Ermüdungsverhalten von kreuzweise bewehrten Stahlbetonplatten zu erforschen. Insbesondere wurde angestrebt das Ermüdungsverhalten bei Platten mit einer Abweichung der Hauptmomentenrichtung zur Bewehrungsrichtung, wie es bei Platten mit einem erheblichen Drillmomentenanteil der Fall ist, näher zu untersuchen. Zwei Serien von grossmassstäblichen Plattenstreifen, die eine kreuzweise verlegte Bewehrungsführung mit unterschiedlichen Ausrichtung aufwiesen, wurden getestet. Die zwei identischen Versuche der Serie A bilden die Referenzversuche, worin die Richtungen der Hauptmomente und der Biegebewehrung übereinstimmten. Dabei wird unter der Biegebeanspruchung lediglich eine Bewehrungslage aktiviert. Die Serie B bestand ebenfalls aus zwei identischen Versuchen, worin eine Abweichung der Hauptmomentenrichtung zu der Bewehrungsrichtung von 45° eingeführt wurde. Infolgedessen wurden beide Bewehrungslagen während des Versuchs beansprucht. Eine zyklische Belastung mit einer konstanten Amplitude wurde aufgebracht, welche eine Spannungsdifferenz in der Bewehrung auf einem Niveau über der Dauerfestigkeit des Stahls erzeugt.

Alle Versuchskörper versagten infolge der Entstehung von mehreren Ermüdungsbrüchen in den Bewehrungsstäben. Während den ersten Lastwechseln wurde ein anfänglicher Zuwachs aller Messwerte wahrgenommen, welche sich danach bis zum Versagen des ersten Bewehrungsstabes nur geringfügig erhöhten. Nach dem Versagen einzelner Stäbe bis zum globalen Versagen des Versuchskörpers wurde eine Reihe von erheblichen Änderungen in den gemessenen Grössen wahrgenommen. Die Ermüdungsfestigkeit der Bewehrungsstäbe in den Versuchen der Serie B, bei denen die Stäbe schiefwinklig mit ca. 45° zur Rissrichtung orientiert sind, war vergleichbar mit derjenigen in den Versuchen der Serie A. Ein Vergleich der Versuchsresultate zeigt, dass das Ermüdungsverhalten von Platten, bei denen die Hauptmomenten- und Bewehrungsrichtung voneinander abweichen vergleichbar sind mit Platten in denen die beiden Richtungen zusammenfallen.

Abstract

The tests described in this report refer to the experimental investigation in the framework of the research project "Fatigue Performance of Orthogonally Reinforced Concrete Slabs" at the Institute of Structural Engineering of ETH Zurich from 2015 to 2016. Further details on the tests and additional results will be provided in the doctoral dissertation of the first author, which is anticipated to be published by summer 2017 [14].

This project aims at contributing to a better understanding of the fatigue performance of orthogonally reinforced concrete slabs, in which special consideration was given to the influence of a deviation between principal moment and reinforcement direction, as observed in slabs with notable twisting moment demand. Two series of large-scale slab strip specimens featuring differently orientated orthogonal reinforcement layouts were tested. The series A comprised two identical reference tests wherein the direction of principal moment and flexural reinforcement coincided. Hence, only one layer of reinforcement in the orthogonal layout was activated under bending demand. The series B comprised two identical specimens wherein a deviation of 45° between the principal moment and reinforcement direction was introduced; thus, resulting in the activation of both reinforcement layers. A constant-amplitude cyclic loading was applied such that the stress range in the reinforcement was higher than the code prescribed fatigue endurance limit.

All specimens failed due to fatigue fractures developing in multiple reinforcing steel bars. An initial increase in all measurements was observed within the first load cycles, which developed only marginally thereafter until failure of the first reinforcing bar. A number of significant changes in the measurements was again observed after the subsequent failure of individual bars, which continued up until global failure of the specimen. The fatigue strength of the reinforcement in the tests of series B, in which the bars were inclined to the flexural cracks at roughly 45°, was similar to that observed for the reinforcement in the tests of series A. The comparison of test results indicates that the fatigue response of slabs in which a significant deviation between principal moment and reinforcement direction is expected is comparable to that of slabs in which the principal moment and reinforcement direction coincide.

Inhaltsverzeichnis

K	urzfa	assung		i
A	bstra	act		iii
1	Ein	nleitung		1
	1.1	Ausgangslage und Stand der Forsch	ung	1
	1.2	Zielsetzung		2
	1.3	Abgrenzung		3
2	Exp	perimentelle Untersuchung		5
	2.1	Allgemeines		5
	2.2	Versuchsprogramm		5
	2.3	Versuchskörper		6
		2.3.1 Abmessungen und Bewehru	ng	6
		$2.3.2 Baustoffe \dots \dots \dots \dots$		8
	2.4	Versuchsdurchführung		9
		2.4.1 Versuchsanlage		9
		2.4.2 Messungen		10
		2.4.3 Belastungsablauf		11
	2.5	Auswertung und Darstellung der M	essdaten	12
		2.5.1 Berechnung der Auswirkung	en	12
		2.5.2 Spannungsberechnung		13
	2.6	Vergleich der Versuchsergebnisse		14
		2.6.1 Serie A		15
		2.6.2 Serie B		19
	2.7	Ermüdungswirksame Stahlspannun	gsdifferenz	22
	2.8	Ermüdungsfestigkeit der Bewehrun	g	24
	2.9	Risse schiefwinklig zur Bewehrungs	richtung	26
3	Sch	nlussfolgerungen und Bedeutung	für die Praxis	29
4	Fors	rschungsbedarf		31

 $\mathbf{31}$

Bezeichnungen	33
Literaturverzeichnis	37

1. Einleitung

1.1 Ausgangslage und Stand der Forschung

Die Mehrheit der Stahlbetonbrücken in Europa wurden vor den Achtzigerjahren gebaut [7]. Die Mehrheit der Brücken auf dem Schweizer Nationalstrassennetz wurden vor 1976 in Betrieb genommen (vgl. Bild 1.1) [15]. Die ersten Bestimmungen für die Bemessung von Stahlbeton- und Spannbetonbauwerken für ermüdungswirksame Einwirkungen wurde jedoch erst 1989 in die Tragwerksnorm des SIA eingeführt [12]. Folglich wurden viele Brücken nicht für das Gefährdungsbild "Ermüdung" dimensioniert und könnten in den nächsten 10 bis 20 Jahren Schäden infolge zyklischer Belastung erleiden [4]. Ferner haben Verkehrszählungen auf den Schweizer Nationalstrassen eine stetige Zunahme in Fahrzeug-Kilometer über die letzten 10 Jahre mit einer signifikanten Zunahme des Volumens des Schwerverkehrs aufgezeigt [2].

Oft wird der Tragsicherheitsnachweis bezüglich des Erreichens der Ermüdungsfestigkeit eines bestehenden Bauwerks oder eines seiner Bauteile mit den heutigen Tragwerksnormen nicht erfüllt. Solche Überprüfungen widersprechen der Tatsache, dass bis heute keine Schäden an Betonbauten in der Schweiz eindeutig der Ermüdung zugewiesen werden konnten [12]. Die SIA Dokumentation zur Ermüdung von Betonbauten [12] argumentiert, dass dies darauf zurückzuführen ist, dass die Mehrheit der Betonbauten weniger als 40 Jahre in Betrieb sind (im Jahr 1997), während eine erkennbare Schädigung infolge Ermüdung sich erst gegen Ende der Nutzungsdauer des Bauwerks bemerkbar macht. Allenfalls weisen einige Bauwerke bereits Schädigungen infolge Ermüdungsbeanspruchung auf, welche entweder noch nicht in Routineinspektionen festgestellt wurden oder anderen Ursachen wie Überbelastung oder Korrosion der Bewehrung zugeschrieben wurden. Der heutige Wissenstand über das Ermüdungsverhalten von Stahlbeton lässt es immer noch nicht zu, den jetzigen Schaden in einem bestehenden Bauteil zu bestimmen bzw. die restliche Lebensdauer vorauszusagen [4].

Cemsuisse unterstützte bereits ein Vorgängerprojekt über das Thema Ermüdung, welches von *Fehlmann* und *Vogel* am Institut für Baustatik und Konstruktion der ETH Zürich durchgeführt wurde [5, 6]. Das Ermüdungsverhalten eines, in der Schweiz weit verbreiteten Brückentypes aus Stahlbeton wurde dabei experimentell erforscht. Der Versuch zeigte, dass die Ermüdung bei bestehenden Rahmenbrücken ein reales Gefährdungsbild darstel-



Bild 1.1: Brücken des Schweizerischen Nationalstrassennetzes nach Jahr der Inbetriebnahme. Nach [15].

len kann. Der Einfluss der Plattenwirkung unter zyklischer Belastung wurde jedoch nicht genauer betrachtet.

In der Betonbauweise gehören Platten zu den am häufigst verwendeten Bauteilen. Typische Beispiele solcher Bauteile, die unter zyklischer Beanspruchung stehen, sind die Fahrbahnplatten von Brücken (siehe Bild 1.2). Diese Tragelemente sind meistens schlank und weisen oft ein geringes Verhältnis von Eigengewicht zu Nutzlasten auf. Die Beanspruchung infolge Strassen- oder Bahnverkehr führten zu zyklischen Auswirkungen in diesen Bauteilen und entsprechenden Spannungswechseln im Beton und in der Bewehrung. Die Biegebeanspruchung in Platten wird oft mit kreuzweise verlegter Bewehrung abgedeckt. Der Kraftfluss von der Lasteinleitungsstelle zu den Auflagern hin weicht oft von dieser konstruktiv bedingten Bewehrungsführung ab. In der Nähe von Lasteinleitungsstellen, wie z. B. Radlasten von Schwerfahrzeugen oder Pfeiler, können Drillmomente oder eine Kombination von Drillung und zweiachsiger Biegung entstehen. Solche Biegezustände deuten auf eine Abweichung der Hauptmomentenrichtung von der Bewehrungsrichtung hin. Den Verfassern ist eine Untersuchung über das Ermüdungsverhalten von Stahlbetonplatten unter solchen Beanspruchungen nicht bekannt.

1.2 Zielsetzung

Das Ziel des Forschungsprojektes war es, das Verhalten von kreuzweise bewehrten Stahlbetonplatten unter zyklischer Biegebeanspruchung zu erforschen. Insbesondere wurde angestrebt, das Ermüdungsverhalten bei Platten mit einer Abweichung der Hauptmomentenrichtung von der Bewehrungsrichtung näher zu untersuchen. Zu diesem Ziel gehören folgende Aspekte:

• Untersuchung, inwiefern zur Bewehrungsrichtung schiefwinklige Risse die Ermüdungsfestigkeit der Bewehrungsstäbe beeinflussen;

1.3. Abgrenzung



Bild 1.2: Ermüdungsgefährdete Plattenbereiche bei typischen Stahlbetonbrückenquerschnitten.

- Untersuchung der Kräfteumlagerungen auf die umliegenden, intakten Bewehrungsstäbe nach Ermüdungsversagen individueller Stäbe und;
- Erfassen der Restlebensdauer oder Restphase zwischen dem Zeitpunkt des Ermüdungsversagens des ersten Stabes und des globalen Biegeversagens.

1.3 Abgrenzung

In dieser Arbeit wurde ausschliesslich die Ermüdung von schlaff bewehrten Platten untersucht. Die Schädigung des Betons unter zyklischer Beanspruchung spielt in der Tragwirkung und in den Versagensmechanismen solcher Elemente eine untergeordnete Rolle, weshalb der Schwerpunkt dieser Arbeit auf die Ermüdungseigenschaften des Betonstahls gesetzt wurde. Stahlspannungen wurden unter der Annahme quasi-statischer Zustände mit den Netto-Querschnittswerten berechnet. Die Ermüdung des Betons unter zyklisch variierender Querkraft wurde nicht untersucht. Es wurden Massnahmen getroffen um einen solchen Versagensmechanismus auszuschliessen. Dynamische Effekte der Belastung wurden nicht berücksichtigt.

2. Experimentelle Untersuchung

2.1 Allgemeines

Eine Übersicht über das Versuchsprogamm, ein Beschrieb der Versuchskörper sowie die Versuchsdurchführung und die Auswertung der Resultate sind in diesem Kapitel dokumentiert. Anschliessend werden die Versuchsergebnisse der Serien A und B miteinander verglichen und den Ergebnissen einer Nachrechnungen nach Tragwerksnorm gegenübergestellt. Die Versuchskörper wurden in einem Vierpunkt-Biegeversuch getestet. Somit war die innere Beanspruchung lediglich von der Geometrie und der äusseren Belastung abhängig und variierte nicht während des Versuchs. Die Grossmassstäblichen Plattenstreifen wurden in zwei Serien mit unterschiedlich orientierter, kreuzweise verlegter, schlaffer Bewehrung hergestellt.

2.2 Versuchsprogramm

Die bisherige Forschung zur Ermüdung von Betonbauten zeigte, dass die Stahlspannungsdifferenz $\Delta \sigma_s$ der Hauptparameter zur Bestimmung der Bruchlastspielzahl N_u ist. Die Bewehrung der ersten Serie wurde so angeordnet, dass lediglich eine Bewehrungslage beansprucht wird. In der zweiten Serie wurden beide Bewehrungslagen mittels einer Abweichung zwischen den Hauptmomenten- und Bewehrungsrichtungen unter zyklischer Biegebeanspruchung aktiviert. Die Beurteilung des Ermüdungsverhaltens beider Versuchsreihen, erfolgte aufgrund von rechnerisch ermittelten Stahlspannungen mit einem mechanischen Modell, welches in [14] beschrieben ist.

Die Versuchskörper standen unter zyklischer Beanspruchung mit einer konstanten Kraftamplitude. Die maximale Last Oberlast (F_{max}) während der zyklischen Belastung führte zu einer Beanspruchung in der Höhe von 65% des Fliessmoments der Bewehrung. Durch die aufgebrachte minimale Last Unterlast (F_{min}) wurden rechnerische Stahlspannungsdifferenzen erzeugt, die deutlich über der charakteristischen Dauerfestigkeit des Betonstahls von $\Delta \sigma_{s,D} = 136 \text{ N/mm}^2$ gemäss Vorschriften des SIA [12] lagen. Ein Ermüdungsversagen der Bewehrung konnte somit innerhalb einer vertretbaren Anzahl Lastwechseln auftreten; die Fliessgrenze des Stahls wird dabei nicht erreicht.

Zwei Versuchsreihen mit jeweils zwei Versuchskörpern wurden durchgeführt mit einer Bewehrungsführung gemäss Bild 2.1. Die Versuchskörper der Serie A sind mit einer Biege-



Bild 2.1: Versuchskonzept Serie A und B: (a) Grundrisse mit Bewehrungsführung, Biegebeanspruchung und Rissbild; (b) Schnitte

bewehrung parallel zur Hauptmomentenrichtung bewehrt und sind die Referenzversuche. Die kreuzweise verlegte Biegebewehrung der Versuchskörper der Serie B ist gegenüber der Hauptmomentenrichtung um $\varphi_n = 45^{\circ}$ gedreht.

2.3 Versuchskörper

2.3.1 Abmessungen und Bewehrung

Die Abmessungen der Versuchskörper sowie die Bewehrungsdetails der Serien A und B sind in den Bildern 2.2 und 2.3 ersichtlich. Die bis auf die Biegebewehrungsrichtung identischen Versuchsparameter sind in Tabelle 2.1 aufgelistet. Zwei Lagen Biegebewehrung wurde auf der Biegezugseite verlegt. Die erste bzw. die zweite Lage entspricht der x- bzw. der y-Richtung. Die Bewehrungsstäbe wurden kreuzweise mit einem Stabsabstand von 100 mm verlegt. Die Biegedruckseite der Versuchskörper blieb unbewehrt. Um ein Querkraftversagen des Betons zu verhindern, wurde zwischen den Auflagern und den Lasteinleitungsstellen eine vertikale Querkraftbewehrung eingelegt.

Die Biegebewehrung der Serie A bestand aus acht Stäben $\emptyset 12 \text{ mm}$ in Längsrichtung in der ersten Lage und 26 Stäben $\emptyset 12 \text{ mm}$ in Querrichtung in der zweiten Lage. Die Biegebewehrung der Serie B bestand aus zwei Lagen à je 22 Stäben $\emptyset 12 \text{ mm}$ mit einer Abweichung der x- und y-Richtung der Bewehrung von jeweils 45° und -45° zur Plattenlängsachse. Die minimale Bewehrungsüberdeckung der Biegebewehrungsstäbe betrug $c_{\text{nom}} = 20 \text{ mm}$. Der geometrische Bewehrungsgehalt betrug 0.65% für die Biegebewehrung in x-Richtung und 0.70% in y-Richtung. Sämtliche Stäbe wurden mit einer Endverankerung des Typs AncoFIX[®] (siehe Produktunterlagen in [1]) versehen. Diese Verankerung ermöglicht eine konzentrierte Verbundsentwicklung zwischen Beton und Stahl in den Randzonen der Platte.



Bild 2.2: Serie A – Geometrie und Bewehrungsführung: (a) Ansicht; (b) Grundriss. Dimensionen in mm.



Bild 2.3: Serie B – Geometrie und Bewehrungsführung: (a) Ansicht; (b) Grundriss. Dimensionen in mm.

Serie			А	В
Plattendicke	h	[mm]	200	200
Biegebewehrungsrichtung	φ_n	[°]	0	45
geometrischer Bewehrungsgehalt in x -Richtung	$ ho_x$	[%]	0.65	0.65
geometrischer Bewehrungsgehalt in y -Richtung	$ ho_y$	[%]	0.70	0.70
Moment unter Oberlast	$M_{n,\max}$	[kNm]	46.64	46.64
Moment unter Unterlast	$M_{n,\min}$	[kNm]	12.80	12.80

Tabelle 2.1: Versuchsparameter

2.3.2 Baustoffe

Beton

Alle vier Platten wurde aus der gleichen Betoncharge hergestellt. Ein Beton der Firma Toggenburger, mit Zement CEM II 42.5 und einem Grösstkorn von Durchmesser 16 mm, wurde verwendet. Die geforderte Mindestfestigkeitsklasse des Betons betrug C 30/37 nach Norm SIA 262(2013) [13]. Ein Wasser-Zement Verhältnis von 0.5 wurde verlangt und der gemessene Luftporeninhalt betrug 1.3% für den nassen Beton.

Zur Ermittlung der mechanischen Eigenschaften des Betons wurden insgesamt 20 Zylinder ($\emptyset = 150 \text{ mm}, h = 300 \text{ mm}$) und 12 Würfel (Seitenlängen 150 mm) hergestellt. Alle Würfel und 12 Zylinder dienten zur Bestimmung der Druckfestigkeit und des Elastizitätsmoduls. Die restlichen acht Zylinder wurden quer in zwei Hälften zersägt und mittels Stempeldruckversuch die Spaltzugfestigkeit ermittelt. Eine Zusammenstellung einiger Kennwerte ist in Tabelle 2.2 aufgelistet.

Tabelle 2.2: Mechanische Eigenschaften des Betons; Mittelwerte und Variation.

Platte		A1	A2	B1	B2
Alter der Prüfkörper	[d]	96	343	209	384
Würfeldruckfestigkeit f_{cw}	$[N/mm^2]$	$51.8 \pm 6.3\%$	$56.4 \pm 3.5\%$	$56.9 \\ \pm 6.3\%$	$55.6 \pm 3.3\%$
Zylinderdruckfestigkeit f_{cc}	$[N/mm^2]$	$51.3 \pm 2.5\%$	$51.9 \pm 0.8\%$	$52.1 \pm 6.9\%$	$51.9 \pm 4.4\%$
Spaltzugfestigkeit f_{cts}	$[\mathrm{N/mm^2}]$	$3.92 \\ \pm 5.3\%$	$3.61 \\ \pm 6.1\%$	$3.59 \\ \pm 5.7\%$	$3.67 \pm 10.1\%$
Bruchdehnung ε_{cu}	[‰]	$2.51 \pm 1.4\%$	$2.35 \pm 0.2\%$	$2.32 \pm 9.8\%$	$2.34 \pm 3.2\%$
Elastizitätsmodul E_c	$[kN/mm^2]$	$34.9 \pm 2.0\%$	$34.7 \pm 1.2\%$	$34.5 \pm 1.2\%$	$34.1 \pm 1.0\%$

Nomineller Durchmesser	$\emptyset_{\rm nom}$	[mm]	12
Effektiver Durchmesser	${\mathscr{Q}}_{\mathrm{eff}}$	[mm]	$12.08 \pm 0.1\%$
Fliessgrenze	f_{sy}	$[N/mm^2]$	$554.6\ {\pm}1.5\%$
Zugfestigkeit	f_{su}	$[N/mm^2]$	$612.5\ {\pm}2.2\%$
Dehnung bei Höchstlast	A_{gt}	[‰]	$91.6\ \pm 6.5\%$
Bruchdehnung	ε_{su}	[‰]	$112.6\ \pm 8.8\%$
Elastizitätsmodul	E_s	$[\rm kN/mm^2]$	$201.3\ {\pm}1.4\%$

Tabelle 2.3: Mechanische Eigenschaften des Betonstahls; Mittelwerte und Variation.

Betonstahl

Für die Biegebewehrung kamen in allen vier Platten aus der Walzhitze vergütete, gerippte Bewehrungsstäbe mit einem nominellen Durchmesser von 12 mm zur Anwendung. Sämtliche Stäbe entsprachen der Duktilitätsklasse B500B nach Norm SIA 262(2013) [13]. Der Stahl für die Biegebewehrung stammte aus dem gleichen Herstellungslos, womit ein ausgeglichenes Materialverhalten im Sinne der chemischen Zusammenstellung und Behandlung während der Herstellung gewährleistet war.

Zur Ermittlung der mechanischen Eigenschaften des Betonstahls, wurden insgesamt 15 Stäbe verformungsgesteuert bis zum Bruch in einer servohydraulischen Prüfmaschine belastet. Die Bestimmung des effektiven Durchmessers erfolgte mittels Wägung und Längenmessung unter der Annahme einer Stahldichte von 7850 kg/m^3 . Sämtliche, in Tabelle 2.3 zusammengestellten, Kennwerte wurden unter Verwendung des nominellen Stabdurchmessers berechnet.

2.4 Versuchsdurchführung

2.4.1 Versuchsanlage

Die im Bild 2.4 dargestellte Versuchsanlage wurde auf dem Aufspannboden der Versuchshalle aufgebaut. Über dem Versuchskörper befand sich ein Stahlrahmen, der mit vorgespannten Stangen im Aufspannboden verankert war. Dieser Rahmen diente als Reaktionsstruktur für eine zentral angeordnete hydraulische Presse. Ein Belastungsjoch ermöglicht eine uniforme Verteilung der aufgebrachten Last über die Breite des Versuchskörpers an zwei Stellen. Der Abstand zwischen den Lasteinleitungsstellen betrug 1.12 m. Die Platte hat eine Spannweite von 2.4 m und liegt auf zwei Kipplagern. Das eine Lager war fest verschraubt, das andere hatte zusätzlich eine Stahl-Teflon Gleitfläche, die eine freie Translation in Längsrichtung zuliess. Bei der Dimensionierung des Reaktionsrahmens und des Belastungsjochs wurde eine hohe Steifigkeit angestrebt. Sämtliche Schraubverbindungen wurden voll vorgespannt, um ermüdungswirksame Spannungswechsel infolge der zyklischen Belastung zu reduzieren und Lockerung zu vermeiden.



Bild 2.4: Versuchsanlage mit eingebautem Versuchskörper.

2.4.2 Messungen

Verformungen auf den Betonoberflächen wurden periodisch mit einem Setzdehnungsmessgerät gemessen. Diese Messungen wurden während der statischen Erstbelastung und in den Pausen zwischen den zyklischen Belastungsphasen jeweils bei Ober- und Unterlast durchgeführt. Zusätzlich wurde die Durchbiegung an mehreren Positionen auf der Plattenuntersicht relativ zum Aufspannboden gemessen.

Die fest verdrahteten Messungen umfassten die Aufzeichnung der aufgebrachten Kraft, der Durchbiegung in Feldmitte, der Längenänderung auf der Ober- und Unterseite der Platte und punktuelle Stahldehnungsmessungen an einzelnen Bewehrungsstäben. Diese Messwerten wurden quasi-kontinuierlich bei einer Messfrequenz von 50 Hz über eine Zeitspanne von 5 Minuten nach Vollendung eines Belastungsblocks von 500 Lastwechseln aufgenommen und automatisch abgespeichert. Eine Kraftmessdose in der hydraulischen Presse zeichnet die aufgebrachte Kraft auf. Die Durchbiegung des Versuchskörpers in Feldmitte wurde von jeweils einem induktiven Weggeber auf der Rück- und Vorderseite der Platte überwacht. Für die Messung der Längenänderungen an der Ober- und Unterseite des Versuchskörpers wurden induktive Weggeber verwendet. Um über eine Basislänge von 350 mm messen zu können, wurden die Weggeber mit einem Invarstab verlängert. Die Stahldehnungen wurden punktuell an zwei Bewehrungsstäben mit jeweils drei Dehnungsmessstreifen (DMS) pro Versuchskörper gemessen. Die einzelne DMS wurden mit einer kontinuierlichen Nummerierung mit SG 1...SG 6, wie in den Bildern 2.2 und 2.3 dargestellt, bezeichnet. Die

2.4. Versuchsdurchführung



Bild 2.5: Dehnungsmessstreife auf ein Bewehrungsstab: (a) Draufsicht; (b) Ansicht.

Bewehrungsstäbe wurden an bestimmten Stellen plangefräst, die DMS draufgeklebt und nachträglich mit einer Neopreneschicht geschützt und abgedichtet (vgl. Bild 2.5). Die Einfräsungen führten zu einer Querschnittsreduktion von etwa 4%. Temperaturvariationen während der Versuche wurden mit zusätzlichen Messungen durch Dehnungsmessstreifen kompensiert. Hierfür wurden weitere Dehnungsmessstreifen auf gleich präparierten, kurzen Bewehrungsstäben geklebt und im nicht beanspruchten Bereich der Versuchskörper einbetoniert.

Zur Interpretation der Versuchsergebnisse war eine zerstörungsfreie Detektion der Bewehrungsbrüche vonnöten. Für diese Aufgabe hat sich die magnetische Streufeldanalyse, in der mithilfe von magnetischen Gleichfeldern Schadstellen in der ferromagnetischen Bewehrung von Stahlbetonbauteilen detektiert werden können, als nützlich erwiesen. *Holger Diederich* befasste sich in seiner Doktorarbeit mit der Weiterentwicklung und Optimierung dieser Prüfmethode [3]. Auf dieser Weise wurden Position und Zeitpunkt der Entstehung einzelner Bewehrungsbrüche, wie sie aus der kontinuierlichen Messungen zu erahnen waren, grossteils bestätigt.

2.4.3 Belastungsablauf

Vor Belastungbeginn wurden die Offsets sämtlicher Sensoren von ihrem physikalischen Nullpunkt in der unbelasteten Position gespeichert. Zusätzlich wurden zwei Nullmessungen an den intakten Betonoberflächen mit Setzdehnmessgeräten durchgeführt. Der unbelastete Zustand gilt als Referenz. Es war jederzeit möglich, die Abweichung einer Messung gegenüber dieser Referenz zu bestimmen.

Die statische Erstbelastung des Versuchskörpers erfolgte in vier Laststufen bis zur Oberlast. Sichtbare Risse auf den Betonoberflächen wurden markiert, fotografiert und die Rissbreiten mit einem Risslineal gemessen. Längenänderungen an den Betonoberflächen und die Durchbiegung wurden nach Erreichen der Oberlast gemessen. Die Versuchskörper wurden anschliessend bis zu einer *Vorlast* von etwa 1 kN entlastet und bis zur Unterlast wieder belastet. Sämtliche Längenänderungen an den Oberflächen und die Durchbiegung wurden dann erneut gemessen. Die Regelung der zyklischen Belastung des Versuchskörpers erfolgte verformungsgesteuert über den Kolbenweg. Der Regler überwachte anhand von definierten Kraftgrenzen die aufgebrachte Last und ändert bei Erreichen der Ober- bzw. der Unterlast die Richtung der Kolbenbewegung. Ausführliche Vorversuche wurden durchgeführt, um die optimale Kolbengeschwindigkeit für die Belastung zu finden, bei der eine rechtzeitige Gegensteuerung des Öldrucks ohne Überschreitung der Grenzen noch möglich ist. Die gewählte Kolbengeschwindigkeit führt zu einer zwischen 0.6 und 1.0 Hz variierenden Belastungsfrequenz. Die Länge der zyklischen Belastungsphasen nahmen mit fortschreitender Versuchsdauer zu.

Nach Ablauf einer Phase von zyklischen Belastungen wurde der Versuchskörper bis zur Vorlast entlastet. Danach wird analog zur statischen Erstbelastung der Versuchskörper bis zur Oberlast belastet und periodische Messungen durchgeführt. Diese umfassten das Markieren von neu entstandenen Rissen, die Messung aller Rissbreiten, das Fotografieren aller Betonoberflächen aus fester Blickrichtung und die Messung von Längenänderungen auf den Betonoberflächen. Anschliessend wurde der Versuchskörper bis zur Vorlast entlastet und bis zur Unterlast wieder belastet. Die periodischen Messungen unter der Unterlast wurden analog durchgeführt.

Die aufgebrachte Kraft und Durchbiegung in Feldmitte wurden während des ganzen Versuchs überwacht. Bei Überschreiten einer vordefinierten Grenze dieser Grössen hielt die zyklischen Belastung sofort an. Das Versagen des Versuchskörpers wurde definiert als der Zustand, bei dem die Oberlast während der verformungsgesteuerten Belastung nicht mehr erreicht werden kann.

2.5 Auswertung und Darstellung der Messdaten

2.5.1 Berechnung der Auswirkungen

Das Koordinatensystem im Bild 2.1 wurde für die Darstellung der Resultate verwendet. Positive Schnittgrössen (M_n, V_{nz}) und die mittlere Durchbiegung in Feldmitte (w_m) sind im Bild 2.6 definiert. Die aufgebrachte Kraft pro Lasteinleitungsstelle F [kN], die Auflagerreaktionen R [kN] und das Moment in Feldmitte M_n [kNm] wurden wie folgt berechnet:

$$F = 0.5 \cdot F_{\text{act}} + G \tag{2.1}$$

$$R = 0.75 \cdot g_{c0} + 0.56 \cdot g_{m0} + F \tag{2.2}$$

$$M_n = 1.2 \cdot R - 0.56 \cdot F - 0.75 \cdot 0.935 \cdot g_{c0} - \frac{1}{2} \cdot 0.56^2 \cdot g_{m0}$$
(2.3)

und sind im Bild 2.6 dargestellt. Das Gewicht des Belastungsjochs pro Lasteinleitungsstelle betrug $G = 3.06 \,\mathrm{kN}$. Das Eigengewicht der Platte pro Längeneinheit betrug in den Randbereichen mit Querkraftbewehrung $g_{c0} = 3.822 \,\mathrm{kN/m}$ und im mittleren Bereich ohne Querkraftbewehrung $g_{m0} = 3.810 \,\mathrm{kN/m}$.

2.5. Auswertung und Darstellung der Messdaten



Bild 2.6: Schnittgrössenverlauf am Versuchskörper und Vorzeichendefinition. Dimensionen in mm.

2.5.2 Spannungsberechnung

Die in den Messungen aufgezeichneten Längenänderungen auf den Betonoberflächen und die punktuellen Stahldehnungen wurden zur Veranschaulichung der Resultate in Betonbzw. Stahlspannungen umgerechnet. Typische Materialmodelle für Beton unter einachsiger Druckbelastung und Betonstahl unter Zugbelastung wurden dafür benutzt.

Das Materialverhalten des Betons unter Druckbeanspruchung wurde mit einem parabolischen Spannungs-Dehnungsverhalten (vgl. Bild 2.7, a) wie in [11] vorgestellt beschrieben

$$\sigma_{c}(\varepsilon_{c}) = f_{c} \cdot \frac{\varepsilon_{c}^{2} + 2\varepsilon_{c}\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu}^{2}} \quad \text{mit} \quad -\varepsilon_{cu} \le \varepsilon_{c} \le 0$$

wobei
$$f_{c} = \frac{f_{cc}^{\frac{2}{3}}}{0.4}$$
(2.4)

mit der effektiven Betondruckfestigkeit f_c gemäss [8]. Der Einfluss der Querdehnung senkrecht zur Hauptdruckrichtung auf die Druckfestigkeit wurde in dieser Auswertung vernachlässigt ($\varepsilon_1 = 0$).

Das Spannungs-Dehnungsverhalten vom Betonstahl wurde mit einer bilinearen Idealisierung (vgl. Bild 2.7, b) angenommen, sodass

$$\sigma_{s}(\varepsilon_{s}) = E_{s} \cdot \varepsilon_{s} \qquad \text{mit} \quad \varepsilon_{s} \leq \frac{f_{sy}}{E_{s}}$$

$$\sigma_{s}(\varepsilon_{s}) = f_{sy} + E_{sh} \cdot \left(\varepsilon_{s} - \frac{f_{sy}}{E_{s}}\right) \qquad \text{mit} \quad \frac{f_{sy}}{E_{s}} < \varepsilon_{s} \leq \varepsilon_{su} \qquad (2.5)$$



Bild 2.7: Materialmodelle für die Berechnung von Spannungen aus gemessenen Versuchsgrössen: (a) Beton; (b) Betonstahl; (c) Parameter

mit einem Verfestigungsmodul von $E_{sh} = (f_{su} - f_{sy}) / (\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sy})$ und einem begrenzten Dehnungsvermögen bis ε_{su} . Die wesentlichen Materialkennwerte sind im Bild 2.7 (c) aufgelistet und entsprechen dem Mittelwerte der aus den Materialversuchen gewonnenen Werte.

2.6 Vergleich der Versuchsergebnisse

Die Versuchsergebnisse aus den Serien A und B werden zunächst in den Bildern 2.8 und 2.11 aufgezeichnet. Zuerst wird das Biegeverhalten beim Be- und Entlasten des Versuchskörpers für ausgewählte Lastwechselzahlen mittels der gemessenen Durchbiegung in Feldmitte sowie Betondruckspannungen und Stahlspannungen dargestellt. Die Versagensbilder der Versuche mit ihrem charakteristischen Versagensmechnismus sind in den Bildern 2.9 und 2.12 zu sehen. Als Obergrenze der Betondruckspannung wird die effektive Betondruckfestigkeit f_c , berechnet mit Gl. (2.4), aufgezeichnet. Die Fliessgrenze f_{sy} und die Zugfestigkeit f_{su} des Betonstahls werden zum Vergleich auch dargestellt.

In einer zweiten Darstellung werden die Extremwerte der quasi-kontinuierlichen Messungen während der zyklischen Belastung in den Bildern 2.10 und 2.13 dargestellt. Ausserdem ist die Entwicklung der mittleren Durchbiegung in Feldmitte und die Betondruckund Stahlspannungen mit zunehmenden Lastwechseln zu sehen. Die Zeitpunkte (Anzahl Lastwechsel), an denen periodische Messungen durchgeführt wurden, sind gekennzeichnet. Auch hier sind die Betondruckfestigkeit sowie Fliessgrenze und Zugfestigkeit des Betonstahls aufgezeichnet.

2.6.1 Serie A

Ein Vergleich der Versuchsresultate A1 und A2 ist in den Bildern 2.8 und 2.10 dargestellt. Das Momenten-Durchbiegungsdiagramm im Bild 2.8 (a) zeigt eine gute Übereinstimmung beider Versuche. Die Steifigkeitsabnahme, die auf die Rissbildung zurückzuführen ist, wurde in beiden Versuchen während der Erstbelastung bei einem Moment von $M_n = 25$ kNm wahrgenommen. Nach dem ersten Lastwechsel (N = 1), wurde unter der Oberlast eine Durchbiegung in Feldmitte von 6.1 bzw. 6.5 mm in den Versuchen A1 und A2 gemessen. Die Durchbiegung nahm in beiden Versuchen, mit zunehmenden Lastwechseln, kontinuierlich zu. Eine beträchtliche Zunahme der Durchbiegung wurde in den ersten ca. 100 Lastwechseln und wiederum, nachdem einzelne Ermüdungsbrüche der Bewehrungsstäbe stattgefunden hatten, beobachtet.

Die berechnete Betondruckspannung der Versuche A1 und A2, dargestellt in den Bildern 2.8 (b) und 2.10 (b), zeigt eine Abweichung. Nach der ersten Rissbildung wurde eine grössere Betonstauchung im Versuch A2 gemessen als bei A1. Diese Differenz kann darauf zurückgeführt werden, dass sich der kritische Querschnitt im Versuch A2 nahe der Mitte des Versuchskörpers befand, wo auch die Längenänderung auf der Betonoberfläche gemessen wurde (vgl. Bild 2.9, b). Im Versuch A1 entwickelte sich der kritische Riss nahe der Lasteinleitungsstelle (vgl. Bild 2.9, a) und die gemessene Betonstauchung in der Mitte des Versuchskörpers war geringer als bei A2. Die Betondruckspannung im Versuch A2 lag kurz vor dem Versagen der Versuchskörper knapp tiefer als die effektive Druckfestigkeit. Das Moment-Betondruckspannungsverhalten in der letzten periodischen Messung zeigte, dass sich der Beton in der äusseren Schicht nicht mehr linear-elastisch verhält.

Das Moment-Stahlspannungsverhalten, gemessen an drei Stellen auf je zwei Stäben in x-Richtung, ist im Bild 2.8 (c und d) ersichtlich. Diese Stahlspannungen streuten merklich im selben Stab. Diese Variation der Stahldehnung entlang eines Stabes ist jedoch zu erwarten und abhängig von der Messposition relativ zu der Position der Biegerisse im Beton. In Rissnähe sind höhere Stahldehnungen zu erwarten, da hier der Beton auf Zug nicht mitwirkt. Stahlspannungen nehmen mit zunehmenden Lastwechseln kontinuierlich zu, wiederum mit einem markanten Anstieg in den ersten Lastwechseln. Einzelne plötzliche Zuwächse der Stahlspannungen wurden an allen DMS des Versuchs A2 zwischen N = 560'200 und 748'600 wahrgenommen. Im Versuch A1 wurde ein geringerer Zuwachs der Stahlspannung erst bei N = 834'100 beobachtet. Diese Zuwächse deuten die ersten Bewehrungsbrüche an. Kurz vor dem Versagen des Versuchskörpers A2 zeigen die Messungen zwei markante Sprünge: DMS an Bewehrungsstäben, die ins Fliessen kommen, zeigen einen deutlichen Anstieg der Stahldehnungen; ein plötzlicher Abfall der Stahldehnungen deutet hingegen einen Bruch des Stabes nahe der Messstelle an.

Der Versuchskörper A2 versagte bei $N_u = 825'784$, der Versuchskörper A1 erst bei $N_u = 1'140'040$. In beiden Versuchen entstand ein vertikaler Biegeriss, der nach Versagen mehrerer Stäbe an diesem Querschnitt in die Biegedruckzone hinein wuchs und an der Plattenoberseite zu sehen war (vgl. Bild 2.9).



Bild 2.8: Vergleich der Serie A: (a) Moment-Verformungsverhalten in Feldmitte; (b) Betondruckspannung; (c) und (d) Stahlspannungen in *x*-Richtung.



Bild 2.9: Versagensbilder der Versuchskörper Serie A: (a) A1; (b) A2.



Bild 2.10: Entwicklung der Serie A: (a) Durchbiegung in Feldmitte; (b) Betondruckspannung;(c) und (d) Stahlspannungen in x-Richtung.

2.6.2 Serie B

Das Biegeverhalten der Versuchsreihe B ist in den Bildern 2.11 und 2.13 dargestellt. Das Momenten-Durchbiegungsverhalten im Bild 2.11 (a) zeigt eine gute Übereinstimmung beider Versuche. Biegerisse entwickeln sich während der Erstbelastung bei einer Momentenbeanspruchung von $M_n = 23$ kNm. Das Verhältnis der Steifigkeiten zwischen ungerissenem und gerissenem Zustand war deutlich grösser als in der Serie A. Die Durchbiegung in Feldmitte unter Oberlast und N = 1 betrug 15.9 bzw. 16.3 mm in den Versuche B1 und B2 und war im Schnitt 2.5 mal grösser als jene der Serie A. Die Durchbiegung nahm mit zunehmenden Lastwechseln kontinuierlich zu, mit einem beträchtlichen Zuwachs während der ersten 10 Lastwechsel. Das Verhalten während der letzten zwei periodischen Messungen, dargestellt im Bild 2.11, zeigt erneut markante Änderungen. Zu diesem Zeitpunkt wurden schon einzelne Ermüdungsbrüche der Bewehrungsstäbe detektiert.

Die Betondruckspannung, dargestellt in den Bildern 2.11 (b) und 2.13 (b), stimmten in beiden Versuchen gut überein. Eine hohe Betonspannung von $\sigma_c = -28.8 \,\mathrm{N/mm^2}$ wurde während der Erstbelastung unter Oberlast aufgezeichnet. Der Betondruckspannungsverlauf beim Be- und Entlasten ab der ersten periodischen Messung zeigte ein ausgeprägtes nichtlineares Verhalten. In beiden Versuchen der Serie B erreichte die Betonspannung beim Versagen die effektive Druckfestigkeit. Die kritischen Querschnitte beim Versagen der Versuchskörper sind im Bild 2.12 dargestellt. Risse mit einer Ausrichtung etwa senkrecht zur Hauptdehnungsrichtung wurden auf der Plattenoberseite des Versuchkörpers B1 festgestellt. Diese Risse deuten auf eine hohe Querdehnung in der Betondruckzone. Im Versuch B2 wurden Betonabplatzungen an der Plattenunterseite beobachtet, was auf hohe Betonstauchung senkrecht zur Hauptzugrichtung zurückzuführen ist.

Die Entwicklung der Stahlspannung, ermittelt aus Dehnungsmessungen an drei Stellen auf jeweils einem Bewehrungsstab in der x- und y-Richtung, ist in den Bildern 2.11 (c und d) und 2.13 (c und d) ersichtlich. Eine grössere Streuung der Betonspannungen als in der Serie A wurde wahrgenommen. Die Stahlspannungen in der äusseren Bewehrungslage in x-Richtung waren deutlich höher als in der zweiten Lage in y-Richtung, da diese weiter von der neutralen Achse entfernt ist und daher einer grösseren Dehnung ausgesetzt ist. Die Stahlspannungen nahmen mit zunehmenden Lastwechseln kontinuierlich zu. Ein plötzlicher Spannungszuwachs wurde im Versuch B2 bei N = 197'900 wahrgenommen. Nach Freilegen der Bewehrung wurden an einem Stab zwei Brüche im Abstand von ca. 100 mm entdeckt, welche mit hoher Wahrscheinlichkeit auf diesen Dehnungszuwachs zurückzuführen sind. Der erste deutliche Stahldehnungszuwachs im Versuch B1 wurde zuerst bei N = 214'400wahrgenommen. In beiden Versuchen der Serie B wurden kurz vor dem Versagen hohe Stahldehnungen in beiden Bewehrungsrichtungen gemessen, welche das Fliessen des betroffenen Betonstahls andeuteten.

Versuchskörper B2 versagte bei $N_u = 219'741$, der Versuchskörper B1 bei $N_u = 271'524$. In beiden Versuchen der Serie B entstand nach Versagen mehrerer Stäbe ein kritischer Riss, zusammengesetzt aus einem primären, vertikalen Biegeriss und einem schrägen Nebenriss.



Bild 2.11: Vergleich der Serie B: (a) Moment-verformungsverhalten in Feldmitte; (b) Betondruckspannung; (c) und (d) Stahlspannungen in *x*- bzw. *y*-Richtung.



Bild 2.12: Versagensbilder der Versuchskörper Serie B: (a) B1; (b) B2.



Bild 2.13: Entwicklung der Serie B: (a) Durchbiegung in Feldmitte; (b) Betondruckspannung;(c) und (d) Stahlspannungen in x- bzw. y-Richtung.

2.7 Ermüdungswirksame Stahlspannungsdifferenz

Die *Ermüdungsfestigkeit* eines Materials wird allgemein als die Beziehung zwischen der aufgebrachten Spannung oder Spannungsdifferenz und der Anzahl der Spannungs- oder Lastwechsel bis zum Versagen definiert [12]. Bei mehrheitlich biegebeanspruchten Stahlbetonbauteilen ist die Ermüdungsfestigkeit des Betonstahls massgebend. Die Schädigung des Betons unter zyklischer Beanspruchung ist eher untergeordnet.

Die *ermüdungswirksame Spannungsdifferenz* des Stahls wurde als Differenz zwischen der maximalen und der minimalen Bewehrungsspannung in einem Lastzyklus ermittelt

$$\Delta \sigma_s = \sigma_{s,\max} - \sigma_{s,\min} \tag{2.6}$$

wobei in dieser Auswertung $\sigma_{s,\max}$ und $\sigma_{s,\min}$ die Stahlspannungen aus den gemessenen Stahldehnungen mit Gl. (2.5) unter Ober- und Unterlast berechnet wurden.

Die Spannungsdifferenzen in der Bewehrung, basierend auf den Messungen von jeweils drei Dehnungsmessstreifen auf zwei Stäben pro Versuchskörper, wurden mit den zugehörigen Lastwechselzahl in den Bildern 2.14 und 2.15 dargestellt. Die Ergebnisse der Versuche der Serien A und B wurden verglichen. Zur Veranschaulichung der Streuung in den Stahlspannungsdifferenzen wurde der Bereich zwischen den Extremwerten von beiden Versuchen eingefärbt dargestellt. Die Stahlspannungsdifferenz von $\Delta \sigma_s = 223 \text{ N/mm}^2 \text{ bzw.}$ 300 N/mm^2 , die rechnerisch für die aktivierte Bewehrung der Versuche aus der Serie A und B ermittelt wurden, wie in [14] beschrieben, sind zum Vergleich mit dargestellt.

Die berechnete Spannungsdifferenz in der Serie A für die zwei Bewehrungsstäbe in der x-Richtung sind im Bild 2.14 dargestellt. Die Spannungsdifferenzen wuchsen in den ersten ca. 150 Lastwechsel deutlich an und stabilisierten sich bei Mittelwerten von 148 N/mm^2 und 133 N/mm^2 für die zwei Bewehrungsstäbe. Beide Werte sind wesentlich geringer als die rechnerisch vorhergesagte Spannungsdifferenz. Nachdem einzelne Bewehrungsstäbe versagt hatten, war wiederum ein Zuwachs der Spannungsdifferenz in den restlichen intakten Stäben zu sehen. Dieser Effekt deutet auf eine Umlagerung der internen Kräfte auf die umliegenden Stäbe. Diese erhöhte Spannungsdifferenz reduzierte die restliche Lastspielzahl der intakten Stäbe bis zum Bruch (bei gleichbleibender Beanspruchung). Die Resultate aus typischer Spannungsberechnungen sind somit konservativ im Vergleich zu den gemessenen Werten in den Versuchen der Serie A.

Die Spannungsdifferenzen in der Bewehrung der Serie B sind für jeweils zwei Bewehrungsstäbe in x- und y-Richtung im Bild 2.15 dargestellt. Wiederum ist ein Zuwachs der Spannungsdifferenzen in den ersten Lastwechseln ersichtlich, welche sich bei Mittelwerten von 233 N/mm^2 und 166 N/mm^2 in x- und y-Richtung stabilisierten. Die maximale Spannungsdifferenz für die äussere Bewehrungslage in x-Richtung stimmte gut mit die Berechnung überein (vgl. Bild 2.15, a). Die innere Bewehrungslage hingegen erfuhr geringere Dehnungen als vorhergesagt und die Spannungsdifferenz wurde überschätzt (vgl. Bild 2.15, b). Die rechnerische Vorhersage der Stahlspannungsdifferenz war auch in Serie B konservativ im Vergleich zu den Versuchsergebnissen.



Bild 2.14: Stahlspannungsdifferenzen der Serie A: (a) und (b) in x-Richtung.



Bild 2.15: Stahlspannungsdifferenzen der Serie B: (a) und (b) in x- bzw. y-Richtung.

2.8 Ermüdungsfestigkeit der Bewehrung

Die Beziehung zwischen Anzahl Spannungswechsel N und aufgebrachter Spannungsdifferenz $\Delta \sigma$ wird üblicherweise im doppellogarithmischen Massstab in einer sogenannten Wöhler- oder S-N Diagramm als gerade Linie dargestellt. Der Bereich, in welchem Ermüdungsbrüche bei einer bestimmten Lastspielzahl auftreten, wird als Zeitfestigkeit bezeichnet. Die Zeitfestigkeitsbereich wird üblicherweise wie folgt

$$N = C \cdot \Delta \sigma^{-m} \tag{2.7}$$

beschrieben, wobei die Konstante C und die Neigung m mittels Regressionsnanalyse anhand einer grossen Zahl an Versuchsresultaten bei unterschiedlichen Spannungsdifferenzen ermittelt werden [12]. Die Betriebsfestigkeits- oder Wöhlerkurve für gerade Bewehrungsstäbe mit $\emptyset \leq 20 \text{ mm}$ ist im Bild 2.16 ersichtlich. Die durchgezogene Linie entspricht der charakteristischen Ermüdungsfestigkeit $\Delta \sigma_{s,\text{fat}} = 170 \text{ N/mm}^2$ nach [12], während die gestrichelte Linie den Bemessungswert $\Delta \sigma_{sd,\text{fat}} = 145 \text{ N/mm}^2$ gemäss Norm SIA 262(2013) [13] darstellt.

Nach Freilegung der Bewehrung wurden pro Versuchskörper zwischen 8 und 18 Bewehrungsbrüche entdeckt. Die Reihenfolge der Entstehung dieser Brüche konnte teilweise anhand von periodischen Messungen mit der magnetischen Streufeldanalyse und mittels der Interpretation der quasi-kontinuierlichen Messungen der Stahldehnungen abgeleitet werden (vgl. Tabelle 2.4). In den meisten Versuchen war ein lauter Knall beim globalen Versagen zu hören, welcher auf Verformungsbrüche der intakten Bewehrung zurückzuführen ist. Diese Brüche wurden nicht weiter in die Auswertung miteinbezogen. Die beobachteten Ermüdungsbrüche der schlaffen Bewehrung der Serien A und B sind als S-N Diagramm im Bild 2.16 dargestellt.

Sämtliche Ermüdungsbrüche der Biegebewehrung in den Versuchen beider Versuchsreihen liegen bei einer höheren Lastspielzahl als aus der Bemessungsvorschrift der SIA Norm 262(2013) [13] hervorgeht. Jedoch wurden in den Versuchen beider Versuchsreihen auch einzelne Ermüdungsbrüche festgestellt, die bereits bei kleineren Lastspielzahlen unterhalb des charakteristischen Niveaus zum liegen kommen. Die ersten Bewehrungsbrüche der Serie A wurden im Versuch A1 bei ungefähr N = 834'100 und im A2 bei N = 560'200 festgestellt. Anders ausgedruckt wurden erste Ermüdungsbrüche bei ca. 73% und 68% der Anzahl Lastwechsel bis zum globalen Versagen der Versuche A1 und A2 wahrgenommen. Infolge der höheren Stahlspannungsdifferenzen der Versuche aus der Serie B im Vergleich der Versuche der Serie A, werden die ersten Bewehrungsbrüche im Versuch B1 bzw. B2 bereits bei annähernd N = 214'400 bzw. N = 197'900 wahrgenommen. Die ersten Ermüdungsbrüche wurden nach ca. 79% und 90% der Lastspielzahlen bis zum globalen Versagen der Versuche B1 und B2 wahrgenommen.



Bild 2.16: Ergebnisse der Ermüdungsversuche.

 Tabelle 2.4:
 Ermüdungsbrüche der schlaffen Bewehrung mit Bruchlastspielzahl. Lastspielzahlen wurden mithilfe der magnetischen Streufeldanalyse in den periodischen Messungen bestätigt. Werte in Klammern entsprechen Abschätzungen aus einer Interpretation der Stahldehnungsmessungen.

Versuch A1		Versuch A2		Versuch B1		Versuch B2	
Bruch Nr.	$N\left[- ight]$						
103	(834'100)	207	(560'200)	303	(214'400)	406	(197'900)
111	(885'000)	209	(592'900)	307	(227'900)	407	(197'900)
110	906'347	215	(634'100)	301	269'807	402	(216'500)
102	(940'600)	214	(643'800)	308	269'807	401	219'079
106	(958'700)	216	(680'200)	310	269'807	403	219'079
105	961'995	211	(748'600)	311	269'807	404	219'741
108	(1'033'200)	204	755'347	304	271'345	408	219'741
101	1'035'895	206	755'347	309	271'345	405	219'741
107	1'131'296	208	755'347	312	271'345		
109	1'131'296	213	755'347	313	271'345		
104	1'140'040	205	(790'100)	306	271'345		
		201	800'317	305	271'524		
		202	800'317	302	271'524		
		212	(800'500)				
		210	809'232				
		217	809'232				
		203	825'514				
		218	825'784				

2.9 Risse schiefwinklig zur Bewehrungsrichtung

Bei annähernd zusammenfallenden Hauptmomenten- und Bewehrungsrichtungen, öffnen sich die Betonrisse senkrecht zur Bewehrungsrichtung (vgl. Bild 2.17, a). Bewehrungsstäbe an solchen Stellen stehen unter rein achsialer Beanspruchung.

In dieser Forschungsarbeit hingegen wurde das Ermüdungsverhalten von kreuzweise bewehrten Stahlbetonplatten mit einer Abweichung der Hauptmomentenrichtung zur Bewehrungsrichtungen φ_n untersucht. Eine solche Abweichung bedeutet implizit, dass Betonrisse in der Biegezugzone der Platte schiefwinklig zur Bewehrungsrichtung auftreten. Am Rissufer erfahren Bewehrungsstäbe beim Öffnen eines Risses eine Neuorientierung mit Ausrichtung normal zur Rissrichtung (vgl. Bild. 2.17, b). Das Versagen des Betons am Rissufer auf Stabinnenseite ermöglicht eine teilweise Neuorientierung. An solchen Stellen, stehen die Stäbe unter einer Kombination von Achsial- und Biegebeanspruchung, welche lokal zu Spannungsspitzen führen können. Dieses Phänomen wurde auf Bruchniveau experimentell erforscht. Es konnte keine Reduktion der globalen Biegefestigkeit infolge diese Neuorientierung der Bewehrungsstäbe am Rissufer festgestellt werden [10]. Die Ermüdung ist jedoch überwiegend ein Problem der Gebrauchstauglichkeit, wo die Spannungswechsel im elastisch-gerissenen Zustand massgebend sind. Ermüdungsschäden akkumulieren sich unter zyklischer Belastung bei Spannungsniveaus weit unterhalb der Festigkeit des Materials, wie z. B. das Wachstum von Mikrorissen im Stahl. Andere Faktoren, wie die Kerbwirkung der Rippung auf typischen Bewehrungsstäben und lokale Spannungsspitzen treten eher in den Vordergrund.

Nach Freilegung der Bewehrung des Versuchs B2 am Versagensquerschnitt wurde ein Bruchbild der Bewehrungsstäbe wahrgenommen, die auf eine mögliche Neuorientierung der Stäbe über den Riss hindeutet, siehe Bild 2.18 (a). Der kritische Riss bildet sich ungefähr senkrecht zur Hauptmomentenrichtung und beide, die erste und zweite Bewehrungslage, wiesen Abweichungen von 45° hierzu. Die Bewehrungsbrüche Nr. 406 und 407 (vgl. Bild 2.18, b und c) entstanden in der zweiten Bewehrungslage in einem Abstand, welcher etwa dem Stababstand entspricht, unmittelbar neben den Hauptriss.

Sämtliche Ermüdungsbrüche der Bewehrung in den Versuchen der Serie B traten bei wesentlich geringerer Anzahl an Lastwechsel ein, als bei den Versuchen der Serie A. Die Anzahl ertragbarer Lastwechsel bis zum globalen Versagen der Versuchskörper der Serie B waren im Schnitt um 75% weniger als in der Serie A. Diese erhebliche Reduktion der Ermüdungsfestigkeit der Bewehrung kann jedoch auf die höheren Stahlspannungsdifferenzen der Bewehrung in den Versuchen der Serie B zurückgeführt werden. In dem S-N Diagramm der Bewehrungsbrüche (vgl. Bild 2.16) wurde die reduzierte Anzahl an Lastwechsel aus den Versuchen der Serie B mit der zugehörigen rechnerischen Stahlspannungsdifferenz dargestellt. Die Ergebnisse aus den Versuchen der Serie B können somit ebenfalls von der Betriebsfestigkeitskurve angemessen dargestellt werden. Die Versuche zeigen, dass die Ermüdungsfestigkeit von Bewehrungsstäben schiefwinklig zur Rissorientierung vergleichbar ist mit jenen senkrecht zur Rissrichtung.



Bild 2.17: Bewehrungsstab im Riss: (a) Serie A; (b) Serie B (neu gezeichnet nach [10]). Die Rissbreite ist schematisch erhöht dargestellt.



Bild 2.18: Einzelne Ermüdungsbrüche Versuch B2: (a) Übersicht am Versagensquerschnitt;(b) Bruch Nr. 406; (c) Bruch Nr. 407.

3. Schlussfolgerungen und Bedeutung für die Praxis

Die strikten Vorschriften für den heutigen Ermüdungsnachweis im Betonbau resultieren einerseits aus einem noch beschränkten Wissenstand über die Schädigungsmechanismen der Ermüdung im Stahlbeton und andererseits wegen der erheblich streuenden Ermüdungsfestigkeiten der Materialien, wie sie in Versuchen beobachtet wurden. Die Anwendung der heutigen Norm in der Bemessung von neuen Betonbauten führt häufig zu stärkeren Abmessungen und gegebenenfalls höheren Bewehrungsmengen im Vergleich zur früheren Dimensionierung nach alten Normengenerationen (vor 1989) [12]. Dieser allfällige Mehraufwand ist gerechtfertigt in Anbetracht der verlängerten Nutzungsdauer, die solche Massnahmen erlauben. Die Überprüfung bestehender Betonbauten auf ihre Ermüdungsfestigkeit bleibt jedoch ein kontroverses und unter den in der Erhaltung tätigen Ingenieuren viel diskutiertes Thema. Mit den vorliegenden Ergebnissen dieser Arbeit soll ein Beitrag zum tieferen Verständnis des Ermüdungsverhaltens von kreuzweise bewehrten Stahlbetonplatten geleistet werden. Nach Abschluss des Projekts können folgende Schlussfolgerungen, welche für praktizierende Ingenieure von Bedeutung sein können, gezogen werden:

- Generell: Die Ermüdung von schlaff bewehrten Stahlbetonplatten mit einem typischen Bewehrungsgehalt unter zyklischer Belastung ist ein reales Gefährdungsbild. Dies bestätigte die schon von *Fehlmann* und *Vogel* gemachte Feststellung [5]. Diese Platten versagen unter zyklischer Biegebeanspruchung durch die fortschreitende Entstehung von Ermüdungsbrüchen in der Bewehrung bis die restliche Tragsicherheit für die maximaler Beanspruchung nicht mehr genügt. Dieser Versagensmechanismus wurde in allen vier Versuchen dieser Arbeit beobachtet – auch bei Bewehrungsstahlspannungen, welche weit unterhalb der statischen Festigkeit des Materials lagen.
- Zur Bewehrungsrichtung schiefwinklige Risse: Die höheren Spannungsdifferenzen in der Bewehrung aus den Versuchen der Serie B führten dazu, dass diese Plattenstreifen im Schnitt bereits bei 25% der Laswechselzahlen, im Vergleich zu denjenigen der Serie A, versagten. Dieses Ergebnis ist in dem S-N Diagramm der Bewehrungsbrüche im Bild 2.16 dargestellt. Daraus ist zu erkennen, dass die Bewehrungsbrüche der Versuche aus der Serie A und im Besonderen der Serie B, mit ihren zugehörigen Stahlspannungsdifferenzen, über die Betriebsfestigkeitskurve angemessen abgebildet

werden können. Es liessen sich keine Unterschiede der Ermüdungsfestigkeiten der Bewehrungsstäbe in den Versuchen der Serie B, die um 45°zur Rissrichtung orientiert waren, und jener Stäbe in den Versuchen der Serie A feststellen.

Die Versuche zeigen, dass die Ermüdungsfestigkeit von Bewehrungsstäben schiefwinklig zur Rissrichtung vergleichbar ist mit denjenigen senkrecht zur Rissrichtung orientierten Stäben.

Kräfteumlagerungsvermögen: Nach dem Bruch eines Stabes wurden plötzliche Zuwächse der gemessenen Stahldehnungen auf den umliegenden Bewehrungsstäbe im gleichen Querschnitt wahrgenommen. Bei der Aktivierung beider Bewehrungslagen wurden Dehnungszuwächse, welche auf einen Bruch in einer Lage zurückzuführen sind, auch in der andere Lage wahrgenommen. Diese Beobachtungen bestätigen, dass Umlagerungen der innere Kräfte auf die umliegenden Stäbe und selbst auf andere mittragende Bewehrungslagen stattfinden können.

Bei gleichbleibender Beanspruchung führen solche Umlagerungen zu merkbaren Änderungen im Tragverhalten, welche sich in plötzlichen Zunahmen der lokalen Verformungen an den Betonoberflächen äussern. Anschliessend können die bestehenden Rissbreiten in Bruchnähe zunehmen und Sekundärrisse entstehen.

Restphase nach erstem Bruch: Nach dem Ermüdungsbruch des ersten Stabes ist jedoch nicht mit einem plötzlichen globalen Versagen zu rechnen. In den Serien A und B betrug die *Restphase* (die Phase ab dem Ausfall des ersten Stabes bis zum globalen Versagen des Bauteils [4]) im Schnitt 29% bzw. 15% der Bruchlastwechselzahl.

Insbesondere Platten, welche mit mehreren Bewehrungsstäben bewehrt sind, reagieren weniger empfindlich wegen des grösseren Vermögens die inneren Kräfte auf mehrere intakte Stäbe umzuverteilen. Der Schädigungsprozess entwickelt sich relativ langsam und führt mit zunehmenden Lastwechseln zu einer sichtbaren Beeinträchtigung der Gebrauchstauglichkeit. Dies äussert sich durch grosse Verformungen, breite Betonrisse und teilweise wurden selbst Betonabplatzungen auf den Plattenunterseiten wahrgenommen. Eine Beobachtung dieser charakteristischen Eigenschaften bei der Überwachung von bestehenden Betonbauten können als erste Warnsignale für eine mögliche Ermüdungsschädigung dienen.

4. Forschungsbedarf

Abschliessend werden Anregungen für weiterführende Forschungsarbeiten zusammengestellt:

Die Versuchsergebnisse aus dieser Arbeit zeigten, dass eine maximale Abweichung zwischen der Hauptmomenten- und Bewehrungsrichtung von 45° zu ähnlichen Ermüdungsfestigkeiten führen, wie in Platten bei denen die beiden Richtungen übereinstimmen. Bei kleineren Abweichungen zwischen diesen Richtungen wird eine Bewehrungslage einen grösseren Anteil der Beanspruchung abtragen als jene senkrecht dazu, jedoch mit einer weniger schiefwinkligen Orientierung zu den Biegerissen im Beton. Solche Biegebeanspruchungen könnten zukünftig untersucht werden, um eine allgemeine Aussage über die Ermüdungsfestigkeit von Platten, bei denen die Hauptmomenten- und Bewehrungsrichtung nicht übereinstimmen, treffen zu können.

Die Fahrbahnplatten von typischen Brücken tragen in erster Linie die Verkehrslast quer zur Brückenlängsachse ab. Dies erfordert einen höheren Bewehrungsgehalt in Plattenquerrichtung als in Längsrichtung, wo meist die Mindestbewehrung ausreichend ist. Beim Reissen des Betons in Querrichtung nimmt die Steifigkeit der Platte in dieser Richtung ab und es treten Umlagerungen auf die Bewehrung in Längsrichtung auf. Die ermüdungswirksame Spannungsdifferenz in der schlaffen Querbewehrung wird somit reduziert. Inwiefern dieses Tragverhalten die Ermüdungsfestigkeit von Platten beeinflusst, ist bisher noch wenig erforscht.

Die Degradation des Verbunds zwischen Stahl und Beton unter zyklischer Belastung ist näher zu untersuchen. Diese Verbundwirkung ermöglicht die Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen auf Zug, welche zu geringeren Stahldehnungen zwischen den Rissen als im Riss führen. Die für die Ermüdungsfestigkeit massgebenden Spannungsdifferenzen treten somit im Riss auf und die Wahrscheinlichkeit, dass diese mit kritischen Kerbstellen am Stab zusammenfallen, ist reduziert, was zu höheren Ermüdungsfestigkeiten führen kann. Präzisere Dehnungsmessungen entlang einbetonierter Bewehrungsstäbe unter zyklischer Belastung, z. B. mittels faseroptischer Sensoren (vgl. die Versuche von *Kenel* und *Marti* [9]), könnte zur Beantwortung dieser Fragestellung wesentlich beitragen.

Bezeichnungen

Abkürzungen

DMS	Dehnungsmessstreifen
SIA	Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein

Lateinische Grossbuchstaben

A_{gt}	Betonstahldehung bei Höchstlast
C	experimentell zu bestimmender Materialparameter
E_c	Elastizitätsmodul Beton
E_s	Elastizitätsmodul Betonstahl
E_{sh}	Verfestigungsmodul Betonstahl
F	Kraft pro Lasteinleitungsstelle
$F_{ m act}$	Kraft gemessen auf der hydraulische Presse
F_{\max}, F_{\min}	Oberlast, Unterlast
G	Eigengewicht Belastungsjoch pro Lasteinleitungsstelle
M_n	Biegemoment in <i>n</i> -Richtung
$M_{n,\max}, M_{n,\min}$	Biegemoment in n -Richtung unter Ober- bzw. Unterlast
Ν	Anzahl der Lastwechsel oder Lastspielzahl
N_u	Bruchlastspielzahl
R	Auflagerreaktion
V_{nz}	Querkraft bezüglich der <i>n</i> -Richtung

Lateinische Kleinbuchstaben

$c_{ m nom}$	Bewehrungsüberdeckung
f_c	effektive Betondruckfestigkeit
f_{cc}	Zylinderdruckfestigkeit Beton
f_{cts}	Spaltzugfestigkeit Beton
f_{cw}	Würfeldruckfestigkeit Beton
f_{su}	Stahlzugfestigkeit
f_{sy}	Stahlfliessgrenze
g_{c0},g_{m0}	Eigengewicht Versuchskörper pro Längeneinheit
h	Plattendicke, Prüfzylinderhöhe
m	Neigung der Zeitfestigkeitsgerade
m_n	Biegemoment pro Längeneinheit in n -Richtung
m_x, m_y	Biegemoment pro Längeneinheit in x - bzw. y -Richtung
m_{xy}	Drillmoment pro Längeneinheit bezüglich der x - und y -Richtung
n, t	Plattenrichtungen; Längs und Quer
8	Stababstand
w_m	mittlere Durchbiegung in Feldmitte
x, y	Bewehrungsrichtungen
z	Richtung senkrecht zur Plattenebene

Griechische Buchstaben

$\Delta \sigma_s$	Stahlspannungsdifferenz
$\Delta \sigma_{s,D}$	Dauerfestigkeit Betonstahl
$\Delta \sigma_{s,\mathrm{fat}}$	charakteristischer Wert der nominelle Ermüdungsfestigkeit
$\Delta \sigma_{sd, {\rm fat}}$	Bemessungswert der nominellen Ermüdungsfestigkeit
$\Delta \sigma_{sx}, \ \Delta \sigma_{sy}$	Stahlspannungsdifferenz in x - bzw. y -Richtung
ε_1	Hauptdehnung

Bezeichnungen

ε_c	Betondehnung
ε_{cu}	Bruchdehnung Beton
ε_s	Stahldehnung
ε_{su}	Stahlbruchdehnung
ε_{sy}	Stahldehnung beim Fliessen
$ ho_x,\ ho_y$	geometrischer Bewehrungsgehalt in x - bzw. y -Richtung
$ ho_z$	geometrischer Querkraftbewehrungsgehalt
σ_c	Betonspannung
σ_s	Stahlspannung
$\sigma_{s,\max}, \sigma_{s,\min}$	maximale bzw. minimale Stahlspannung
$\sigma_{sx}, \ \sigma_{sy}$	Stahlspannung in x - bzw. y -Richtung
$arphi_n$	Biegebewehrungsrichtung

Sonderzeichen

1, 2	Hauptrichtungen
ø	Stabdurchmesser, Prüfzylinderdurchmesser
${\mathscr Q}_{ m eff}$	effektiver Stabdurchmesser
\emptyset_{nom}	nomineller Stabdurchmesser

Literaturverzeichnis

- [1] Ancotech AG (2013). ancoFIX[®] Bewehrungen. Ancotech AG, Dielsdorf, Schweiz.
- [2] Bundesamt für Strassen (2011). Strassen und Verkehr: Zahlen und Fakten 2011. ASTRA, Bern.
- [3] Diederich, H. (2016). Zerstörungsfreie Prüfung der Bewehrung von Betonbauteilen mithilfe der Magnetischen Streufeldmethode. Dissertation Nr. 23733, ETH Zürich.
- [4] Fehlmann, P. (2012). Zur Ermüdung von Stahlbetonbrücken. Dissertation Nr. 20231, ETH Zürich.
- [5] Fehlmann, P. und Vogel, T. (2011). Experimentelle Untersuchungen zum Ermüdungsverhalten von Stahlbetonbrücken. Cemsuisse-Projekt 200903, Verband der Schweizerischen Cementindustrie *cemsuisse*.
- [6] Fehlmann, P., Wolf, T. und Vogel, T. (2011). Versuche zum Ermüdungsverhalten von Stahlbetonbrücken. IBK Bericht Nr. 332, ETH Zürich.
- [7] Herwig, A. (2008). Reinforced Concrete Bridges under increased Railway Traffic Loads
 Fatigue Behaviour and Safety Measures. Dissertation Nr. 4010, EPF Lausanne.
- [8] Kaufmann, W. and Marti, P. (1998). Structural Concrete: Cracked Membrane Model. Journal of Structural Engineering, ASCE, vol. 124, pp. 1467–1475.
- [9] Kenel, A. and Marti, P. (2001). Faseroptische Dehnungsmessungen an einbetonierten Bewehrungsstäben. IBK Bericht Nr. 271, ETH Zürich.
- [10] Lenschow, R. J. und Sozen, M. A. (1966). A Yield Criterion for Reinforced Concrete under Biaxial Moments and Forces. Forschungsbericht, University of Illinois.
- [11] Marti, P., Alvarez, M., Kaufmann, W. und Sigrist, V. (1999). Tragverhalten von Stahlbeton, Fortbildungskurs für Bauingenieure. IBK Publikation SP 008, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich.
- [12] Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein (SIA) (1997). Ermüdung von Betonbauten. SIA Dokumentation No. D 0133, Zürich.

- [13] Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein (SIA) (2013). Norm SIA 262(2013) Betonbau. Zürich.
- [14] Spathelf, C. (Vorraussichtlich 2017). Fatigue Performance of Orthogonally Reinforced Concrete Slabs. Dissertation, ETH Zürich.
- [15] Vogel, T., Zwicky, D., Joray, D., Diggelmann, M., und Høj, N. P. (2009). Tragsicherheit der bestehenden Kunstbauten. Bericht Nr. 623, Bundesamt für Strassen.